

MAX-E工法

材端部に開孔を設けたRC梁の補強工法

設 計 指 針

テイエム技研株式会社

平成 14 年 12 月版

[目 次]

設計ダイジェスト	1
1. 総則	
1. 1 適用範囲	3
1. 2 用語の定義	5
1. 3 記号の定義	8
1. 4 準拠する法令、基・規準および指針	9
1. 5 設計者・監理者の範囲	9
2. 使用材料	10
2. 1 コンクリート	10
2. 2 鉄筋	10
3. 設計	
3. 1 設計方針	13
3. 2 構造細則	16
3. 3 終局強度の算定	19
4. 施工	
4. 1 配筋手順	24
4. 2 検査	26
4. 3 各補強筋の現場保管	27
5. 製品	
5. 1 製品の規格	28
5. 2 製造設備	31
付録1. 材端開孔部の補強設計方法	付 1
付録2. 補強設計例	付 6
付録3. 座屈補強筋の角度と定着長さ	付 20
付録4. 設計変更を行う場合	付 24
付録5. 配筋例	付 25
付録6. 建築技術性能証明書	付 29

設計ダイジェスト

MAX-E工法 設計指針の概要

項 目			内 容		指針頁
総則	適用範囲		梁端部に開孔を有するRC梁 (中央部にも同時に開孔を設けることが可能)		pp.3
	用語の定義		梁端部：柱面から中央方向に梁せい(D)未満の範囲		pp.5
			中央部：梁端部を除くRC梁部		
			降伏ヒンジ領域：柱面から中央方向に1.5Dの範囲		
			一般部：RC梁部の開孔補強範囲以外の範囲		
			梁端部開孔補強範囲：梁端部に設けられた開孔の補強範囲 $C_e = \min(C_2, A) + C_2$ C_2 ：開孔中心から45度に引いた直線が上下1段目主筋と交わる点までの水平距離 開孔中心から1段目主筋の垂線距離が長い方で定義 A：梁端部柱面から開孔中心までの水平距離		
			既成開孔補強筋：「MAXウエブレンE」(ティエム技研(株)製)		
			孔際補強筋：C ₂ 範囲内に配置される横補強筋		
			あばら筋：一般部に配置される横補強筋		
			座屈補強筋：開孔上下左右に配置し、主筋と孔際補強筋に結束させるU型補強筋		
設計者・監理者		「梁端開孔補強研究会」の構成各社、もしくは技術指導を受けた建築士登録事務所		pp.9	
使用材料	コンクリート		普通コンクリート $F_c=21\sim 54\text{N/mm}^2$		pp.10
	鉄 筋	規 格	JIS G 3112 (鉄筋コンクリート用棒鋼) の異形鉄筋 大臣認定を受けた高強度鉄筋		
		使用部位	鉄筋種類		
		主 筋	SD295A～SD490		
		あばら筋、 孔際補強筋	SD295A～SD345 ($21\leq F_c\leq 36$)		
			685～1275N/mm ² 級 ($36\leq F_c\leq 54$)		
			1275N/mm ² 級の規格降伏点(σ_v)は 計算上 785N/mm ² として扱う		
		開孔補強筋	785N/mm ² 級		
		横補強筋、開孔 補強筋の上限	あばら筋、孔際補強筋、開孔補強筋の σ_v は計算上 25F _c を上限とする		
座屈補強筋	SD295A～SD345				
設計	設計方針	目標塑性変形角	降伏ヒンジ領域の塑性変形角(R_p) $\geq 1/50(\text{rad})$		pp.13
	せん断 終局設計	一般部	$Q_{suo} \geq Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu}$ $\alpha_0 = 1.1$ Q_{suo} ：アーチ機構の寄与分を無視した靱性指針式 Q_L ：鉛直荷重によるせん断力 Q_{mu} ：引張鉄筋の上限強度を用いた曲げ終局強度時の せん断力		pp.19
		梁端部開孔位置	$Q_{sul} \geq Q_L + \alpha_1 \cdot Q_{mu}$ $\alpha_1 = 1.2$ Q_{sul} ：修正広沢式 (座屈補強筋無視)		
		中央部開孔位置	$Q_{sui} \geq Q_L + \alpha_i \cdot Q_{mu}$ $\alpha_i = 1.1$ Q_{sui} ：修正広沢式		
	付 着		$\tau_f \leq \tau_{bu}$ τ_f ：設計用付着応力度 τ_{bu} ：付着信頼強度 (RC靱性指針式)	pp.13 pp.20	
	入力せん断 応力度の 制限	梁端部柱面	$\tau_o = (Q_L + Q_{mu}) / (b \cdot D) \leq 0.07F_c$		pp.14
		梁端部開孔位置	$\tau_e = (Q_L + Q_{mu}) / (b \cdot D_e) \leq 0.21F_c$ b:梁幅 D_e :梁端部開孔位置の最小へりあき寸法		
中央部開孔位置		$\tau_i = (Q_L + Q_{mu}) / (b \cdot D_i) \leq 0.21F_c$ D_i :中央部開孔位置の最小へりあき寸法		pp.22	

設計	開孔周囲の補強筋量	孔際補強筋 および 開孔補強筋	i) 領域Ⅰ($\tau_o \leq 0.05F_c$ かつ $\tau_e \leq 0.15F_c$) のとき $\xi_l \geq \max \{9\tau_o/F_c - 0.30, 9\tau_e/(3F_c) - 0.30\}$ ii) 領域Ⅱ ($0.05F_c < \tau_o \leq 0.07F_c$ かつ $\tau_e \leq 0.15F_c$) のとき $\xi_l \geq 9\tau_o/F_c - 0.30$ iii) 領域Ⅲ ($\tau_o \leq 0.05F_c$ かつ $0.15F_c < \tau_e \leq 0.21F_c$) のとき $\xi_l \geq 9\tau_e/(3F_c) - 0.30$ iv) 領域Ⅳ ($0.05F_c < \tau_o \leq 0.07F_c$ かつ $0.15F_c < \tau_e \leq 0.21F_c$) のとき $\xi_l \geq \max \{9\tau_o/F_c - 0.30, 9\tau_e/(3F_c) - 0.30\}$ ここに、 $\xi_l = (p_v \cdot \sigma_{vy} + p_d \cdot \sigma_{dy})/F_c$ p_v, σ_{vy} : 孔際補強筋比および規格降伏点($\sigma_{vy} \leq 25F_c$) p_d, σ_{dy} : 開孔補強筋比および規格降伏点($\sigma_{dy} \leq 25F_c$)			pp.13
		座屈補強筋量	i) 領域Ⅰ のとき $p_b \cdot \sigma_{by}/F_c \geq \max \{\tau_o/F_c, \tau_e/(3F_c)\}$ ii) 領域Ⅱ のとき $p_b \cdot \sigma_{by}/F_c \geq \tau_o/F_c$ iii) 領域Ⅲ のとき $p_b \cdot \sigma_{by}/F_c \geq \tau_e/(3F_c)$ iv) 領域Ⅳ のとき $p_b \cdot \sigma_{by}/F_c \geq \max \{\tau_o/F_c, \tau_e/(3F_c)\}$ p_b, σ_{by} : 座屈補強筋比および規格降伏点			pp.14
構造細則	形状制限	内法スパン比	$L/D \geq 4$		pp.16	
		開孔形状	円形			
		箇所数	1つの梁端部につき1箇所			
		直径	$D/3.5$ 以下、かつ 300mm以下			
		柱面から梁端部 開孔中心までの 水平距離	$D/3$ 以上、かつ D 未満		pp.18	
		へりあき寸法	$D/3$ 以上、かつ 200mm以上 ただし、 $D/3.5$ まで緩和する場合は $\tau_e \leq 0.18F_c$ とする			
		開孔中心間距離	梁端部開孔～中央部開孔距離 $\geq 2.0D$ 中央開孔同士は $1.0D$ 以上		pp.23	
		中央部開孔位置	開孔中心位置は非ヒンジ領域に限定			
		中央部へりあき	$D/3$ 以上、かつ200mm以上			
	開孔補強筋	枚数	開孔1箇所につき2枚以上配置		pp.16	
	孔際補強筋	補強筋量	$p_d \geq 2 \times p_v$ の場合 $p_d = 2 \times p_v$ として算定 $p_v \geq p_w$ (あばら筋量)		pp.16	
		組数	孔際補強筋:開孔左右に2組ずつ以上配置			
		径	あばら筋径以上			
		形状規定	785N/mm ² 級以上の鉄筋を用いる場合は、溶接閉鎖型あるいは135°フックを用い、キャップタイ併用は不可			
	開孔補強筋 及び 孔際補強筋	上限値下限値	補強筋	下限値	上限値	
			孔際補強筋量(p_v)	0.5%	1.2%	
			開孔補強筋量(p_d)	0.4%	1.2%	
座屈補強筋	脚数	孔際補強筋足数と同数以上				
	配置	上端下端とも1段目主筋の2本以上に掛け、かつ、結部が重複するよう配筋				
	間隔	開孔左右の孔際補強筋距離の1/3、かつ主筋径の6倍以下				
	補強筋量	$p_b \cdot \sigma_{by} \geq 1.2 \text{ N/mm}^2$				
	定着	脚部長さ $\geq 0.67D + 2d_b$ (D :梁せい、 d_b :座屈補強筋径)				

1. 総則

1. 1 適用範囲

本指針は、「MAX-E工法」による材端部に開孔を設けた鉄筋コンクリート梁の設計に適用する。

【解説】

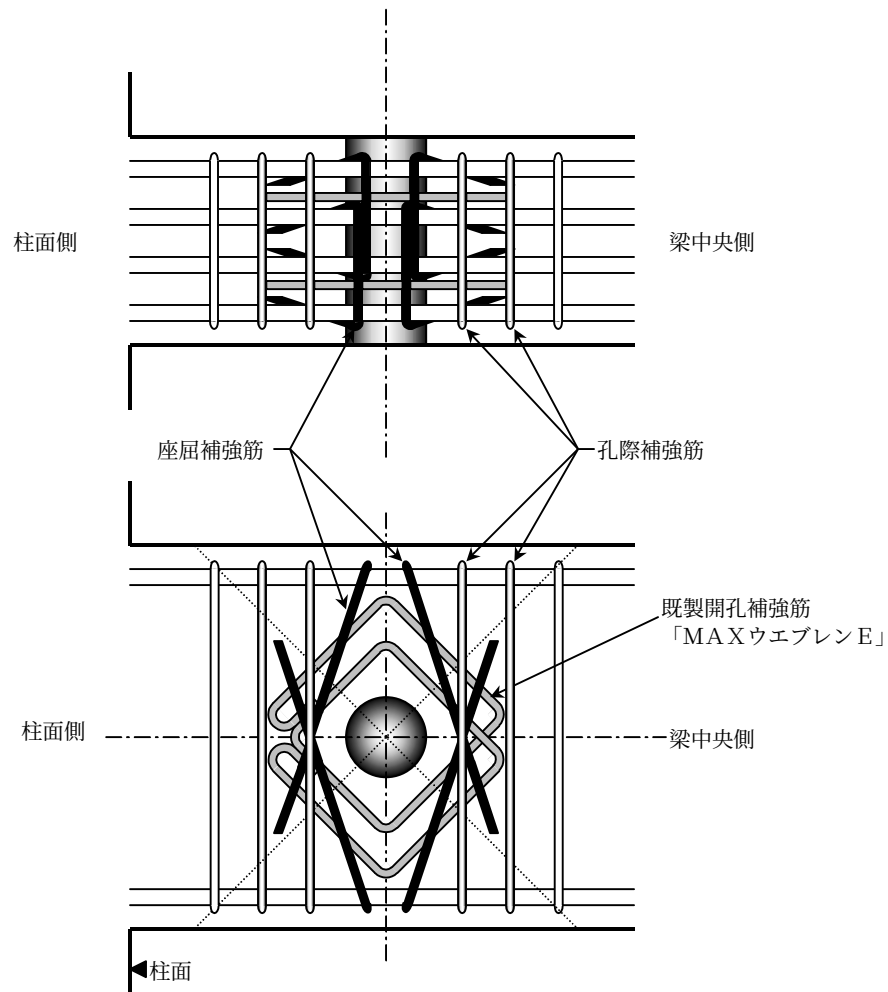
「MAX-E工法」は、図-1.1.1 に示すように、材端部に開孔を設けた鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）梁を開孔補強筋「MAXウエブレンE」（テイエム技研(株)製）、孔際補強筋ならびに主筋の変形を拘束するように配置したU型形状の補強筋（以下、座屈補強筋）を組み合わせ、補強する工法である。ただし、本指針では所定の条件を満足する場合、材端部と同時に中央部にも開孔を設けることができる。

座屈補強筋の標準的な形状は、図-1.1.2 に示す通りである。本工法で使用する開孔補強筋「MAXウエブレンE」は、既製開孔補強筋「MAXウエブレン」を図-1.1.3 に示すように180°フック部が直近の柱面側に向けてセットするものとする。なお、180°フックは折り曲げ定着されているだけで、開孔補強筋同士は溶接されていない。

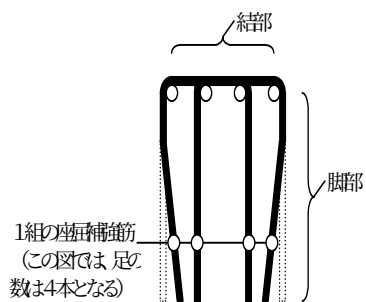
本工法を適用すると、RC梁材端部に降伏ヒンジが形成されても、設計で保証すべきRC梁の終局強度と変形性能を確保することができる。本技術の特色は、開孔補強筋と孔際補強筋のほかに座屈補強筋を用い、開孔近傍におけるコンクリートの損傷拡大ならびに主筋の座屈を防止している点である。

本工法に使用する開孔補強筋「MAXウエブレンE」は、材端部における変形性能確保のために、既製開孔補強筋「MAXウエブレン」を90°回転して取り付けようにした製品である。既製開孔補強筋「MAXウエブレン」は、鉄筋コンクリート造および鉄骨鉄筋コンクリート造建物の梁貫通孔補強筋として(財)日本建築センターの評定を2001年9月19日付で取得(BCJ評定-RC0097)している。

なお、材端部開孔の補強設計を行う場合は付録を参照すること。



図－1.1.1 「MAX－E工法」配筋要領図

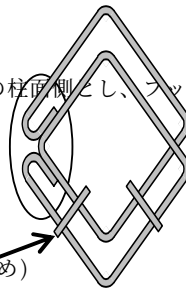


図－1.1.2 座屈補

MAXウエブレンE(製品)は一筆書きである

フック位置は直近の柱面側とし、フックは180度の折り曲げ定着で、溶接などはされていない

枝筋(ボイド位置決め)



図－1.1.3 MAXウエブレンE

1.2 用語の定義

- ・材端部：柱面から中央方向に梁せい(D)未満の長さの範囲を指す。梁端部ということもある。
- ・中央部：材端部を除くRC梁部を指す。
- ・降伏ヒンジ(領域)：曲げモーメントによって塑性変形が生じること(降伏)を想定する部位(領域)を指し、柱面から中央に梁せいの1.5倍($1.5D$)の範囲とする。
- ・非ヒンジ(領域)：降伏を想定しない部位(領域)とする。(以上、図－1.2.1(a)参照)
- ・梁端部開孔補強範囲：梁端部に設けられた開孔の補強範囲を指す。開孔の存在に起因する損傷の拡大を防止するために、開孔補強筋、孔際補強筋および座屈補強筋を用いて補強する範囲で、下式による範囲とする。(図－1.2.1(b)参照)

$$C_e = \min(C_2, A) + C_2 \quad (1.2.1)$$

ここに、 C_2 ：開孔中心から45度に引いた直線が上下1段目主筋と交わる点までの水平距離。
開孔中心が上下にずれる場合、長い方の水平距離を C_2 、短い方を C_1 とする。
(図－1.2.2 参照)

A ：材端柱面から開孔中心までの水平距離とする。(図－1.2.1(b)、図－1.2.2 参照)

- ・一般部：RC梁の開孔補強範囲以外の範囲を指す。(図－1.2.1(b)参照)
- ・開孔補強筋：開孔周囲に配置する「MAXウェブレンE」を指し、図－1.1.1による。
- ・横補強筋：主筋と直交方向に配筋される補強筋を総称する。(本指針では孔際補強筋およびあばら筋を指す)
- ・孔際補強筋： C_2 内に配置される横補強筋を指す。(図－1.2.2 参照)
- ・あばら筋：一般部に配筋される横補強筋を指す。
- ・1組の座屈補強筋：開孔上下および左右に配置し、主筋と孔際補強筋に結束させるU型形状の補強筋を指し、図－1.1.1あるいは図－1.1.2による。1個の開孔に対して4組の座屈補強筋が配筋される。なお、座屈補強筋は、両側の脚部とそれを結ぶ結部からなる。

【解説】

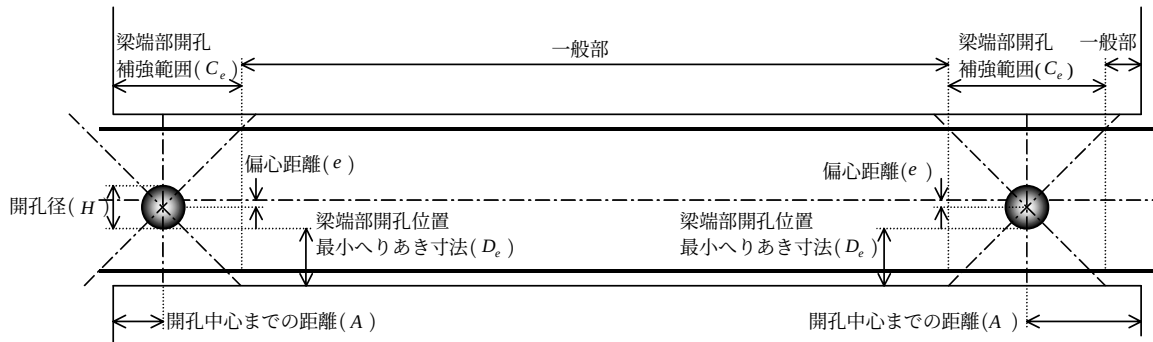
本節には本指針で用いる代表的な用語を示した。

(1) 材端部と降伏ヒンジ領域

既製開孔補強筋「MAXウェブレン 設計・技術マニュアル(2002.1)」では、開孔位置として柱面から開孔中心までの距離を梁せい(D)以上離すように規定している。そこで本指針では、図－1.2.1(a)に示すように柱面から梁せいの範囲を材端部(梁端部)として定義する。また、降伏ヒンジ領域は、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1999.8)」に準じて、柱面から梁中央方向へ梁せいの1.5倍の範囲として定義する。



(a) 材端部と降伏ヒンジ領域



(b) 開孔補強範囲、偏心距離、へりあき寸法など

図-1.2.1 諸元の設定

(2) 梁端部開孔補強範囲における補強筋比

各補強筋比は、下式による。

孔際補強筋比：

$$p_v = \min\left(\frac{a_{v1}}{b \cdot C_1}, \frac{a_{v2}}{b \cdot C_2}\right) \quad (1.2.2)$$

開孔補強筋比：

$$p_d = \frac{\sqrt{2} \cdot a_d}{b \cdot C_2} \quad (1.2.3)$$

座屈補強筋比：

$$p_b = \frac{a_b (\sin \theta_b + \cos \theta_b)}{b \cdot C_2} = \frac{\sqrt{2} \cdot a_b \sin(\theta_b + 45)}{b \cdot C_2} \quad (1.2.4)$$

ここに、 a_{v1} ： C_1 内の孔際補強筋の断面積の合計(mm²)

a_{v2} ： C_2 内の孔際補強筋の断面積の合計(mm²)

a_d ： C_2 内のMAXウェブレンEの環状鉄筋の断面積の合計(mm²)

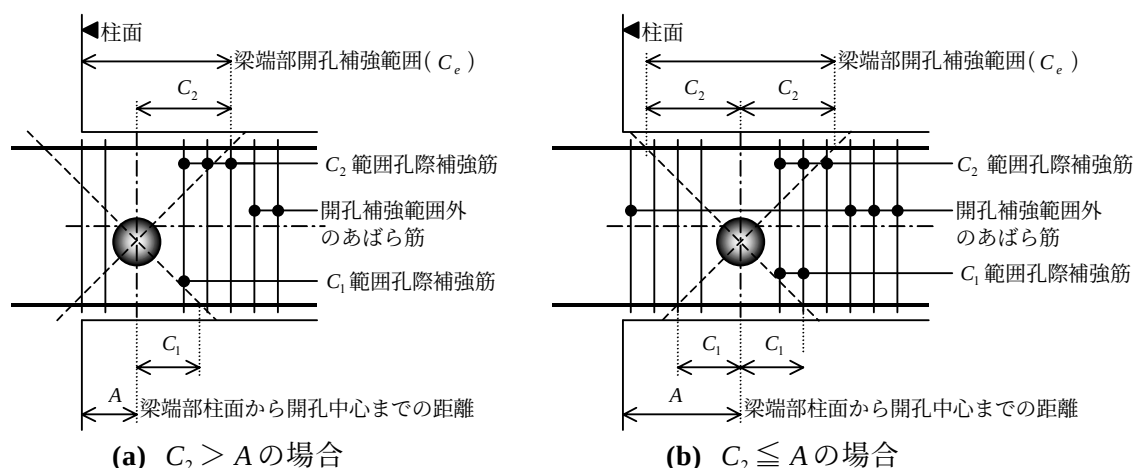
a_b ： C_2 内の1組の座屈補強筋の断面積の合計(mm²)

θ_b ：座屈補強筋の脚部と梁部材軸とのなす角度(°) ($\theta_b = 75^\circ$ として計算する)

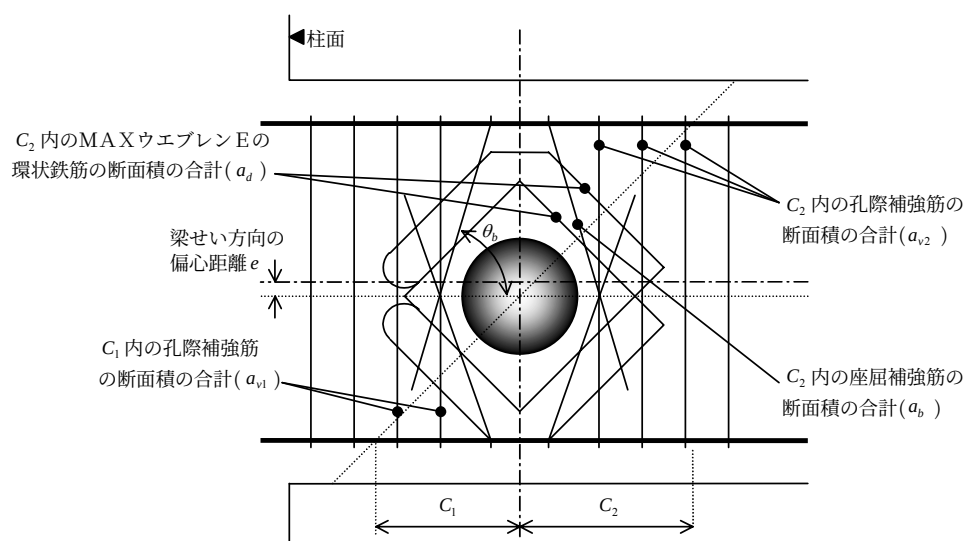
b ：梁幅(mm)

図－1.2.2 に梁端部開孔補強範囲を、図－1.2.3 に同範囲における補強筋比算出用の補強筋断面積を示す。孔際補強筋比 p_v は、 C_1 と C_2 内の補強筋量 a_{v1} と a_{v2} が異なる場合があるので、式(1.2.2)により小さい方の値を採用する。 p_d と p_b に関しては、 $C_2 \geq C_1$ であることから補強筋比が小さくなる C_2 により算定する。

図－1.2.2(a)のように距離 A が距離 C_2 よりも小さい場合、 A 内に配置する孔際補強筋の本数は、 A/C_2 の値に比例させて梁中央側（同図の開孔の右側）に配置する孔際補強筋の本数よりも減じることができるものとする。ただし、柱面に配筋される第1あばら筋は孔際補強筋に含めてよいものとする。



図－1.2.2 梁端部開孔補強範囲



図－1.2.3 梁端部開孔補強範囲における補強筋比算出用の補強筋断面積

座屈補強筋の角度 $\theta_b = 75^\circ$ は、梁せいが 1100mm 以下で、かつ、その梁せいに設けることができる最大開孔径に対しては、座屈補強筋比を小さめに評価する。しかし、開孔を小さくすると座屈補強筋の角度 θ_b が大きくなり、座屈補強筋比を過大に評価してしまうことがある。そこで、座屈補強筋の角度の精算方法を付録3. に示したので参照されたい。なお、座屈補強筋は開孔の左右で対称に配筋するものとする。

1.3 記号の定義

A	: 材端部柱面から開孔中心までの水平距離(mm) (図－1.2.1(b)、図－1.2.2 参照)
a_b	: C_2 内の 1 組の座屈補強筋の断面積の合計(mm ²)
a_d	: C_2 内の MAX ウエブレン E の環状鉄筋の断面積の合計(mm ²)
a_v	: C_1 内あるいは C_2 内の孔際補強筋の断面積の合計(mm ²)
a_t	: 引張鉄筋断面積の合計(mm ²)
a_w	: あばら筋 1 組の断面積の合計(mm ²)
b	: 梁幅(mm)
C_e	: 梁端部開孔補強範囲(mm) (図－1.2.1(b)、図－1.2.2 参照)
D	: 梁せい(mm)
D_e	: 材端部開孔位置の最小へりあき寸法(mm) (図－1.2.1(b)参照)
d	: 梁の有効せい(mm) (圧縮縁から引張鉄筋の重心までの距離)
d_b	: 異形鉄筋の呼び名に用いた数値(mm)
e	: 梁せい方向の開孔偏心距離(mm) (図－1.2.1(b)、図－1.2.3 参照)
F_c	: コンクリートの設計基準強度(N/mm ²)
H	: 開孔の直径(mm) (図－1.2.1(b)参照)
j	: 応力中心間距離(mm) $j = (7/8)d$
L	: 梁内法スパン(mm) (図－1.2.1(a)参照)
p_b	: 座屈補強筋比 式(1.2.4)による
p_d	: 開孔補強筋比 式(1.2.3)による
p_v	: 孔際補強筋比 式(1.2.2)による
p_t	: 引張鉄筋比(%) $p_t = 100a_t/(b \cdot d)$
p_w	: あばら筋比 $p_w = a_w/(b \cdot s)$
Q_L	: 鉛直荷重による作用せん断力(N)
Q_{mu}	: 梁曲げ終局時せん断力(N) 式(3.3.1)による
Q_{su0}	: 一般部のせん断終局強度(N) 式(3.3.4)による
Q_{su1}	: 梁端部開孔のせん断終局強度(N) 式(3.3.11)による
R_p	: 降伏ヒンジの塑性変形角(rad)
R_u	: 限界部材角(rad)
s	: あばら筋間隔(mm)
θ_b	: 座屈補強筋が梁軸となす角度(°) (図－1.2.3 参照)
σ_y	: 鉄筋の規格降伏点(N/mm ²)
σ_{y0}	: 信頼強度算定用強度(N/mm ²)
σ_{yu}	: 上限強度算定用強度(N/mm ²)
σ_{by}	: 座屈補強筋の規格降伏点(N/mm ²)
σ_{dy}	: 開孔補強筋「MAX ウエブレン E」の規格降伏点(N/mm ²)
σ_{vy}	: 孔際補強筋の規格降伏点(N/mm ²)
σ_{wy}	: あばら筋の規格降伏点(N/mm ²)

【解説】

本節には、本指針で用いる記号を一括して示した。

1. 4 準拠する法令、基・規準および指針

本指針に定める以外の事項については、建築基準法、同施行令、建設省、国土交通省告示によるほか（社）日本建築学会等の関連諸規準に準拠する。

【解説】

本指針に定める以外の事項について準拠する主な関連諸規準および指針等は以下の通りである。

- (1) 国土交通省住宅局建築指導課、日本建築主事会議、(財)日本建築センター編集
・「2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」2001.3
(以下「構造基準」と呼ぶ。)
- (2) (社) 日本建築学会制定の諸規準および指針等
・「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」1999.11
(以下「RC規準」と呼ぶ。)
・「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説」1999.8
(以下「RC靱性指針」と呼ぶ。)
・「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事」1997.1
(以下「JASS 5」と呼ぶ。)
- (3) 既製開孔補強筋および高強度鉄筋に関する技術資料
下記にあげる技術資料が改訂される場合は改訂された資料に準拠するものとする。
・使用するメーカーの定める「高強度横補強筋 設計施工指針」等

1. 5 設計者・監理者の範囲

本工法を用いたRC梁の構造設計および施工監理は「梁端開孔補強研究会」の構成各社、もしくは本研究会に所属する企業より技術指導を受けた建築士登録事務所が行うものとする。

【解説】

本工法は、「梁端開孔補強研究会」がRC梁の材端部（柱面から梁せい未満の範囲）に開孔を設けても所定の部材構造性能を確保できる開孔補強法を構造実験等により検討し、確立した成果である。配筋方法も一般の開孔補強とは異なっている。よって、本工法を採用したRC梁の構造設計および施工監理は「梁端開孔補強研究会」を構成している各社、もしくは構成している各社より技術指導を受けた建築士登録事務所が行うものとする。

なお、「梁端開孔補強研究会」を構成している各社とは下記の建設会社9社と開孔補強筋メーカー1社である。

(株)浅沼組、安藤建設(株)、大木建設(株)、(株)奥村組、(株)熊谷組、五洋建設(株)、大末建設(株)、日産建設(株)、(株)松村組、テイエム技研(株) [順不同]

2. 使用材料

2.1 コンクリート

- (1) コンクリートに使用する材料および品質は「JASS 5」による。ただし、使用骨材によるコンクリートの種類は普通コンクリートに限る。
- (2) コンクリートの設計基準強度 (F_c) の範囲は 21 N/mm^2 以上 54 N/mm^2 以下とする。

2.2 鉄筋

- (1) 鉄筋は表-2.2.1 による。

表-2.2.1 使用部位と鉄筋の種類および径

使用部位	鉄筋の種類	鉄筋径
主 筋	SD295A, SD295B, SD345, SD390, SD490	D13～D41
横補強筋 (あばら筋、孔際補強筋)	SD295A, SD295B, SD345 注 1)	D10～D16
	高強度鉄筋 注 2) (685, 785N/mm ² 級, 1275N/mm ² 級)	直径 6～16mm
座屈補強筋	SD295A, SD295B, SD345	D10～D19
開孔補強筋 「MAXウェブレン E」	785N/mm ² 級の鉄筋 注 3)	直径 6～16mm

注 1) $21 \leq F_c \leq 36 \text{ N/mm}^2$ の場合にのみ適用可

注 2) $36 \leq F_c \leq 54 \text{ N/mm}^2$ の場合にのみ適用可

注 3) 785N/mm² 級せん断補強筋ストロングフープ用棒鋼 KSS785 を曲げ加工した補強筋

なお、横補強筋と開孔補強筋に用いる高強度鉄筋は、国土交通大臣の認定を受けた製品とする。

- (2) 開孔補強筋「MAXウェブレン E」および横補強筋の規格降伏点(σ_y)が $25F_c$ を超えるとき、構造計算上の降伏強度は $25F_c$ とみなす。
- (3) 鉄筋の材料強度は鉄筋の種類に応じ、せん断終局強度の算定では開孔補強筋、孔際補強筋およびあばら筋の信頼強度算定用(表-2.2.2 の(a)欄)の値を用い、設計用せん断力を算出するための曲げ終局強度の算定時には上限強度算定用(表-2.2.2 の(b)欄)の値を用いる。

表－2.2.2 鉄筋の材料強度

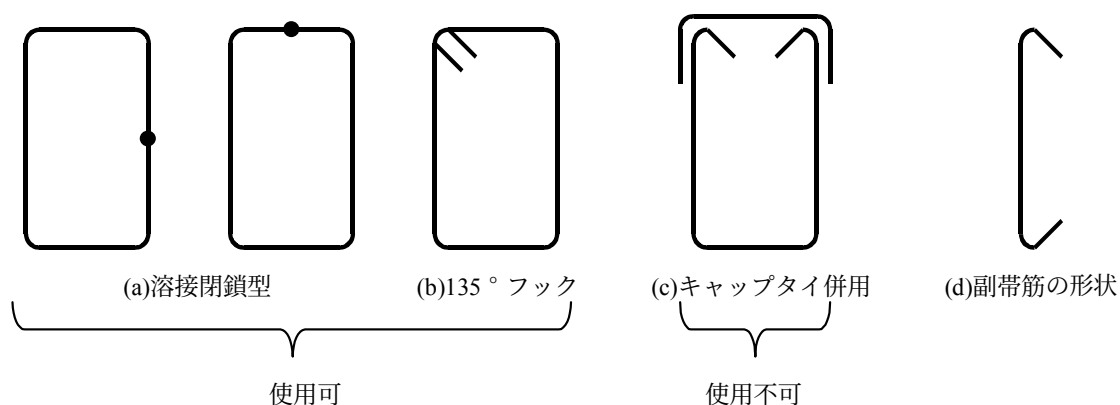
鉄筋の種類		(a) 信頼強度算定用： σ_{y0}	(b) 上限強度算定用： σ_{yu}
SD295A, SD295B		295N/mm ²	383.5N/mm ² (1.30 σ_{y0})
SD345		345N/mm ²	431.3N/mm ² (1.25 σ_{y0})
SD390		390N/mm ²	487.5N/mm ² (1.25 σ_{y0})
SD490		490N/mm ²	メーカー管理値による
685N/mm ² 級		685N/mm ²	——
785N/mm ² 級		785N/mm ²	——
1275N/mm ² 級	孔際補強筋	785N/mm ²	——
	一般部あばら筋	1275N/mm ²	——

【解説】

使用できるコンクリートの種類および強度ならびに鉄筋の種類は実験で確認した範囲で定めた。基本的に材料はRC靱性指針に準拠したが、本指針ではSD490を主筋に用いた場合も実験で確認しているため、SD490を適用範囲に含めた。

コンクリートの設計基準強度に対するあばら筋の鉄筋の種類は「MAXウェブレン」と対応させ、実験で確認した。ただし、孔際補強筋に1275N/mm²級の鉄筋を用いる場合は実験による検証を行っていないため、設計に用いる値は785N/mm²とした。

孔際補強筋に785N/mm²級および1275N/mm²級の鉄筋を用いる場合は、図－2.2.1に示す(a)溶接閉鎖型あるいは(b)135°フックを用いるのを原則とし、(c)U字形のキャップタイと対で併用する補強筋を用いることはできないものとする。また、副帯筋（中子筋）も原則として(a)溶接閉鎖型あるいは(b)135°フック付きを用いるものとするが、足の本数が奇数の場合は1本を(d)のような形状としてもよい。



図－2.2.1 孔際補強筋形状

RC靱性指針では計算上の扱いとして、横補強筋の規格降伏点(σ_y)の F_c に対する上限（ $25F_c$ ）は

定めていないが、本設計指針では安全側の評価としてこの制限を設けた。

鉄筋の上限強度はRC韌性指針に基づいた。SD490 に関しては上限強度のデータが少ないため使用するメーカーの管理値によるものとするが、一般的には、 $490 \times 1.15 = 563.5 \text{ N/mm}^2$ 程度である。

座屈補強筋の鉄筋の種類は、実験では SD295A としているが、実験に用いた鉄筋の材料試験結果の平均が 361 N/mm^2 であり、実質的には SD345 の規格降伏点を上回っているので、本設計指針においては SD345 も含めるものとした。

なお、(財)日本建築センターの評定取得 (BCJ 評定-RC0097) 「MAXウェブレン 設計・技術マニュアル(2002.1)」では、コンクリートの設計基準強度は、使用する横補強筋の強度によって範囲が規定されており、横補強筋に普通鉄筋 (SD295A, SD295B, SD345, SD390) を用いる場合が $21 \sim 36 \text{ N/mm}^2$ 、横補強筋に高強度鉄筋 (785 N/mm^2 級または 1275 N/mm^2 級の鉄筋) を用いる場合が $36 \sim 60 \text{ N/mm}^2$ と規定されているため、本指針もこれに従っている。

本工法で使用できる 1275 N/mm^2 級の鉄筋は下記の 2 種類とする。(平成 14 年 9 月現在)

- ・「ウルボン」 ネットレン (高周波熱錬(株))
- ・「リバーボン 1275」 川鉄テクノワイヤ(株)

3. 設計

3.1 設計方針

材端部に開孔を設けたRC梁は、両材端部に降伏ヒンジ領域が生じた場合を想定し、設計で保証すべき終局耐力および塑性変形角を発揮できるように下記によって設計する。目標とする降伏ヒンジ領域の塑性変形角は $R_p = 0.02 = 1/50$ (rad)以上とする。

3.1.1 一般部

(1) 一般部のせん断終局強度

一般部のせん断終局強度は、式(3.1.1)を満たすものとする。

$$Q_{su0} \geq Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu} \quad (3.1.1)$$

ここに、 Q_{su0} : 式(3.3.4)によるせん断終局強度(N)

Q_L : 鉛直荷重による作用せん断力(N)

α_0 : 一般部せん断終局強度算定時の Q_{mu} に対する余裕度で、 $\alpha_0 = 1.1$ とする

Q_{mu} : 式(3.3.1)による梁曲げ終局強度時のせん断力(N)

(2) 付着に対する設計

終局限界状態における主筋の設計用付着応力度(τ_f)が付着信頼強度(τ_{bu})を下回ること(付着強度の確保)を原則とする。

$$\tau_f \leq \tau_{bu} \quad (3.1.2)$$

ここに、 τ_f : 式(3.3.8)による設計用付着応力度(N/mm²)

τ_{bu} : 式(3.3.9)および式(3.3.10)による付着信頼強度(N/mm²)

3.1.2 梁端部開孔補強範囲

(1) 梁端部開孔のせん断終局強度

梁端部開孔のせん断終局強度は式(3.1.3)を満たすものとする。

$$Q_{su1} \geq Q_L + \alpha_1 \cdot Q_{mu} \quad (3.1.3)$$

ここに、 Q_{su1} : 式(3.3.11)による梁端部のせん断終局強度(N)

α_1 : 梁端部開孔せん断終局強度算定時の Q_{mu} に対する余裕度で、 $\alpha_1 = 1.2$ とする

(2) 孔際補強筋と開孔補強筋の算定

孔際補強筋と開孔補強筋は、図-3.1.1 に示すようにせん断応力度レベル(τ_0/F_c , τ_e/F_c)の大きさにより区分された領域ごとに、以下の条件を満たすものとする。

$$\text{i) 領域Ⅰのとき} \quad \xi_1 \geq \max\{\tau_0/F_c + 0.1, \tau_e/(3F_c) + 0.1\} \quad (3.1.4)$$

$$\text{ii) 領域Ⅱのとき} \quad \xi_1 \geq 9\tau_0/F_c - 0.3 \quad (3.1.5)$$

$$\text{iii) 領域Ⅲのとき} \quad \xi_1 \geq 3\tau_e/F_c - 0.3 \quad (3.1.6)$$

$$\text{iv) 領域Ⅳのとき} \quad \xi_1 \geq \max(9\tau_0/F_c - 0.3, 3\tau_e/F_c - 0.3) \quad (3.1.7)$$

ξ_1 は開孔部補強筋指標で、孔際補強筋量($p_v\sigma_{vy}$)と開孔補強筋量($p_d\sigma_{dy}$)の和をコンクリート強度(F_c)で無次元化した値で定義し、式(3.1.8)により求めるものとする。

$$\xi_1 = (p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy})/F_c \quad (3.1.8)$$

ここに、 p_v ：式(1.2.2)による孔際補強筋比

p_d ：式(1.2.3)による開孔補強筋比

σ_{vy} ：孔際補強筋の規格降伏点(N/mm²) ただし $\sigma_{vy} \leq 25F_c$ とする

σ_{dy} ：開孔補強筋の規格降伏点(N/mm²) ただし $\sigma_{dy} \leq 25F_c$ とする

また、図-3.1.2に示す材端部柱面位置でのせん断応力度(τ_0)および材端部開孔へりあき位置でのせん断応力度(τ_e)をコンクリート強度で無次元化したせん断応力度レベルは、式(3.1.9)および式(3.1.10)を満足しなければならない。

$$\tau_0/F_c = (Q_L + Q_{mu})/(b \cdot D \cdot F_c) \leq 0.07 \quad (3.1.9)$$

$$\tau_e/F_c = (Q_L + Q_{mu})/(b \cdot D_e \cdot F_c) \leq 0.21 \quad (3.1.10)$$

ここに、 D_e ：材端部開孔位置での最小へりあき寸法(mm) (図-3.1.2 参照)

(3) 座屈補強筋量の算定

座屈補強筋量は、図-3.1.1に示す領域ごとに以下の条件を満たすものとする。

$$\text{i) 領域 I のとき } p_b\sigma_{by}/F_c \geq \max\{\tau_0/F_c, \tau_e/(3F_c)\} \quad (3.1.11)$$

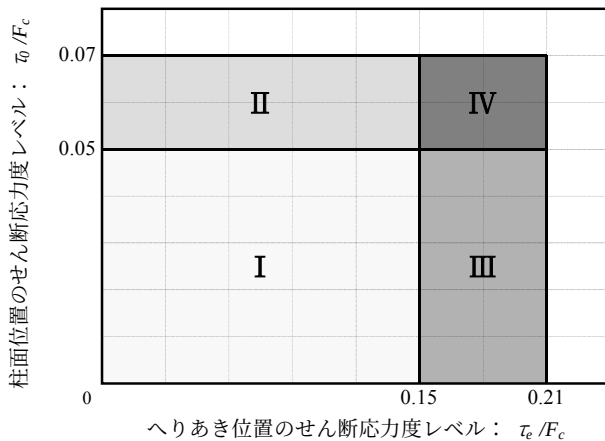
$$\text{ii) 領域 II のとき } p_b\sigma_{by}/F_c \geq \tau_0/F_c \quad (3.1.12)$$

$$\text{iii) 領域 III のとき } p_b\sigma_{by}/F_c \geq \tau_e/(3F_c) \quad (3.1.13)$$

$$\text{iv) 領域 IV のとき } p_b\sigma_{by}/F_c \geq \max\{\tau_0/F_c, \tau_e/(3F_c)\} \quad (3.1.14)$$

ここに、 p_b ：式(1.2.4)による座屈補強筋比

σ_{by} ：座屈補強筋の規格降伏点(N/mm²)



- i) 領域 I： $\tau_0/F_c \leq 0.05$ かつ $\tau_e/F_c \leq 0.15$
- ii) 領域 II： $0.05 < \tau_0/F_c \leq 0.07$ かつ $\tau_e/F_c \leq 0.15$
- iii) 領域 III： $\tau_0/F_c \leq 0.05$ かつ $0.15 < \tau_e/F_c \leq 0.21$
- iv) 領域 IV： $0.05 < \tau_0/F_c \leq 0.07$ かつ $0.15 < \tau_e/F_c \leq 0.21$

図-3.1.1 せん断応力度レベルによる領域区分

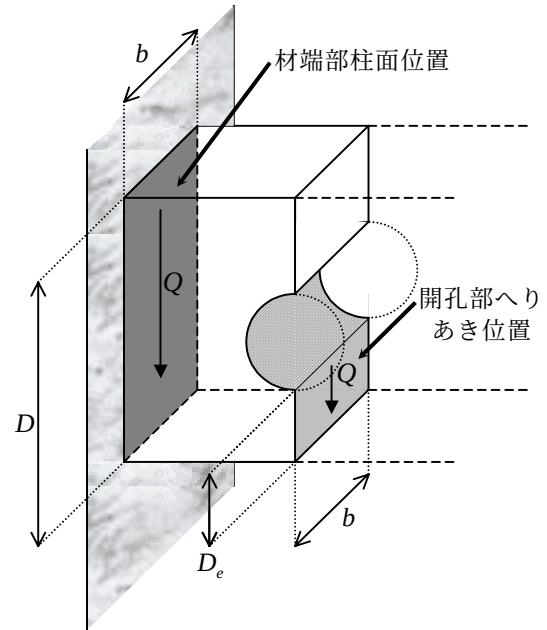


図-3.1.2 τ_0 と τ_e の定義

【解説】

本文の各値の算定方法は、以下に示す通りとする。

(1) 材端部柱面位置で梁が曲げ終局強度に達した時のせん断力 Q_{mu}

- ・ R C 梁の曲げ終局強度は、引張鉄筋の材料強度が上限強度に等しいとして求める。
- ・ Q_{mu} 算定に用いる内法スパン L は柱面間距離とする。

(2) 一般部のせん断終局強度 Q_{su0}

一般部のせん断終局強度は、R C 靱性指針「6章 6.4 柱および梁のせん断強度」(pp.142～162)に示された算定式を用い、下記の事項を仮定して求める。

- ・ 降伏ヒンジの目標塑性変形角 R_p は $0.02=1/50(\text{rad})$ とする。
- ・ 材端部に開孔を設けていることから、アーチ機構の寄与分を無視する。
- ・ Q_{mu} に対する強度余裕度 α_0 は 1.1 とする。本指針の算定式を用いれば、一般部でせん断破壊が梁曲げ降伏に先行して起こらないことが、本開発のための実験および既往の文献による実験で確認されている。

(3) 開孔補強範囲のせん断終局強度

・ 梁端部開孔補強範囲のせん断終局強度 Q_{su1} は、座屈補強筋の効果を無視した式(3.1.3)の条件を満足させるものとする。

- ・ Q_{su1} 検討時の Q_{mu} に対する強度余裕度 α_1 は 1.2 として求める

(4) せん断応力度レベルの制限

本指針では前述の降伏ヒンジの塑性変形角を確実に確保するため、材端部柱面位置でのせん断応力度レベル τ_0/F_c および開孔最小へりあき位置でのせん断応力度レベル τ_e/F_c について、本工法開発のために行った実験および既往文献に示された実験をもとに制限を設けている。これは、両位置における入力せん断応力が材端部に開孔を有する R C 梁の変形性能を支配する要因となるためである。なお、材端部柱面位置におけるせん断応力度レベルの上限は、実験で確認できた $\tau_0/F_c = 0.07$ までとした。

(5) 開孔周囲の補強筋量

限界部材角 (R_u) として $R_u = 0.04 = 1/25 (\text{rad})$ を設定し、 R_u を確保するために必要な孔際補強筋量、開孔補強筋量および座屈補強筋量を算定する。本指針では限界部材角 R_u を確保するため、開孔周囲の補強筋量をコンクリート強度で無次元化した数値により必要な補強筋量を定めている。孔際補強筋量 ($p_v \sigma_{vy}$)、開孔補強筋量 ($p_d \sigma_{dy}$) および座屈補強筋量 ($p_b \sigma_{by}$) は、材端部柱面位置と開孔へりあき位置でのせん断応力度レベル (τ_0/F_c , τ_e/F_c) の大きさに応じて求めるものとした。すなわち、開孔部補強筋指標 ξ_1 と座屈補強筋量 $p_b \sigma_{by}$ の必要量を定めることにより、材端部に開孔を有する R C 梁の靱性を確保することを意図している。

図-3.1.1 に示したように、材端部柱面位置でのせん断応力度レベル τ_0/F_c と開孔へりあき位置でのせん断応力度レベル τ_e/F_c の大きさに応じた4つの領域を定義した。領域ごとに必要な開孔部補強筋指標 ξ_1 と座屈補強筋量 $p_b \sigma_{by}$ を与えている。

- 領域Ⅰ：両位置でのせん断応力度レベルが小さい範囲
- 領域Ⅱ：材端部柱面位置でのせん断応力度レベルによって決まる範囲
- 領域Ⅲ：開孔へりあき位置でのせん断応力度レベルによって決まる範囲
- 領域Ⅳ：材端部柱面位置あるいは開孔へりあき位置のいずれか大きい方で決まる範囲

3.2 構造細則

(1) 本指針で用いる R C 梁の適用範囲を表－3.2.1 に示す。

表－3.2.1 構造細則

梁内法スパン比： L/D	4 以上
開孔形状	円形
箇所数	1 つの梁端部につき 1 箇所
直径： H	$D/3.5$ 以下、かつ、300mm 以下
柱面から開孔中心までの水平距離： A	$D/3$ 以上、かつ、 D 未満
へりあき寸法： D_e	$D/3$ 以上、かつ、200mm 以上

(2) 開孔補強筋「MAXウエブレン E」と孔際補強筋

- ・開孔補強筋「MAXウエブレン E」は 2 枚以上配置し、開孔補強筋比 p_d が孔際補強筋比 p_v の 2 倍以上のときは、 $p_d = 2 \times p_v$ とする。
- ・孔際補強筋は、副帯筋（中子筋）の有無に拘わらず開孔左右に 2 組ずつ以上配置する。孔際補強筋の直径はあばら筋の直径以上とし、かつ、孔際補強筋比 p_v はあばら筋比 p_w 以上とする。
- ・開孔補強筋比 p_d および孔際補強筋比 p_v の下限値および上限値は、表－3.2.3 に示す値とする。
 p_v と p_d は、式(1.2.2)および式(1.2.3)による。

表－3.2.3 孔際補強筋比と開孔補強筋比の下限値および上限値

補 強 筋	下限値	上限値
孔際補強筋比 p_v	0.5%	1.2%
開孔補強筋比 p_d	0.4%	1.2%

(3) 座屈補強筋

①材質および径

- ・座屈補強筋の材質は、SD295A, SD295B, SD345 のいずれかとし、径は D10～D19 を使用する。

②配置および補強量

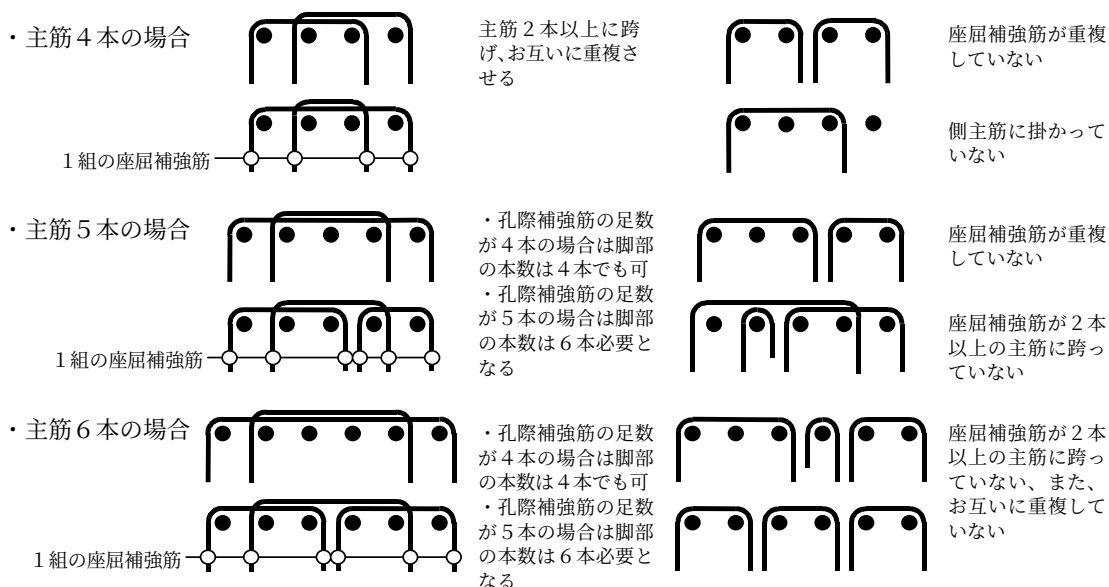
- ・1 組の座屈補強筋の脚部の本数は、孔際補強筋の足数（＝外周筋＋中子筋）以上とする。座屈補強筋の配置は図－3.2.1 に示すように、上端および下端ともに 1 段目主筋の 2 本以上に掛け、主筋と直交するように配筋する。ただし、1 列の主筋本数が 3 本以上の時は、1 組の座屈補強筋の脚部の本数を 4 本以上とし、結部を重複させて配筋する。そして、上端主筋と下端主筋に掛けた座屈補強筋が、開孔両側の孔際補強筋と梁せい方向の開孔中心位置近傍で交差するように配筋する（図－3.2.2）。
- ・座屈補強筋結部と孔際補強筋の間隔 x は、図－3.2.2 に示すように、開孔左右に配置した孔際補強筋間距離 G の $1/3$ とする。ただし、座屈補強筋の間隔 x は、最小主筋径に対して 6 倍以下とする。

- ・座屈補強筋量を安全側に設定するため下式を満たすものとする。

$$p_b \cdot \sigma_{by} \geq 1.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (3.2.1)$$

ここに、 p_b : 式(1.2.4)による座屈補強筋比

σ_{by} : 座屈補強筋の規格降伏点(N/mm²)



可 不可
図-3.2.1 1組の座屈補強筋の主筋への掛け方

③定着

- ・座屈補強筋脚部の定着長さ L_b は、梁せい D と座屈補強筋径 d_b を用いて、式(3.2.2)により定める。

$$L_b \geq 0.67D + 2d_b \text{ (mm)} \quad (3.2.2)$$

図-3.2.3 に示すように、定着長さ L_b は直線部分の長さで定義する。したがって、投影長さは L_b に (折曲げ内法半径： r + 鉄筋径： d_b) を加算する必要がある。

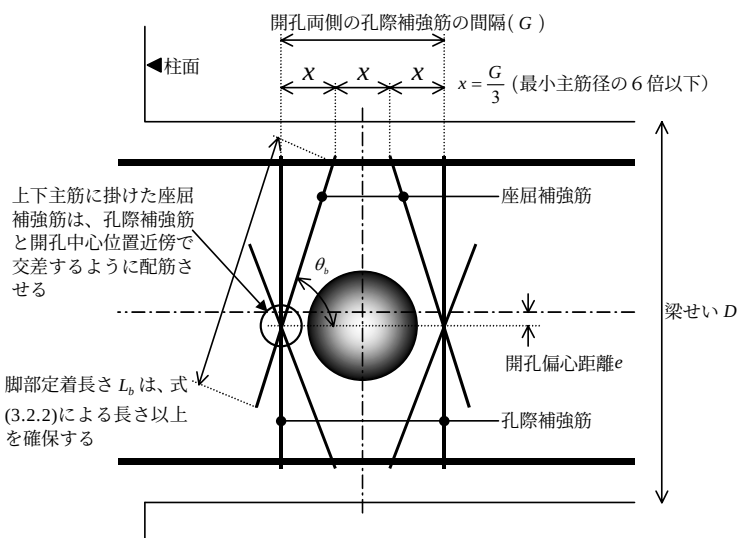


図-3.2.2 座屈補強筋の配筋要領

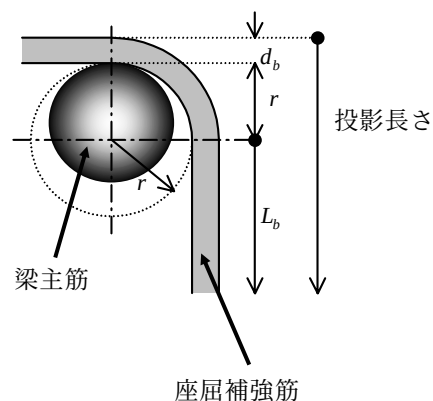


図-3.2.3 座屈補強筋の定着長さ

【解説】

(1) 梁内法スパン比 L/D

本工法を採用する梁は材端部に開孔があっても良好な変形性能を保証するために、RC梁の内法スパン比は4以上に制限した。なお、内法スパンの算定には、袖壁の影響も考慮する必要がある。

(2) 開孔

本指針で適用できる開孔は円形に限定する。材端部に矩形開口を設けた場合、隅角部に応力集中などが起きるなどの問題があると予想されるので、本工法では適用範囲外とする。梁端部に設けることができる開孔は1つの梁端部につき1箇所とし、また開孔最大直径は実験により変形性能が確認できた $H = D/3.5$ までに制限する。最大開孔直径は、開発実験に供した試験体の縮小率を考慮し 300mm を上限とした。

材端部柱面から開孔中心までの水平距離 A は、実験で確認した最小値 $D/3$ から材端部の範囲とする。

開孔の梁せい方向のへりあき寸法は、上下方向偏心を有する開孔の実験で確認できた $D/3$ 以上と規定し、この場合の最小へりあき位置での入力せん断応力度(τ_e)は式(3.1.10)に示すように $0.21F_c$ 以下に制限している。一方、実建物においては住宅性能表示制度の関係で、スラブにボイドスラブを用いることが多くなり、梁せいに対するスラブ厚が相対的に大きくなっている。そのため、へりあき寸法が $D/3$ では納まらない場合がある。ただし、入力せん断応力度(τ_e)が式(3.2.3)を満足する時には、へりあき寸法を $D/3.5$ まで緩和することができるものとする。

へりあき寸法を $D/3.5$ まで緩和する場合、最小へりあき位置での入力せん断力($b \cdot D_e \cdot \tau_e$)が制限値による場合と同等以下となるよう、入力せん断応力度(τ_e)は式(3.2.3)を満足させるものとする。

$$\tau_e = (Q_L + Q_{mu}) / (b \cdot D_e) \leq 0.18F_c = 3/3.5 \times 0.21F_c \quad (3.2.3)$$

なお、へりあき寸法が $D/3 \sim D/3.5$ 間の範囲は $0.21F_c \sim 0.18F_c$ で補間するものとする。

へりあきの最小絶対寸法を 200mm と規定しているが、主筋が2段配筋となる場合はかぶり厚および「MAXウエブレンE」との納まりも確認する必要がある。

(3) 開孔補強筋と孔際補強筋

開孔補強範囲内での補強筋比についての制限を設けている。下限値および上限値は本開発のための実験および既往の文献による実験から、RC梁が所要の限界部材角 R_d を上回るように定めた。

(4) 座屈補強筋

座屈補強筋を配筋する目的は、以下の通りである。

- ・開孔上下位置での主筋の座屈防止
- ・開孔上下部におけるコンクリートの圧縮破壊の緩和
- ・開孔周囲のひび割れ抑制

細則は上記の目的を満たすために設けた。座屈補強筋は、図-3.2.1に示したように、上下端の1段目側主筋を含むの2本以上に掛け、結部が1段目主筋と直交し、さらに結部が主筋上で重複するように配筋する。また、1組の座屈補強筋の脚部の本数は、孔際補強筋の足数(=外周筋+中子筋)と同数以上とする。

座屈補強筋として用いることができる鉄筋は、材種がSD295A,SD295B,SD345の3種類、径はD10~D19の4種類とする。座屈補強筋結部の配置位置を開孔直近の左右に配置した孔際補強筋間距離を3等分した位置としたのは、開孔の上下部において主筋の座屈を防止するためである。また最

小主筋径に対して6倍以下としたのは、RC靱性指針「10章 配筋設計」(pp.290～)の柱の規定を準用した。

座屈補強筋の定着長さを因子とした実験により、その定着長さを梁せい方向の開孔芯より $15d_b$ 以上とすれば限界部材角 R_u を確保できることを確認した。しかし、座屈補強筋が斜めに配筋されていること、開孔が上下方向に偏心した場合に、上側座屈補強筋と下側座屈補強筋では定着長さが異なってくることなどを考えると、座屈補強筋の加工が煩雑となる。そこで、座屈補強筋の定着長さ(L_b)は梁せいと座屈補強筋径(d_b)を用いて式(3.2.2)より定めた。投影長さを求める場合は、 L_b に(折曲げ内法半径+鉄筋径)を加算する必要がある。また、被り厚さについても検討をする必要があるので注意されたい。なお、座屈補強筋の角度の精算方法と定着長さの算定式(3.2.2)の詳細は付録3.に示した。

3.3 終局強度の算定

3.3.1 材端部柱面位置で梁が曲げ終局強度に達した時のせん断力 Q_{mu} の算定式

梁の曲げ終局時せん断力 Q_{mu} は式(3.3.1)による。

$$Q_{mu} = ({}_L M_u + {}_R M_u) / L \quad (3.3.1)$$

$${}_L M_u = 0.9 {}_L a_t \cdot {}_L \sigma_{yu} \cdot {}_L d \quad (3.3.2)$$

$${}_R M_u = 0.9 {}_R a_t \cdot {}_R \sigma_{yu} \cdot {}_R d \quad (3.3.3)$$

ここに、 ${}_L M_u, {}_R M_u$: 梁左右端曲げ終局モーメント(N・mm)

${}_L a_t, {}_R a_t$: 梁左右端引張鉄筋断面積の合計(mm²)

スラブ筋の効果として片側各1.0m内のスラブ筋を考慮する

${}_L \sigma_{yu}, {}_R \sigma_{yu}$: 梁左右端鉄筋の上限強度(N/mm²)で表-2.2.2の(b)欄の値による

${}_L d, {}_R d$: 梁左右端の圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離(mm)

L : 梁内法スパン(mm)

3.3.2 一般部せん断終局強度 Q_{su0} の算定式

一般部のせん断終局強度 Q_{su0} は式(3.3.4)による。ここで、降伏ヒンジの目標塑性変形角は $R_p = 0.02 = 1/50$ (rad)とする。

$$Q_{su0} = \min(Q_{su01}, Q_{su02}, Q_{su03}) \quad (3.3.4)$$

$$Q_{su01} = (\mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e \quad (3.3.5)$$

$$Q_{su02} = (\lambda \cdot v \cdot F_c + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e / 3 \quad (3.3.6)$$

$$Q_{su03} = (\lambda \cdot v \cdot F_c) \cdot b_e \cdot j_e / 2 \quad (3.3.7)$$

ここに、

μ : トラス機構の角度を表す係数 $\mu = 2(1 - 10R_p)$

p_{we} : 有効あばら筋比 $p_{we} = a_w / (b_e \cdot s)$

a_w : あばら筋1組の断面積の合計(mm²)

b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅で、図-3.3.1に示すように両側スラブ付きの場合は $b_e = b$ 、片側スラブ付きの場合はスラブのない側の横補強筋からスラブのある側のコンクリート表面までを b_e とする(mm)

s : あばら筋間隔(mm)

σ_{wy} : あばら筋の規格降伏点(N/mm²) ただし $\sigma_{wy} \leq 25F_c$ とする

- j_e : 梁せい方向のあばら筋芯々間距離(mm) (図-3.3.1 参照)
 λ : トラス機構の有効係数 $\lambda = 1 - s/(2 \cdot j_e) - b_s/(4 \cdot j_e)$
 b_s : あばら筋の断面方向の最大間隔とするが、中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合は、 $b_s = b_e/(N_w - 1)$ により求めてもよい (図-3.3.1 参照)
 N_w : 1組のあばら筋の足数
 ν : コンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu = (1 - 20R_p) \cdot \nu_0$
 ν_0 : 非ヒンジ部材のコンクリート圧縮強度の有効係数 $\nu_0 = 0.7 - F_c/200$
 F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

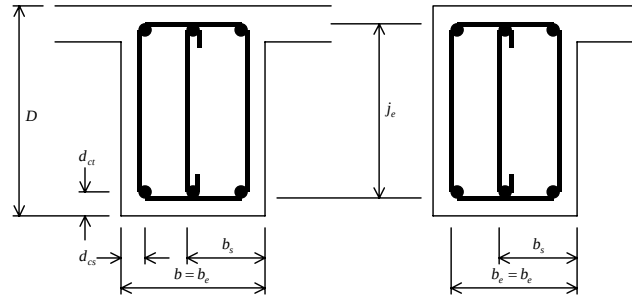


図-3.3.1 梁の断面

3.3.3 設計用付着応力度 τ_f と付着信頼強度 τ_{bu} の算定式

(1) 設計用付着応力度

設計用付着応力度 τ_f は式(3.3.8)による。

$$\tau_f = d_b \Delta \sigma / \{4(L_d - D)\} \quad (3.3.8)$$

ここに、 d_b : 異形鉄筋の呼び名に用いた数値(mm)

$\Delta \sigma$: 部材両端の応力度差(N/mm²)で下記により算定する。

1 段目主筋 : $\Delta \sigma = 2.0 \sigma_{yu}$

2 段目主筋 : $\Delta \sigma = 1.5 \sigma_{yu}$ (通し筋の場合)

2 段目主筋 : $\Delta \sigma = 1.0 \sigma_{yu}$ (カットオフ筋の場合)

σ_{yu} : 主筋の上限強度(N/mm²)で表-2.2.2 の(b)欄の値による

L_d : 鉄筋の付着長さとし、通し筋の場合は内法スパン、カットオフ筋の場合は梁端からカットオフ先端までの長さとする(mm)

D : 梁せい(mm)

(2) 付着信頼強度 τ_{bu}

1 段目主筋の付着信頼強度 τ_{bu} は式(3.3.9)による。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \left\{ (0.085b_i + 0.10) \sqrt{F_c} + k_{st} \right\} \quad (3.3.9)$$

α_t : 付着強度低減係数 $\alpha_t = \begin{cases} 0.75 + F_c/400 & (\text{上端主筋}) \\ 1 & (\text{下端主筋}) \end{cases}$

b_i : 1 段目主筋の割裂線長さ比 $b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$
 $b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b) / (N_1 \cdot d_b)$

$$b_{ci} = \left\{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b \right\} / d_b$$

d_{cs} : 主筋の中心から側面までの距離(mm) (図-3.3.1 参照)

d_{ct} : 主筋の中心から上面あるいは下面までの距離(mm) (図-3.3.1 参照)

N_1 : 1 段目主筋本数

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

k_{st} : 1 段目主筋の付着強度に対するあばら筋の効果

$$k_{st} = \begin{cases} (54 + 45 \cdot N_w / N_1) \cdot (b_{si} + 1) p_w & (b_{ci} \geq b_{si}) \\ 140 \cdot a_w / N_w / (d_b \cdot s) & (b_{ci} < b_{si}) \end{cases}$$

2 段目主筋の付着信頼強度 τ_{bu2} は式(3.3.10)による。

$$\tau_{bu2} = 0.6 \cdot \alpha_t \left\{ (0.085 b_{si2} + 0.10) \sqrt{F_c} + k_{st2} \right\} \quad (3.3.10)$$

b_{si2} : 2 段目主筋の割裂線長さ比 $b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b)$

k_{st2} : 2 段目主筋の付着強度に対するあばら筋の効果 $k_{st2} = 99(b_{si2} + 1)p_w$

N_2 : 2 段目主筋本数

3.3.4 材端開孔部せん断終局強度 Q_{su1} 算定式

材端開孔部のせん断終局強度 Q_{su1} は式(3.3.11)による。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j \quad (3.3.11)$$

ここに、 p_t : 引張鉄筋比(%)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

H : 開孔の直径(mm)

D : 梁せい(mm)

p_v : 式(1.2.2)による孔際補強筋比

p_d : 式(1.2.3)による開孔補強筋比

σ_{vy} : 孔際補強筋の規格降伏点(N/mm²) ただし $\sigma_{vy} \leq 25F_c$ とする

σ_{dy} : 開孔補強筋の規格降伏点(N/mm²) ただし $\sigma_{dy} \leq 25F_c$ とする

b : 梁幅(mm)

j : 応力中心間距離(mm)

$M / (Q \cdot d)$: 梁のせん断スパン比 ただし $1 \leq M / (Q \cdot d) \leq 3$ とする。

【解説】

(1) 梁曲げ終局時せん断力 Q_{mu} の算定式

梁曲げ終局時のせん断力 Q_{mu} の算定は、RC 梁材端部に降伏ヒンジが生じることを想定し、式(3.3.1)を用いて算定する。分母となる内法スパン L は柱面間距離とする。スラブ筋は片側各 1m 内の鉄筋を考慮する。

(2) 一般部の終局時せん断強度 Q_{su0} の算定式

一般部のせん断終局強度 Q_{su0} の算定は RC 靱性指針に基づいている。式(3.3.5)では梁端部に開孔を有するためアーチ機構の寄与分の項を除いている。部材の終局限界状態での降伏ヒンジの変形角は $0.02=1/50(\text{rad})$ とし算定する。非降伏ヒンジ領域のあばら筋量は RC 靱性指針「6 章 6.4 柱および梁のせん断強度」(pp.154)の(解 6.4.23)～(解 6.4.25)を基に、降伏ヒンジ領域のあばら筋量に $(1-10R_p)$ を乗

じた配筋量まで減じることができる。

横補強筋に高強度せん断補強筋を使用する場合は、当該高強度せん断補強筋の設計指針式によるせん断終局強度の検討の他に式(3.3.4)を用いて検討する。これは、本設計指針式が高強度せん断補強筋も適用範囲とされている R C 靱性指針に基づいていること、一般部については強度余裕度 α_0 を 1.1 としていること、および梁の曲げ終局時のせん断力の算定において主筋の上限強度を用いていることを前提にしている。

(3) 付着に対する検討

一般部の付着破壊を防ぐために、R C 靱性指針「6 章 6.8 付着に対する設計」(pp.175～)に従い、終局限界状態における主筋の設計用付着応力度 τ_f が付着信頼強度 τ_{bu} を下回るように設計する。ただし、R C 靱性指針に従い、設計用せん断力 ($Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu}$) が下式に示す付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度 Q_{sub} を下回ることを確認すれば、付着強度の検討を省略してもよい。

$$Q_{sub} = T_x \cdot j_e \quad (3.3.12)$$

ここに、 $T_x = (1 - 10R_p) \cdot (\tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2)$

R_p : 降伏ヒンジの塑性変形角(rad)

τ_{bu} : 式(3.3.9)による 1 段目主筋の付着信頼強度(N/mm²)

ψ_1 : 1 段目主筋の周長(mm)

τ_{bu2} : 式(3.3.10)による 2 段目主筋の付着信頼強度(N/mm²)

ψ_2 : 2 段目主筋の周長(mm)

j_e : 梁せい方向のあばら筋芯々間距離(mm) (図-3.3.1 参照)

(4) 材端開孔部の終局時せん断強度 Q_{sui} の算定式

式(3.3.11)は本工法の性能証明実験より、せん断破壊が先行しないことを保証するように定めている。なお、「MAX ウェブレン 設計・技術マニュアル(2002.1)」では、せん断終局強度に対する強度低減係数を考慮しているが、本指針では強度余裕度 (α_1) に反映しているものとし、考慮しないものとした。

(5) 梁の中央部に設ける開孔のせん断終局強度および構造細則について

梁スパンに対して 2 箇所の開孔を設ける場合、両梁端部にそれぞれ開孔を設ける場合や、片方の梁端部と梁の中央部に開孔を設ける場合がある。更に、梁スパンに対して 3 箇所以上の開孔を設ける場合は梁端部と中央部に開孔を設ける場合が考えられる(図-1.2.1(a)参照)。本項では、梁端部と同時に梁スパン中央部にも開孔を設ける場合について、そのせん断終局強度および構造細則を定める。

・中央部開孔のせん断終局強度は式(3.3.13)を満たすものとする。

$$Q_{sui} \geq Q_L + \alpha_i \cdot Q_{mu} \quad (3.3.13)$$

ここに、 Q_{sui} : 式(3.3.15)によるせん断終局強度(N)

Q_L : 鉛直荷重による作用せん断力(N)

α_i : 中央部開孔せん断終局強度算定時の Q_{mu} に対する余裕度で、 $\alpha_i \geq 1.1$ とする

Q_{mu} : 式(3.3.1)による梁曲げ終局強度時のせん断力(N)

ただし、中央部開孔へりあき位置でのせん断応力度(τ_i)をコンクリート強度で無次元化したせん断応力度レベルが、式(3.1.14)を満たすものとする。

$$\tau_i / F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (b \cdot D_i \cdot F_c) \leq 0.21 \quad (3.3.14)$$

ここに、 D_i : 中央部開孔位置での最小へりあき寸法(mm)

・中央部開孔のせん断終局強度 Q_{sui} は式(3.3.15)により算定する。

$$Q_{sui} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j \quad (3.3.15)$$

なお、「MAXウェブレン 設計・技術マニュアル(2002.1)」では、せん断終局強度に対する強度低減係数を考慮しているが、本設計指針では強度余裕度(α_i)に反映しているものとし、強度低減係数は考慮しないものとした。

梁端部と同時に梁スパン中央部に設ける開孔については、既往の研究を参考に下記の i)～v) 制限を満足させるものとする。

- i) 梁端部と同時に中央部に開孔を設ける場合の開孔径は $D/3.5$ 以下とする。
- ii) 梁端部開孔～中央部開孔の中心間距離は、 $2.0D$ (D ：梁せい)以上とする。
- iii) 中央部開孔同士の中心間距離は、 $1.0D$ (D ：梁せい)以上とする。
- iv) へりあき寸法 D_i は、 $D/3$ 以上、かつ、200mm 以上とする。

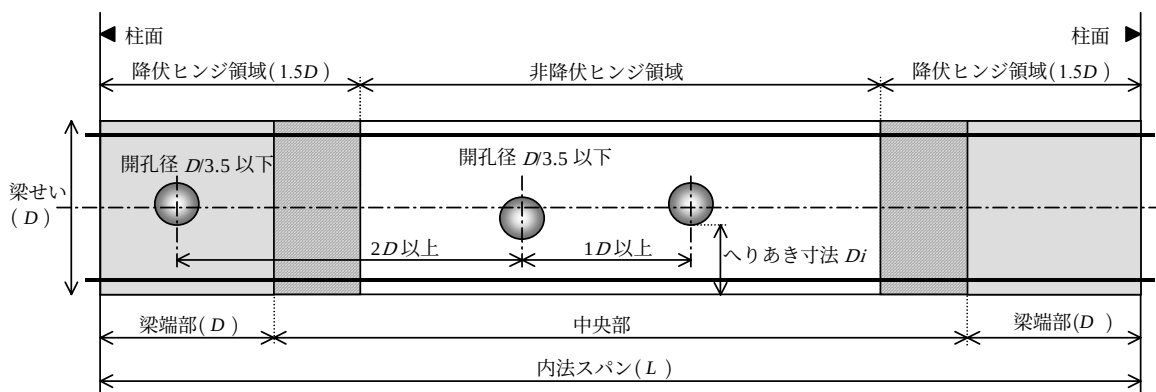


図-3.3.2 中央部開孔の構造細則

4. 施工

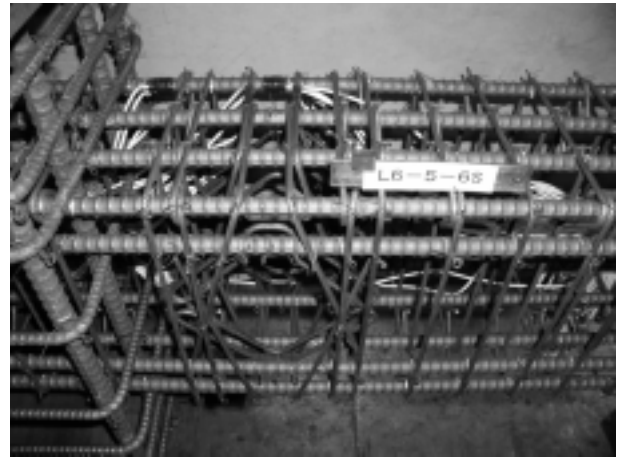
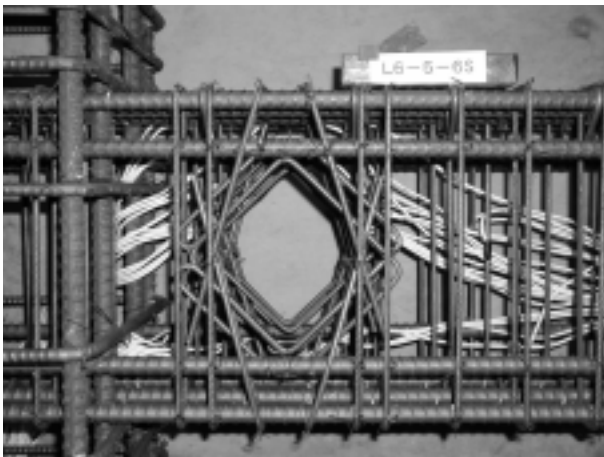
4.1 配筋手順

本工法における一般的な配筋手順を以下に示す。

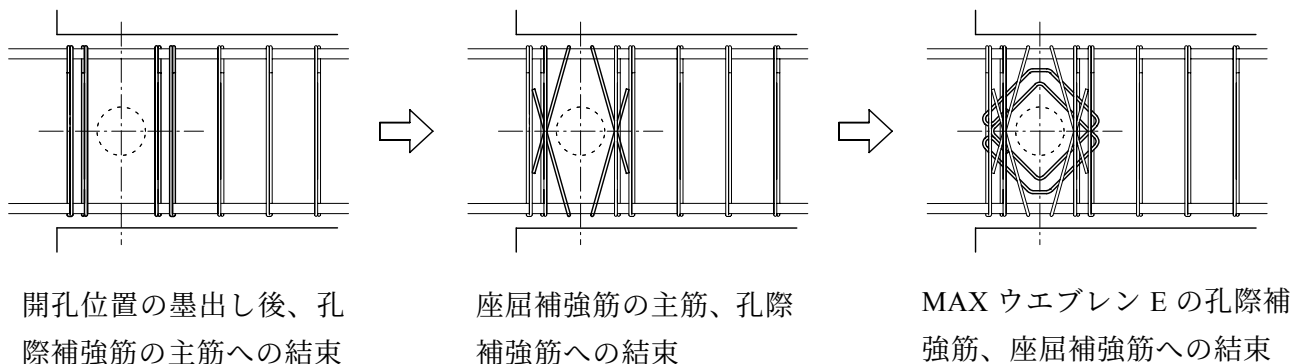
- ①開孔の位置を、主筋もしくは型枠上に墨出しする。
 - ②開孔径およびかぶり寸法より孔際補強筋の位置を決定し、主筋に結束する。
 - ③座屈補強筋を主筋および孔際補強筋に結束する。
 - ④MAX ウェブレン E を座屈補強筋、孔際補強筋、もしくは主筋に結束し、所定の位置に固定する。
- 取り付け方向：あばら筋に対して環状鉄筋が 45° の向きで、かつ、柱面側に 180° フック部が向くように取り付ける。

【解説】

本工法におけるMAX ウェブレン E の配筋手順は、開孔部上下の主筋をまたぐように座屈補強筋を配筋することから、従来タイプのMAX ウェブレンとは異なる。写真－4.1.1 に構造実験試験体の配筋例を示す。また、図－4.1.1 に一般的な配筋の流れを示す。



写真－4.1.1 本工法の配筋例



図－4.1.1 本工法の一般的な配筋の流れ

(1) 座屈補強筋

座屈補強筋の配筋は、「3.2 構造細則」で「上端および下端ともに1段目主筋の2本以上に掛け、主筋と直交するように配筋する。そして、上端主筋と下端主筋に掛けた座屈補強筋が、開孔両側の孔際補強筋と梁せい方向の開孔中心位置近傍で交差するように配筋する。また、1組の座屈補強筋の脚部の本数が4本以上の場合は、結部を重複させて配筋する。」と定められている。また、座屈補強筋の定着長さは、へりあき縁までの距離+ $15d_b$ を確保することとしている。この場合、あばら筋との干渉防止および定着力の向上のため、座屈補強筋の脚部を折り曲げる必要がある。座屈補強筋の折り曲げは、配筋時に行うものとし、曲げハッカーを用いて折り曲げる。なお、D16以上の比較的径の太い鉄筋を用いる場合は、定着長さが長くなることから、2段目主筋との干渉も考えられる。この場合は、適宜、座屈補強筋の折り曲げ箇所を増やし、開孔補強筋の挿入・配置に支障が生じないようにする。

なお、座屈補強筋の折り曲げ時には、配筋済みの他の鉄筋に乱れが生じないように十分に注意することが必要である。

(2) MAXウェブレンE

座屈補強筋の配筋後、MAXウェブレンEの配筋を行う。MAXウェブレンEの配筋に際しては、梁の所定の位置に開孔部が設けられるよう、主筋、あばら筋、座屈補強筋との位置関係から適切に墨出しを行い、周囲の鉄筋に結束する。

なお、梁せい、開孔径、主筋本数、一般部あばら筋間隔等の条件により、座屈補強筋を配筋した後ではMAXウェブレンEが配置できない場合が想定される。この場合は、図-4.1.2に示すように、孔際補強筋を配筋する前にMAXウェブレンEを梁筋の内部へ挿入しておき、座屈補強筋の配筋後に所定の位置に配置する必要がある。

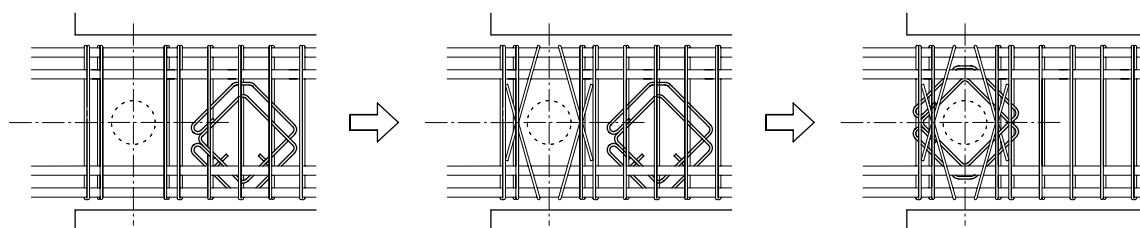
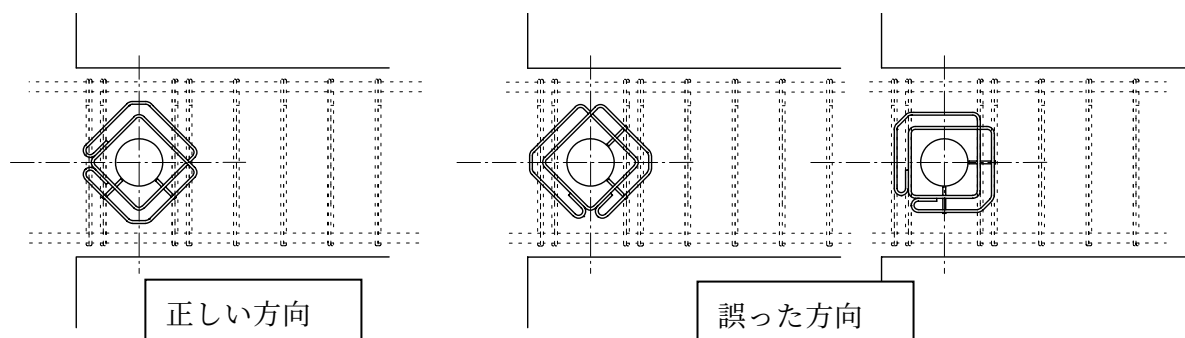
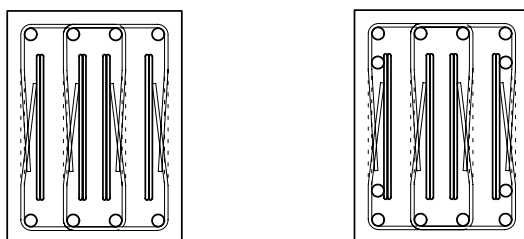


図-4.1.2 MAXウェブレンE先挿入の場合の配筋手順例

MAXウェブレンEの取り付けに際しては、図-4.1.3に示すように、柱面側に末端フックが向くように配置し、スリーブ用の枝鉄筋が溶接されている側を下側とする。また、梁幅方向の配置については、図-4.1.4に示すように、座屈補強筋脚部の折り曲げられた方向に配置するものとし、座屈補強筋や2段目主筋に結束し、固定する。このとき、MAXウェブレンEを垂直に保つことが大切である。



図－4.1.4 MAX ウェブレン E の取り付け方向



図－4.1.5 MAX ウェブレン E の梁幅方向の配置例

4. 2 検査

4. 2. 1 受入検査

施工に立ち、MAX ウェブレン E、孔際補強筋、座屈補強筋の受け入れ検査を行う。

- (1) MAX ウェブレン E の規格、数量
- (2) 孔際補強筋の材質、径、形状、数量
- (3) 座屈補強筋の材質、径、形状、数量

【解説】

MAX ウェブレン E については、使用材料および形状に関する規格証と照合し、誤りがないかを確認する。孔際補強筋、座屈補強筋については基本的に施工現場外での加工を前提とし、現場搬入時に本文に示された項目について検査を行う。ただし、やむを得ない場合は現場加工も認めるものとする。

4. 2. 2 開孔部周辺の配筋検査

開孔部周辺の配筋終了後、以下の項目について検査を実施する。

- (1) MAX ウェブレン E の適用径、方向、かぶり厚さ、取り付け位置、使用枚数
- (2) 孔際補強筋の材質、径、位置、本数、形状、かぶり厚さ
- (3) 座屈補強筋の材質、径、位置、本数、定着長さ、かぶり厚さ

【解説】

梁端部における開孔補強は、従来の既成金物による補強に加え、座屈補強筋を配置するためやや複雑となる。したがって、配筋終了後の検査は全数について行い、表－4.2.1 に示された検査項目に対する判定基準を満足しているかどうかを確認する必要がある。また、本工法では一般部も対象としているため、一般部のあばら筋も検査項目に含めた。

なお、配筋精度に関しては、日本建築学会「鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説」8章検査にある備考表を参考とするほか、特記仕様書に記載のある場合はそれに従うものとする。

表－4.2.1 各補強筋の検査項目と判定基準

検査項目		判定基準
MAX ウエブレン E	規格	補強計算結果より確認
	方向	4.1 配筋手順(2) MAX ウエブレン E による
	かぶり厚さ	4.1 配筋手順(2) MAX ウエブレン E による
	取り付け位置	4.1 配筋手順(2) MAX ウエブレン E による
	使用枚数	補強計算結果より確認
孔際補強筋	材質	補強計算結果より確認
	径	補強計算結果より確認
	位置	4.1 配筋手順による
	本数	補強計算結果より確認
	形状	2.2 鉄筋による
	かぶり厚さ	4.1 配筋手順による
座屈補強筋	材質	補強計算結果より確認
	径	補強計算結果より確認
	位置	4.1 配筋手順(2) 座屈補強筋による
	本数	補強計算結果より確認
	定着長さ	4.1 配筋手順(2) 座屈補強筋による
	かぶり厚さ	4.1 配筋手順(2) 座屈補強筋による

4.3 各補強筋の現場保管

MAXウエブレンEについては、倉庫等の雨、風のあたらない場所に、各規格ごとに整理して保管する。また、防錆対策として、各補強筋はパレット等の上に適正な高さに積み上げて保管する。孔際補強筋、座屈補強筋をまとめて現場搬入する場合も、同様の保管方法を行う。

【解説】

工場製品であるMAXウエブレンEは、規格ごとに束ねられ現場へ搬入される。また、実際に配筋するまでの時間が長い場合も想定されるので、防錆対策を適切にとる必要がある。

孔際補強筋、あばら筋、座屈補強筋については、主筋等の他の鉄筋と同時に現場搬入され、その後比較的短期間で配筋されると思われるが、数階分を一度に搬入する場合は、MAXウエブレンEと同様の保管方法とする。

5. 製品

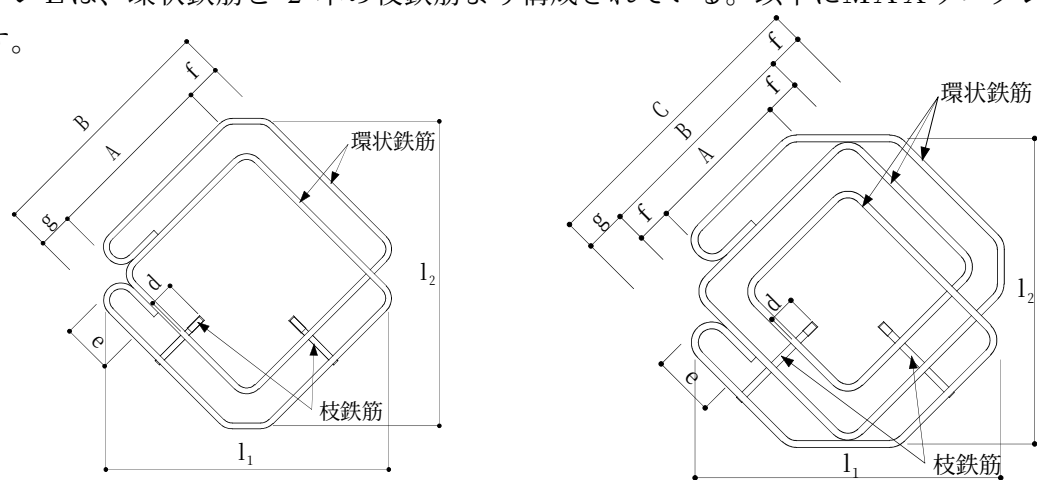
5.1 製品の規格

5.1.1 製造方法

- (1) 環状鉄筋は、住友金属工業株式会社で製造する 785N/mm² 級せん断補強筋ストロングフープ用鋼棒（BCJ 基評-RC0030）KSS785 のコイル材を、MEPSPA(イタリア)製の曲げ切断加工機によって冷間直線矯正加工、曲げ加工及び切断加工する。
- (2) プロジェクション溶接機により、枝鉄筋を環状鉄筋に溶接する。

5.1.2 製品の形状

MAXウェブレンEは、環状鉄筋と 2 本の枝鉄筋より構成されている。以下にMAXウェブレンEの形状を示す。



図－5.1 MAXウェブレンEの形状

5.1.3 環状鉄筋と枝鉄筋の組合せ

環状鉄筋は図－5.1 に示すように一筆書きの形状とし、環状鉄筋と枝鉄筋の組合せは下表とする。

表－5.1 環状鉄筋と枝鉄筋の組合せ

開 孔 径	環状鉄筋	枝鉄筋
100φ, 125φ, 150φ, 175φ, 200φ, 250φ, 300φ	S6,S8	D6
	S10,S13	D10
	S16	D13

5.1.4 標準加工寸法

図－5.1 に示す各部の標準寸法を下表に示す。

表－5.2 MAXウェブレンEの寸法及び重量

開孔径	タイプ	各部寸法(mm)									重量(kg)
		A	B	C	d	e	f	g	l ₁	l ₂	
100φ	S6-2R	175	247		34	51	36	36	282	308	0.45
	S8-2R	180	276		35	68	48	48	300	334	0.76
	S10-2R	200	320		42	85	60	60	345	382	1.29
	S13-2R	220	363		52	111	65	78	376	403	2.42
125φ	S6-2R	200	272		34	51	36	36	317	342	0.50
	S8-2R	205	301		35	68	48	48	335	369	0.84
	S10-2R	225	345		42	85	60	60	380	417	1.41
	S13-2R	245	388		52	111	65	78	411	438	2.62
150φ	S6-2R	230	302		34	51	36	36	360	386	0.55
	S8-2R	230	326		35	68	48	48	370	405	0.91
	S10-2R	250	370		42	85	60	60	415	453	1.52
	S13-2R	270	413		52	111	65	78	447	474	2.81
175φ	S6-2R	255	327		34	51	36	36	395	420	0.60
	S8-2R	255	351		35	68	48	48	405	440	0.99
	S10-2R	275	395		42	85	60	60	450	488	1.62
	S13-2R	295	438		52	111	65	78	482	509	3.01
200φ	S6-2R	280	352		34	51	36	36	430	456	0.65
	S8-2R	280	376		35	68	48	48	440	475	1.07
	S10-2R	300	420		42	85	60	60	485	524	1.74
	S13-2R	320	463		52	111	65	78	517	544	3.21
	S16-2R	340	516		62	136	80	96	561	594	5.55
	S16-3R	340	500	676	62	136	80	96	707	707	9.20
250φ	S8-2R	330	426		35	68	48	48	510	546	1.23
	S10-2R	350	470		42	85	60	60	555	594	1.96
	S13-2R	370	513		52	111	65	78	588	615	3.61
	S16-2R	390	566		62	136	80	96	632	665	6.17
	S16-3R	390	550	726	62	136	80	96	778	778	10.14
300φ	S8-2R	385	481		35	68	48	48	590	624	1.38
	S10-2R	400	520		42	85	60	60	625	665	1.74
	S13-2R	420	563		52	111	65	78	659	685	4.01
	S16-2R	440	616		62	136	80	96	702	735	6.80
	S16-3R	440	600	776	62	136	80	96	849	849	11.07

5.1.5 材料の規格

(1) 環状鉄筋

環状鉄筋の材料は住友金属工業株式会社で製造する 785N/mm² 級せん断補強筋ストロングフープ用鋼棒（BCJ 基評-RC0030）KSS785 とする。

①種類の記号および表面形状

表－5.3 ストロングフープの記号，種類及び表面形状

記 号	種 類	表面形状	径
KSS785	凹異形棒鋼		S6～S13
	丸 鋼		S16

②化学的成分

ストロングフープの化学成分および炭素当量は表－5.4 のとおりとする。

表－5.4 ストロングフープの化学成分及び炭素当量（％）

C	Si	Mn	P	S	Cu	炭素当量
0.40 以下	1.00 以下	2.20 以下	0.030 以下	0.02 5 以下	0.10 以下	0.80 以下

（備考）1.炭素当量（％）＝ $C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$

2.化学成分の値はとりべ分析の値とする。

③形状、寸法、質量および許容値

鋼棒の形状、寸法、質量および許容値は表－5.5 のとおりとする。

表－5.5 ストロングフープの形状、寸法、質量、及び許容差

呼び名	公称直径 mm	公称周長 cm	公称断面 積 cm ²	単位質量 kg/m	質量の許容 差
S6	6.35	2.0	0.3167	0.249	-8% プラス側は 規定しない
S8	7.94	2.5	0.4951	0.389	
S10	9.53	3.0	0.7133	0.560	±6%
S13	12.7	4.0	1.267	0.995	
S16	15.9	5.0	1.986	1.560	±5%

④機械的性質

鋼棒の機械的性質は表－5.6 のとおりとする。

表－5.6 ストロングフープの機械的性質

試験片	降伏点 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %	曲 げ 性	
				曲げ角度	内側直径
母材	785 以上	930 以上	8 以上	180 °	公称直径の 3 倍
溶接部			5 以上	—	—

（備考）1.降伏点は 0.2%永久伸びに対する応力をいう。

2.伸び測定の特標距離は公称直径の 8 倍とする。

(2)枝鉄筋

枝鉄筋の材料は JIS G3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」に規定されているものとする。

①種類、記号および鉄筋径

鋼棒の種類、記号及び鉄筋径は表－5.7 のとおりとする。

表－5.7 種類，記号及び鉄筋径

種 類	記 号	鉄 筋 径
異形棒鋼	SD295A	D6,D10,D13

②化学的成分および機械的性質

化学的成分および機械的性質は JIS G3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」に規定されたものとする。

5.2 製造設備

5.2.1 製造設備

①鹿児島本社工場 住所：鹿児島県鹿屋市川西町 3949

電話：0994-43-4341

②福島工場 住所：福島県伊達郡国見町大字山崎字上亀田 5-2

電話：0245-85-1340

5.2.2 機械設備

MAXウエブレンEを製造する機械設備は以下のとおりとする。

①ショットブラスト機

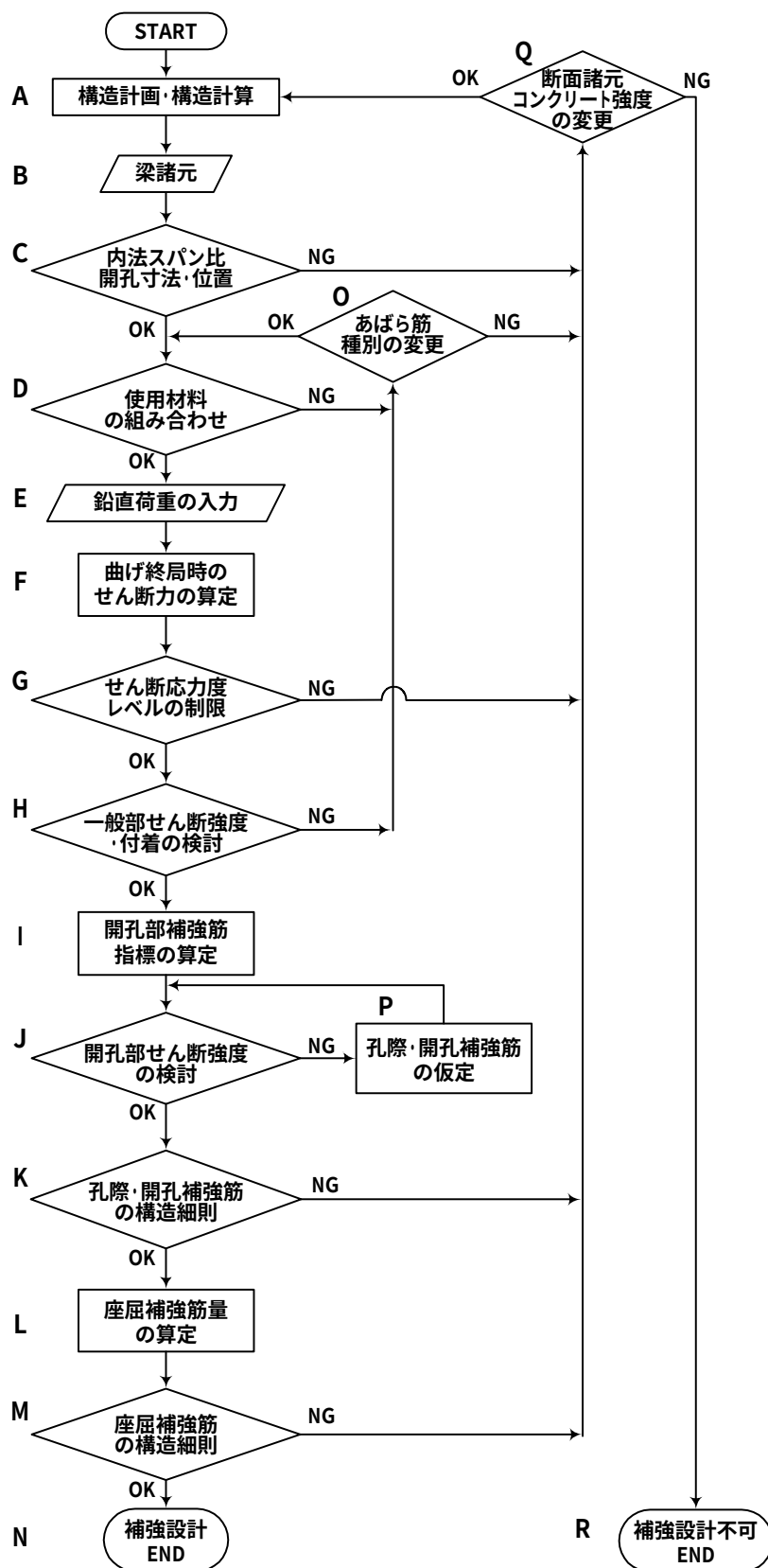
②切断機

③曲げ切断加工機

④空圧式プロジェクション溶接機

付録 1. 材端開孔部の補強設計方法

1. 設計フロー



付図－1.1 設計フロー

本設計指針に基づく材端開孔部の補強設計のフローを付図－1.1 に示す。

- A：構造計画・構造計算
- ・建物全体の構造計画および構造計算
- B：梁諸元
- ・材端部に開孔を設けたい R C 梁の諸元（断面寸法、配筋、コンクリート強度など）
- C：内法スパン比、開孔寸法・位置
- ・ R C 梁の適用範囲の確認および材端部開孔の大きさと位置の確認（表－3.2.1）
- D：使用材料の組み合わせ
- ・コンクリート強度の範囲、鉄筋の種類および径の確認（表－2.2.1、表－2.2.2）
 - ・コンクリートと鉄筋の組み合わせについても確認（表－2.2.1）
- E：鉛直荷重の入力
- ・鉛直荷重時の応力解析結果による値を用いる
- F：曲げ終局強度時のせん断力の算定
- ・主筋とスラブ筋に上限強度を用いて曲げ終局強度を算出（式(3.3.1)）
- G：せん断応力度レベルの制限
- ・材端部柱面位置および開孔へりあき位置でのせん断応力度レベルの確認（式 3.1.9～10）
- H：一般部せん断強度・付着の検討
- ・梁端部開孔範囲外の部分についてせん断設計を実施（式(3.1.1)）
 - ・付着の検討も実施（式(3.1.2)）
- I：開孔部補強筋指標の算定
- ・せん断応力度レベルの大きさに相当する開孔部補強筋指標の値の算出（式(3.1.8)）
- J：開孔部のせん断強度の検討
- ・開孔部補強筋指標に基づくせん断強度の確認する（式(3.1.3)）
- K：孔際・開孔補強筋の構造細則
- ・孔際補強筋と開孔補強筋の構造細則の確認を行う
- L：座屈補強筋量の算定
- ・せん断応力度レベルの大きさに相当する座屈補強筋量の算出（式(3.1.11～14)）
- M：座屈補強筋の構造細則
- ・座屈補強筋の配置、補強筋量および定着長さを確認する（式(3.2.1～2)）
- N：補強設計終了
- O：あばら筋種別の変更
- ・必要に応じてあばら筋種別の変更を行い、Dに戻る
- P：孔際・開孔補強筋の仮定
- ・孔際補強筋と開孔補強筋を仮定し、J. に戻る
- Q：断面諸元・コンクリート強度の変更
- ・梁断面の変更あるいはコンクリート強度の変更を行い、Aに戻る
- R：開孔補強設計不可
- ・適用範囲および構造細則などを満足しない場合

なお、具体的な設計例については付録. 2 に示す。

2. せん断応力度レベルによる傾向

本指針における材端開孔部のせん断設計において、孔際補強筋量($p_v\sigma_{vy}$)と開孔補強筋量($p_d\sigma_{dy}$)の和は、開孔部補強筋指標(ξ_1)によって決まる場合(付図-1.1: I→J)と、強度余裕度(α_1)によって決まる場合(付図-1.1: P→J)の2通りがある。そこで、具体的な設計例を示す前に、開孔部補強筋指標 ξ_1 あるいは強度余裕度 α_1 とせん断応力度レベル τ_0/F_c の関係をコンクリート強度ごとに求めて、その傾向を把握する。なお、せん断応力度レベルには τ_e/F_c も考慮する必要があるが、ここでは、 τ_0/F_c のみに着目した。

検討にあたり中低層建物の梁を想定し、下記のような諸元を設定した。

断面: $b \times D = 500 \times 700 \text{mm}$

引張鉄筋比: $p_t = 1.8(\%)$

開孔径: $H = 200 \text{mm}$ $H/D = 200/700 = 1/3.5$

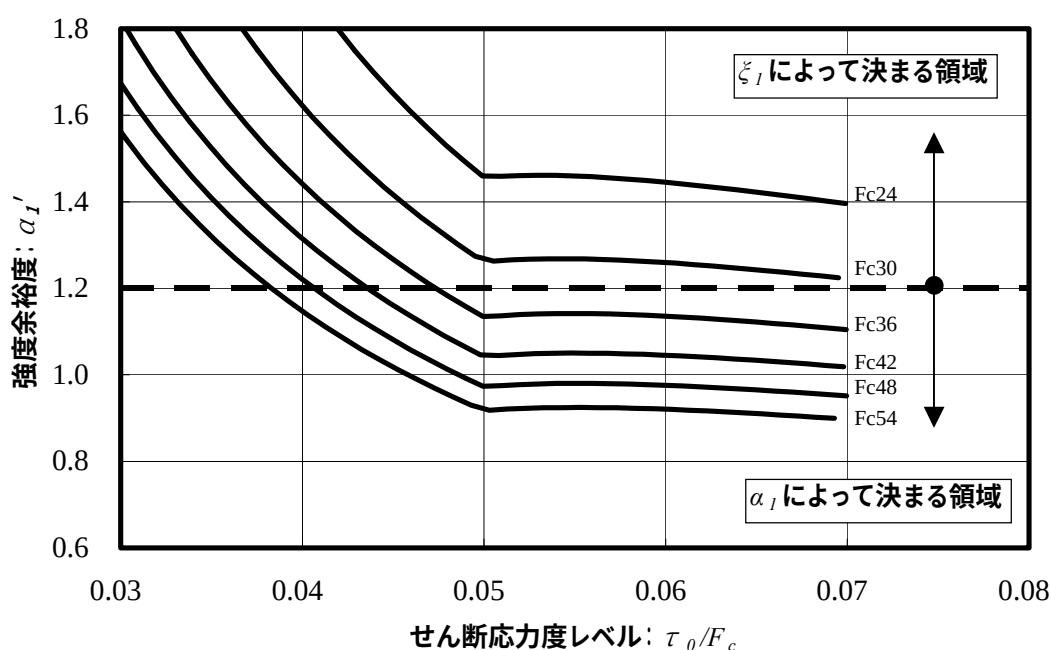
鉛直荷重: $Q_L = 100 \text{kN}$

せん断スパン比: $M/(Qd) = 3.0$

(1) 開孔部補強筋指標 ξ_1 によるせん断強度

$p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ は ξ_1 によって計算できるので、この場合の τ_0/F_c と強度余裕度の関係を付図-1.2に示す。なお、縦軸の強度余裕度は下式により求めた。

$$\alpha_1' = \frac{Q_{su1} - Q_L}{Q_{mu}} \quad (\text{付 1.1})$$

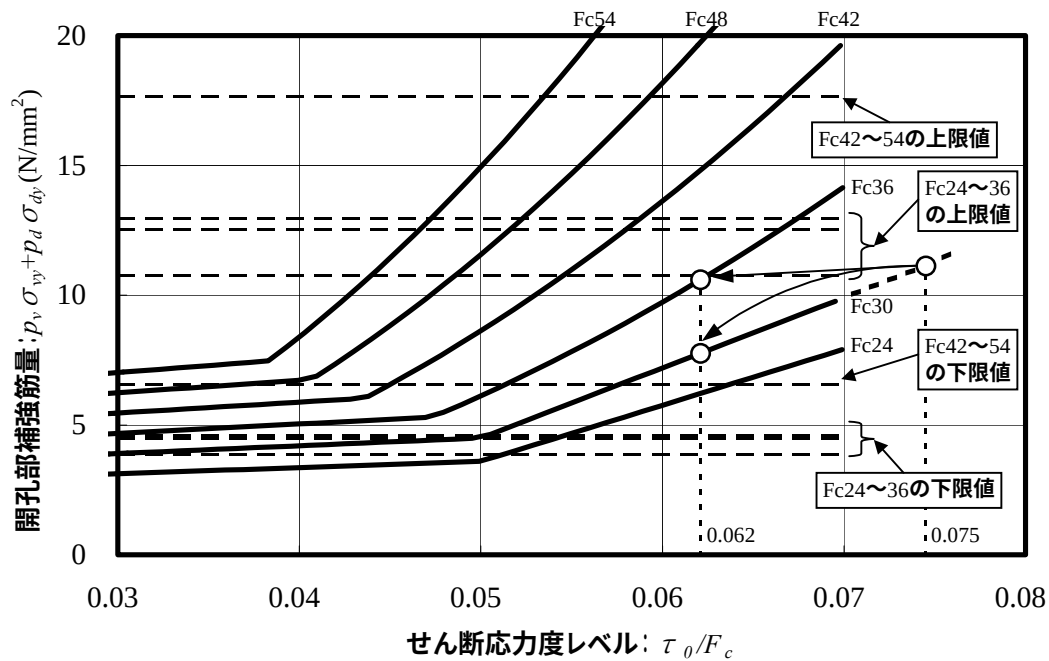


付図-1.2 強度余裕度とせん断応力度レベルの関係

$\tau_0/F_c = 0.05$ を境に大きく勾配が変化しているが、これは ξ_1 を変化させているためである。設計指針では $\alpha_1 = 1.2$ としているので、 $\alpha_1' = 1.2$ 以上の領域は ξ_1 により、 $\alpha_1' = 1.2$ 以下の領域は α_1 により $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ が定まるのが分かる。全体的な傾向としてコンクリート強度が大きいほど α_1 によって決まる τ_0/F_c の範囲が大きくなっている。

(2)開孔部補強筋量 $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ の必要量

付図－1.2 において $\alpha_1'=1.2$ 以下の領域は α_1 により $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ が決定するので、この場合を考慮した τ_0/F_c と $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ の関係を付図－1.3 に示す。



付図－1.3 開孔部補強筋量とせん断応力度レベルの関係

いずれのコンクリート強度においても、 τ_0/F_c が大きくなるとともに $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ が増大することが分かる。構造細則によって定めた孔際補強筋比と開孔補強筋比の下限値 ($p_v = 0.5\%$, $p_d = 0.4\%$) および上限値 ($p_v = 1.2\%$, $p_d = 1.2\%$) から計算した $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ の下限値と上限値をコンクリート強度ごとに付表－1.1 に示す。また、その値を付図－1.3 内に示した。

付表－1.1 $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ の下限値と上限値

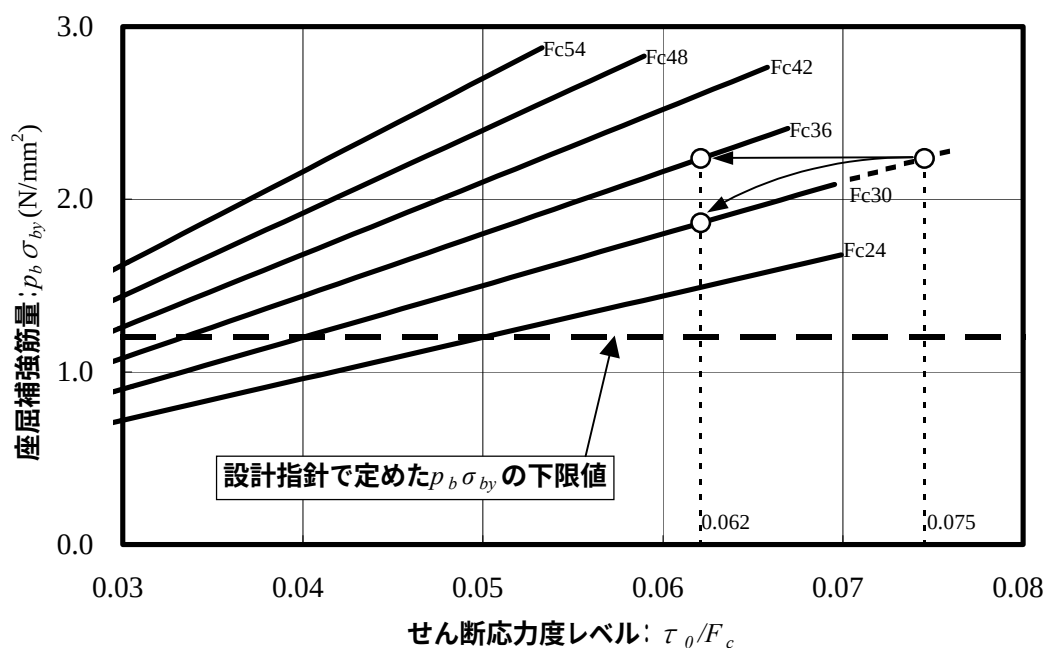
	孔際補強筋の 降伏強度 N/mm ²	開孔補強筋の 降伏強度 N/mm ²	$p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ の	
			下限値 N/mm ²	上限値 N/mm ²
Fc24	295	(600)*1	3.88	10.7
Fc30	295	(750)*1	4.48	12.5
Fc36	295	785	4.62	13.0
	685	785	6.57	17.6
Fc42～54	685	785	6.57	17.6
*1: 25Fcによる				

Fc24 と Fc30 の場合は、 $\tau_0/F_c \leq 0.05$ の範囲で $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ の下限値によって決まっているのが分かる。一方、Fc42 以上では τ_0/F_c が大きい範囲で $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ の上限値を上回っているため、この部分は開孔補強設計が不可能であることが分かる。

(3)座屈補強筋量 $p_b\sigma_{by}$ の必要量

設計指針に基づいた $p_b\sigma_{by}$ と τ_0/F_c の関係を付図－1.4 に示す。いずれのコンクリート強度においても τ_0/F_c が大きくなるほど $p_b\sigma_{by}$ が増大している。また、コンクリート強度が高いほど $p_b\sigma_{by}$ の勾配が大きくなっているのが分かる。更に、コンクリート強度が大きいほど開孔補強設計可能な τ_0/F_c の範囲が狭くなっている。

図中に設計指針で定めた $p_b\sigma_{by}$ の下限値を示したが、例えば Fc24 の場合は $\tau_0/F_c \leq 0.05$ の範囲で下限値により $p_b\sigma_{by}$ が決まるのが分かる。なお、座屈補強筋量はせん断応力度レベルのみに依存しているので、開孔径に関係なく必要量を配筋しなければならない。



付図－1.4 座屈補強筋量とせん断応力度レベルの関係

(4)せん断応力度レベルが制限値を越えた場合について

$\tau_0/F_c > 0.07$ となった場合、 τ_0/F_c を制限値内に収めるためには、① F_c を高くする、② 梁断面を大きくする、の 2 通りが考えられる。ここでは、梁断面が $b \times D = 500 \times 700$ 、コンクリート強度が $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$ で $\tau_0/F_c = 0.075$ となった場合について検討する。

①の場合、 F_c を 30 N/mm^2 から 36 N/mm^2 に変更すると $\tau_0/F_c = 0.062$ となり、 τ_0/F_c の制限値を満足させることができる。②の場合は、 $\tau_0/F_c = 0.062$ となるように梁幅のみを変更（曲げ強度が変わらぬように）すると $b \times D = 605 \times 700$ となる。①の場合はコンクリート強度が 1.2 倍に、②の場合は断面積が 1.21 倍となっている。付図－1.3 および 1.4 内に $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ および $p_b\sigma_{by}$ の変化を示した。①のコンクリート強度を変更した場合は、 $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ は減少するが、 $p_b\sigma_{by}$ の量には変化がない。一方、②の断面を変更した場合は、 $p_v\sigma_{vy} + p_d\sigma_{dy}$ 、 $p_b\sigma_{by}$ とも減少しているのが分かる。なお、付図－1.3 の線は F_c あるいは b が変化した場合は動くことに注意されたい。

付録 2. 補強計算例

材端部開孔の補強設計の例を示す。計算例は 3 例示した。

- ・ 例 1：低層建物：7 階建て 4 階床梁を想定
開孔部補強筋指標によって補強筋量が決まる場合
- ・ 例 2：中層建物：14 階建て 7 階床梁を想定
強度余裕度によって補強筋量が決まる場合
- ・ 例 3：高層建物：32 階建て 10 階床梁を想定
 $F_c=42\text{N/mm}^2$ と SD490 の組み合わせの例

計算例における節の見出しの A. ～ Q. は付図－1.1 の設計フローに対応している。

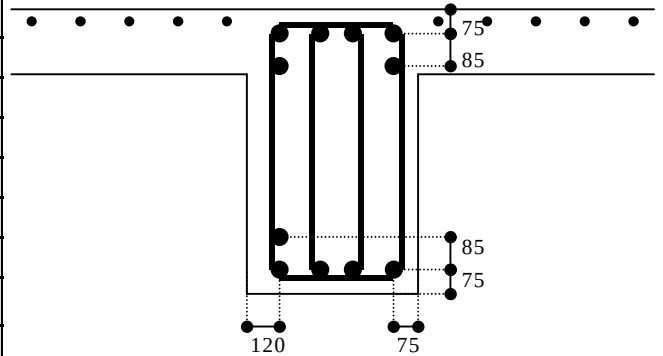
1. 例1（低層建物：7階建て4階床梁を想定）

B. 梁諸元

□断面・配筋

表－2.1.1 梁の諸元

$b \times D$		500×700	材種
上端筋	1段目	4-D32	SD390
	2段目	2-D32	SD390
下端筋	2段目	1-D32	SD390
	1段目	4-D32	SD390
スターラップ		4-D13@100	SD295A
スラブ筋		10-D10	SD295A
コンクリート設計基準強度：24N/mm ²			
内法スパン：5170mm			



上端引張時の有効梁せい： ${}_L d = 596.7\text{mm}$

下端引張時の有効梁せい： ${}_R d = 608.0\text{mm}$

図－2.1.1 梁断面

□開孔諸元

- ・開孔径： $H = 200(\text{mm})$
- ・開孔水平位置： $A = 250(\text{mm})$
- ・開孔上下位置： $e = 0(\text{mm})$

C. 内法スパン比、開孔寸法・位置

- ・梁内法スパン比： $L/D = 5170/700 = 7.39 \geq 4.0$
- ・へりあき寸法： $D_e = (700 - H)/2 = 250(\text{mm})$
- ・開孔径： $H = 200(\text{mm}) \leq \min(D/3.5, 300, D - 2D_e) = \min(200, 300, 233.4) = 200 \rightarrow \text{OK}$
- ・開孔水平位置： $A = 250(\text{mm}) \quad D/3 \leq A \leq D \rightarrow \text{OK}$

D. 使用材料の組み合わせ

- ・梁主筋：SD390
- ・スターラップ：SD295A
- ・コンクリート強度：24(N/mm²) $\rightarrow \text{OK}$

E. 鉛直荷重による作用せん断力 Q_L

鉛直荷重時応力の算定結果を用いるのを原則とする。ここでは仮定値を用いる。

- ・鉛直荷重による作用せん断力： $Q_L = 100(\text{kN})$

F. 曲げ終局時せん断力 Q_{mu} の算出

梁の曲げ終局時せん断力を算出する時の主筋、スラブ筋の材料強度は上限強度 σ_{yu} を用いる。その値は規格降伏点に対して主筋(SD390)は 1.25 倍、スラブ筋は(SD295)は 1.30 倍とする。また、スラブ筋の位置は上端から 35mm とする。

- ・上端引張時終局曲げモーメント：式(3.3.2)より、

$$\begin{aligned}
 {}_L M_u &= 0.9 \cdot a_t \cdot {}_L \sigma_{yu} \cdot {}_L d \\
 &= 0.9 \times \{6 \times 794 \times 1.25 \times 390 \times 596.7 + 10 \times 71 \times 1.30 \times 295 \times 665\} \\
 &= 1410.2 \times 10^3 (\text{kN} \cdot \text{mm})
 \end{aligned}$$

- ・下端引張時終局曲げモーメント：式(3.3.3)より、

$$\begin{aligned}
 {}_R M_u &= 0.9 \cdot a_t \cdot {}_R \sigma_{yu} \cdot {}_R d \\
 &= 0.9 \times 5 \times 794 \times 1.25 \times 390 \times 608.0 \\
 &= 1059.0 \times 10^3 (\text{kN} \cdot \text{mm})
 \end{aligned}$$

- ・曲げ終局時せん断力：式(3.3.1)より、

$$Q_{mu} = ({}_L M_u + {}_R M_u) / L = (1410.2 + 1059.0) \times 1000 / 5170 = 2469.2 / 5170 = 477.6 (\text{kN})$$

G. せん断応力度レベルの制限

材端部柱面および開孔部へりあき位置でのせん断応力度レベルを確認する。

- ・材端部柱面位置：式(3.1.9)より、

$$\tau_0/F_c = (Q_L + Q_{mu})/(bDF_c) = (100 + 477.6) \times 1000 / (500 \times 700 \times 24) = 0.069 < 0.07 \rightarrow \text{OK}$$

・開孔部へりあき位置：式(3.1.10)より、

$$\tau_e/F_c = (Q_L + Q_{mu})/(bD_e F_c) = (100 + 477.6) \times 1000 / (500 \times 250 \times 24) = 0.193 < 0.21 \rightarrow \text{OK}$$

H. 一般部せん断設計

①せん断強度（式(3.1.1)の左辺）

- ・降伏ヒンジの目標塑性変形角： $R_p = 0.02 = 1/50(\text{rad})$
- ・トラス機構の角度を表す係数： $\mu = 2(1 - 10R_p) = 2 \times (1 - 10 \times 0.02) = 1.6$
- ・梁幅方向のあばら筋芯間距離 b_e は、両側にスラブが付いているので： $b_e = b = 500(\text{mm})$
- ・有効あばら筋比： $p_{we} = a_w/(b \cdot s) = (4 \times 127)/(500 \times 100) = 0.0102 (= p_w)$
- ・あばら筋の降伏強度： $\sigma_{wy} = \min(\sigma_{wy}, 25F_c) = \min(295, 25 \times 24) = 295(\text{N/mm}^2)$
- ・梁せい方向のあばら筋芯間距離： $j_e = 700 - 2 \times 40 - 14 = 606(\text{mm})$
- ・1組のあばら筋の足の数： $N_w = 4(\text{本})$
- ・あばら筋の断面方向の最大間隔： $b_s = b_e/(N_w - 1) = 500/(4 - 1) = 166.7(\text{mm})$
- ・トラス機構の有効係数： $\lambda = 1 - s/(2j_e) - b_s/(4j_e) = 1 - 100/(2 \times 606) - 166.7/(4 \times 606) = 0.849$
- ・非ヒンジ部材のコンクリート圧縮強度の有効係数： $\nu_0 = 0.7 - F_c/200 = 0.7 - 24/200 = 0.58$
- ・コンクリート圧縮強度の有効係数： $\nu = (1 - 20R_p) \cdot \nu_0 = (1 - 20 \times 0.02) \times 0.58 = 0.348$

$$\begin{aligned} \text{式(3.3.5)より、} Q_{su01} &= (\mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e \\ &= (1.6 \times 0.0102 \times 295) \times 500 \times 606 = 1458.8(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{式(3.3.6)より、} Q_{su02} &= (\lambda \cdot \nu \cdot F_c + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e / 3 \\ &= (0.849 \times 0.348 \times 24 + 0.0102 \times 295) \times 500 \times 606 / 3 = 1020.1(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{式(3.3.7)より、} Q_{su03} &= (\lambda \cdot \nu \cdot F_c) \cdot b_e \cdot j_e / 2 \\ &= (0.849 \times 0.348 \times 24) \times 500 \times 606 / 2 = 1074.3(\text{kN}) \end{aligned}$$

よって式(3.3.4)より、

$$Q_{su0} = \min(Q_{su01}, Q_{su02}, Q_{su03}) = \min(1458.8, 1020.1, 1074.3) = 1020.1(\text{kN})$$

一方、式(3.1.1)の右辺は、

$$Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu} = 100 + 1.1 \times 477.6 = 625.4(\text{kN})$$

したがって、 $Q_{su0} \geq Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu}$ で式(3.1.1)を満足 $\rightarrow \text{OK}$

②非ヒンジ領域のあばら筋量の低減

非降伏ヒンジ領域では、あばら筋量を降伏ヒンジ領域の $(1 - 10R_p)$ 倍まで低減することが可能である。その低減量の係数は、

$$(1 - 10R_p) = (1 - 10 \times 0.02) = 0.8$$

となる。元設計のあばら筋は、4-D13@100 であるから、4-D13@125 まで低減することが可能であるが、元設計以下にあばら筋を減らすことはできないので、非ヒンジ領域とヒンジ領域ともあばら筋は4-D13@100で配筋することになる。

【参考】

- ・開孔を有しないものとしたせん断終局強度の検討

荒川 min 式を用いた場合 (p_t と $b \cdot j$ は J. a) を参照すること)

$$\begin{aligned} Q_{su0}' &= \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 1.306^{0.23} \times (24 + 18)}{3.0 + 0.12} + 0.85 \sqrt{0.0102 \times 295} \right\} \times 261.1 \times 10^3 \\ &= 583.1(\text{kN}) < Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu} = 625.4(\text{kN}) \end{aligned}$$

となっているので、あばら筋量を変更する必要がある。

③付着に対する設計

本設計例は、上端1段主筋と下端1段主筋の本数が同じで、厳しい条件となる上端主筋について付着に対する設計を行う。

□上端1段目主筋について

a)設計用付着応力度の算定

- ・部材両端の応力度差： $\Delta\sigma = 2.0 \sigma_{yu} = 2.0 \times 1.25 \times 390 = 975(\text{N/mm}^2)$

よって、設計用付着応力度 τ_f は式(3.3.8)より、

$$\tau_f = d_b \Delta\sigma / \{4(L_d - d)\} = 32 \times 975 / \{4 \times (5170 - 596.7)\} = 1.706(\text{N/mm}^2)$$

b)付着信頼強度の算定

- ・付着強度低減係数： $\alpha_t = 0.75 + F_c / 400 = 0.75 + 24/400 = 0.81$

- ・主筋の中心から側面までの距離： $d_{cs} = 75(\text{mm})$

- ・主筋の中心から底面までの距離： $d_{ct} = 75(\text{mm})$

- ・1段目主筋本数： $N_1 = 4(\text{本})$

$$b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b) / (N_1 \cdot d_b) = (500 - 4 \times 32) / (4 \times 32) = 2.906$$

$$b_{ci} = \{\sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b\} / d_b = \{\sqrt{2}(75 + 75) - 32\} / 32 = 5.629$$

- ・1段目主筋の割裂線長さ比： $b_i = \min(b_{si}, b_{ci}) = \min(2.906, 5.629) = 2.906$

- ・1段目主筋の付着強度に対するあばら筋の効果：

$$k_{st} = (54 + 45 \cdot N_w / N_1) \cdot (b_{si} + 1) p_w = (54 + 45 \times 4 / 4) \times (2.906 + 1) \times 0.0102 = 3.944$$

付着信頼強度 τ_{bu} は式(3.3.9)より、

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.085b_i + 0.10) \sqrt{F_c} + k_{st} \} = 0.81 \times \{ (0.085 \times 2.906 + 0.10) \sqrt{24} + 3.944 \} = 4.572(\text{N/mm}^2)$$

故に、 $\tau_f \leq \tau_{bu}$ となり式(3.1.2)を満足 → OK

□上端2段目主筋について

a)設計用付着応力度の算定

- ・部材両端の応力度差： $\Delta\sigma = 1.5 \sigma_{yu} = 1.5 \times 1.25 \times 390 = 731.3(\text{N/mm}^2)$

よって、設計用付着応力度 τ_f は式(3.3.8)より、

$$\tau_f = d_b \Delta\sigma / \{4(L_d - d)\} = 32 \times 731.3 / \{4 \times (5170 - 596.7)\} = 1.279(\text{N/mm}^2)$$

b)付着信頼強度の算定

- ・2段目主筋本数： $N_2 = 2(\text{本})$

- ・2段目主筋の割裂線長さ比： $b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b) = (500 - 2 \times 32) / (2 \times 32) = 6.813$

- ・2段目主筋の付着強度に対するあばら筋の効果：

$$k_{st2} = 99(b_{si2} + 1) p_w = 99 \times (6.813 + 1) \times 0.0102 = 7.890$$

付着信頼強度 τ_{bu2} は式(3.3.9)より、

$$\tau_{bu2} = 0.6\alpha_t \{ (0.085b_{si2} + 0.10) \sqrt{F_c} + k_{st2} \} = 0.6 \times 0.81 \times \{ (0.085 \times 6.813 + 0.10) \sqrt{24} + 7.890 \} = 5.451(\text{N/mm}^2)$$

故に、 $\tau_f \leq \tau_{bu}$ となり式(3.1.2)を満足 → OK

したがって、一般部は付着設計に対して満足していることが確認できた。

【参考】

- ・付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度

式(3.3.12)より、

$$Q_{sub} = T_x \cdot j_e = (1 - 10R_p) \cdot (\tau_{bu} \Sigma \psi_1 + \tau_{bu2} \Sigma \psi_2) \cdot j_e = 0.8 \times (4.572 \times 400 + 5.451 \times 200) \times 606 = 1415.1(\text{kN})$$

設計用せん断力は、 $Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu} = 625.4$ であるので、 $Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu} < Q_{sub}$ となっている。

I. 開孔部補強筋指標

せん断応力度レベルは $\tau_0 / F_c = 0.069$ 、 $\tau_e / F_c = 0.195$ なので領域区分はIVとなる。

よって開孔補強筋指標は ξ_1 は式(3.1.7)より、

$$\xi_1 \geq \max[9(\tau_0/F_c - 0.05) + 0.15, 9\{\tau_e/(3F_c) - 0.05\} + 0.15]$$

$$= \max\{9 \times (0.069 - 0.05) + 0.15, 9 \times (0.195/3 - 0.05) + 0.15\} = \max(0.321, 0.285) = 0.321$$

したがって式(3.1.8)より、

$$\text{req}(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) = \xi_1 \cdot F_c = 0.321 \times 24 = 7.704 (\text{N/mm}^2)$$

J. 開孔部せん断終局強度の算定

せん断強度算定用定数は、引張鉄筋比の算定においては p_t が最も小さくなるように a_t と d を選択する。

- $p_t = 100a_t / (b \cdot d) = 100 \times 5 \times 794 / (500 \times 608.0) = 1.306\%$
- $M / (Q \cdot d) = ({}_L M_u + {}_R M_u) / (2 \cdot Q \cdot d) = ({}_L M_u + {}_R M_u) / \{2 \times (Q_L + Q_{mu}) \times d\}$
 $= (1410.2 + 1059.0) \times 10^3 / \{2 \times (100 + 477.6) \times 608.0\} = 3.516 \geq 3.0$
- $H/D = 1/3.5$
- $b \cdot j = 500 \times 7 / 8 \times 596.7 = 261.1 \times 10^3 (\text{mm}^2)$
- $\text{req}(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) = 7.704 (\text{N/mm}^2)$

せん断終局強度の算出：式(3.3.11)より、

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j$$

$$= \left\{ \frac{0.053 \times 1.306^{0.23} \times (24 + 18)}{3.0 + 0.12} \left(1 - \frac{1.61}{3.5} \right) + 0.85 \sqrt{7.704} \right\} \times 261.1 \times 10^3$$

$$= 723.0 (\text{kN})$$

$$Q_L + \alpha_1 \cdot Q_{mu} = 100 + 1.2 \times 477.6 = 673.1 (\text{kN})$$

故に、式(3.1.3)を満足しているので開孔部補強筋指標により補強設計が可能である。

K. 孔際・開孔補強筋の構造細則

孔際補強筋量と開孔補強筋量を算出する。

孔際補強筋および開孔補強筋を下記のように仮定する。

- 孔際補強筋：4-D13×3組 (SD295A)
- 開孔補強筋：2-S13×3組 (KSS785)

- 開孔中心から 45 度に引いた直線が上下一段目主筋と交わる点までの水平距離：

$$C_1 = C_2 = 275 (\text{mm})$$

- 梁端部柱面から開孔中心までの水平距離： $A = 250 (\text{mm})$
- 梁端部開孔補強範囲は式(1.2.1)より、 $C_e = \min(C_2, A) + C_2 = \min(275, 250) + 275 = 525 (\text{mm})$
- 孔際補強筋の断面積の合計： $a_{v1} = a_{v2} = 4 \times 127 \times 3 = 1524 (\text{mm}^2)$

- 孔際補強筋比：式(1.2.2)より、 $p_v = \min\left(\frac{a_{v1}}{b \cdot C_1}, \frac{a_{v2}}{b \cdot C_2}\right) = 1524 / (500 \times 275) = 0.0111$

$0.5\% \leq p_v (\%) \leq 1.2\%$ の構造細則を満足 → OK

$p_w = p_{we} = 0.0102$ 、よって $p_v > p_w$ → OK

- MAX ウエブレン E の環状鉄筋の断面積の合計： $a_d = 2 \times 126.7 \times 3 = 760.2 (\text{mm}^2)$

- 開孔補強筋比：式(1.2.3)より、 $p_d = \frac{\sqrt{2} \cdot a_d}{b \cdot C_2} = (\sqrt{2} \times 760.2) / (500 \times 275) = 0.0078$

$0.4\% \leq p_d (\%) \leq 1.2\%$ の構造細則を満足 → OK

$0.0078 = p_d < 2p_v = 0.0222 = 0.0111 \times 2$ → OK

- 孔際補強筋の降伏強度： $\sigma_{vy} = \min(295, 25 \times 24) = \min(295, 600) = 295 (\text{N/mm}^2)$

- 開孔補強筋の降伏強度： $\sigma_{dy} = \min(785, 25 \times 24) = \min(785, 600) = 600 (\text{N/mm}^2)$

よって、孔際補強筋量と開孔補強筋量の和は、

$$p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy} = 0.0111 \times 295 + 0.0078 \times 600 = 7.955 (\text{N/mm}^2) \geq 7.704 (\text{N/mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

L. 座屈補強筋量の算定

領域IVであるので、式(3.1.14)より、

$$\text{req}(p_b \sigma_{by}) \geq \max(\tau_0, \tau_e/3) = \max(0.069 \times 24, 0.195/3 \times 24) = 1.656(\text{N/mm}^2)$$

座屈補強筋を下記のように仮定する。

座屈補強筋：6-D13 (SD295A)

- ・座屈補強筋の断面積の合計： $a_d = 6 \times 127 = 762(\text{mm}^2)$
- ・座屈補強筋の脚部と部材軸とのなす角度： $\theta_b = 75^\circ$
- ・座屈補強筋比：式(1.2.4)より、 $p_b = \frac{a_d(\sin \theta_b + \cos \theta_b)}{b \cdot C_2} = 762 \times (0.966 + 0.259) / (500 \times 275) = 0.0068$

$$p_b \sigma_{by} = 0.0068 \times 295 = 2.006(\text{N/mm}^2) \geq \text{req}(p_b \sigma_{by}) \rightarrow \text{OK}$$

【参考】

座屈補強筋の角度を付録の式(付 3.6)によりを精算すると、

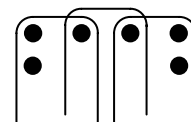
$$\theta_b = \tan^{-1} \left\{ \frac{3(D - 80 - D_e - H/2)}{H + 50 \times 2} \right\} = \tan^{-1} \left\{ \frac{3(700 - 75 - 250 - 200/2)}{200 + 5 \times 2} \right\} = \tan^{-1}(2.75)$$

よって、 $\theta_b = 70.0^\circ$ となる。

M. 座屈補強筋の構造細則とその他の細則

①座屈補強筋

- ・配置位置： $x = (H + 50 \times 2)/3 = 100 < 192 = 6 \times 32$ (主筋径) $\rightarrow \text{OK}$
- ・配置：補強設計の結果、6-D13 なので右図のような配筋となる。
- ・座屈補強筋量の下限值： $p_b \sigma_{by} = 0.0068 \times 295 = 2.006(\text{N/mm}^2) > 1.2(\text{N/mm}^2) \rightarrow \text{OK}$
- ・定着長さ： $L_b \geq 0.67D + 2d_b = 0.67 \times 700 + 2 \times 13 = 495(\text{mm})$



②その他の構造細則：A内における孔際補強筋の低減（設計指針 pp.5）

本設計例では、 $280(\text{mm}) = C_2 > A = 250(\text{mm})$ であるので、A内に配置する孔際補強筋の本数を梁中央側に配置する本数よりも低減することができる。

- ・梁中央側の孔際補強筋：4-D13×3組（足の数=4×3=12本）
 - ・A内側の孔際補強筋：（梁中央側の孔際補強筋本数）× $A/C_2 = 12 \times 250 / 280 = 10.7$ （本）
- したがって、計算上はA内側の孔際補強筋を11本まで低減することは可能である。

【参考】

定まった配筋による開孔部せん断終局強度

$$p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy} = 7.955(\text{N/mm}^2)$$

- ・座屈補強筋を無視した開孔部せん断終局強度

$$\begin{aligned} Q_{su1} &= \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 1.306^{0.23} \times (24 + 18)}{3.0 + 0.12} \left(1 - \frac{1.61}{3.5} \right) + 0.85 \sqrt{7.955} \right\} \times 261.1 \times 10^3 \\ &= 732.9(\text{kN}) \end{aligned}$$

したがって、鉛直荷重を考慮した場合の曲げ終局時のせん断力に対する余裕度（強度余裕度 α_1 に相当）は、 $(Q_{su1} - Q_L)/Q_{mu} = (732.9 - 100.0)/477.6 = 1.33$ となる。

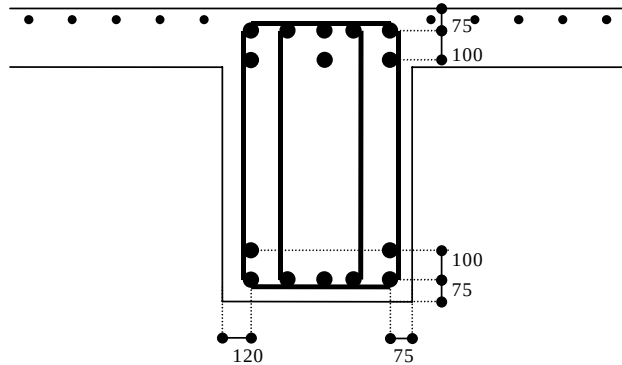
2. 例2（中層建物：14階建て7階床梁を想定）

B. 梁諸元

□断面・配筋

表－2.2.1 梁の諸元

$b \times D$		650×800	材種
上端筋	1段目	5-D38	SD390
	2段目	3-D38	SD390
下端筋	2段目	2-D38	SD390
	1段目	5-D38	SD390
スターラップ		4-S13@150	KSS785
スラブ筋		10-D13	SD295A
コンクリート設計基準強度: 36N/mm ²			
内法スパン: 5850mm			



上端引張時の有効梁せい: $_L d = 687.5\text{mm}$

下端引張時の有効梁せい: $_R d = 696.4\text{mm}$

図－2.2.1 梁断面

□開孔諸元

- ・開孔径: $H = 200(\text{mm})$
- ・開孔水平位置: $A = 280(\text{mm})$
- ・開孔上下位置: $e = 33(\text{mm})$

C. 内法スパン比、開孔寸法・位置

- ・梁内法スパン比: $L/D = 5850/800 = 7.31 \geq 4.0$
- ・へりあき寸法: $D_e = D/2 - e - H/2 = 800/2 - 33 - 200/2 = 267(\text{mm}) > \max(D/3, 200) \rightarrow \text{OK}$
- ・開孔径: $H = 200(\text{mm}) \leq \min(D/3.5, 300, D - 2D_e) = \min(229, 300, 266) = 229 \rightarrow \text{OK}$
- ・開孔水平位置: $A = 280(\text{mm}) \quad D/3 \leq A \leq D \rightarrow \text{OK}$

D. 使用材料の組み合わせ

- ・梁主筋: SD390
- ・スターラップ: KSS785
- ・コンクリート強度: $36(\text{N/mm}^2) \rightarrow \text{OK}$

E. 鉛直荷重による作用せん断力 Q_L

鉛直荷重時応力の算定結果を用いるのを原則とする。ここでは仮定値を用いる。

- ・鉛直荷重による作用せん断力: $Q_L = 100(\text{kN})$

F. 曲げ終局時せん断力 Q_{mu} の算出

梁の曲げ終局時せん断力を算出する時の主筋、スラブ筋の材料強度は上限強度 σ_{yu} を用いる。その値は規格降伏点に対して主筋(SD390)は 1.25 倍、スラブ筋は(SD295)は 1.30 倍とする。また、スラブ筋の位置は上端から 35mm とする。

- ・上端引張時終局曲げモーメント: 式(3.3.2)より、

$$\begin{aligned}
 {}_L M_u &= 0.9 a_t \cdot {}_L \sigma_{yu} \cdot {}_L d \\
 &= 0.9 \times \{8 \times 1140 \times 1.25 \times 390 \times 687.5 + 10 \times 127 \times 1.30 \times 295 \times 765\} \\
 &= 3086.3 \times 10^3 (\text{kN} \cdot \text{mm})
 \end{aligned}$$

- ・下端引張時終局曲げモーメント: 式(3.3.3)より、

$$\begin{aligned}
 {}_R M_u &= 0.9 a_t \cdot {}_R \sigma_{yu} \cdot {}_R d \\
 &= 0.9 \times 7 \times 1140 \times 1.25 \times 390 \times 696.4 \\
 &= 2438.3 \times 10^3 (\text{kN} \cdot \text{mm})
 \end{aligned}$$

- ・曲げ終局時せん断力: 式(3.3.1)より、

$$Q_{mu} = ({}_L M_u + {}_R M_u) / L = (3086.3 + 2438.3) \times 1000 / 5850 = 944.4 (\text{kN})$$

G. せん断応力度レベルの制限

材端部柱面および開孔部へりあき位置でのせん断応力度レベルを確認する。

- ・材端部柱面：式(3.1.9)より、

$$\tau_0/F_c = (Q_L + Q_{mu})/(bDF_c) = (100+944.4) \times 10^3 / (650 \times 800 \times 36) = 0.056 < 0.07 \rightarrow \text{OK}$$

- ・開孔部へりあき位置：式(3.1.10)より、

$$\tau_e/F_c = (Q_L + Q_{mu})/(bD_e F_c) = (100+944.4) \times 10^3 / (650 \times 267 \times 36) = 0.167 < 0.21 \rightarrow \text{OK}$$

H. 一般部せん断設計

省略

I. 開孔部補強筋指標

せん断応力度レベルは $\tau_0/F_c = 0.056$ 、 $\tau_e/F_c = 0.167$ なので領域区分はIVとなる。

よって開孔補強筋指標は ξ_1 は式(3.1.7)より、

$$\begin{aligned} \xi_1 &\geq \max[9(\tau_0/F_c - 0.05) + 0.15, 9\{\tau_e/(3F_c) - 0.05\} + 0.15] \\ &= \max\{9 \times (0.056 - 0.05) + 0.15, 9 \times (0.167/3 - 0.05) + 0.15\} = \max(0.204, 0.201) = 0.204 \end{aligned}$$

したがって式(3.1.8)より、

$$\text{req}(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) = \xi_1 \cdot F_c = 0.204 \times 36 = 7.344 (\text{N/mm}^2)$$

J. 開孔部せん断終局強度の算定

せん断強度算定用定数は、引張鉄筋比の算定においては p_t が最も小さくなるように a_t と d を選択する。

- ・ $p_t = 100a_t/(b \cdot d) = 100 \times 7 \times 1140 / (650 \times 696.4) = 1.763\%$
- ・ $M/(Q \cdot d) = ({}_L M_u + {}_R M_u)/(2 \cdot Q \cdot d) = ({}_L M_u + {}_R M_u)/\{2 \times (Q_L + Q_{mu}) \times d\}$
 $= (3086.3 + 2438.3) \times 10^3 / \{2 \times (100 + 944.4) \times 696.4\} = 3.798 \geq 3.0$
- ・ $H/D = 1/4$
- ・ $b \cdot j = 650 \times 7 / 8 \times 696.4 = 396.1 \times 10^3 (\text{mm}^2)$
- ・ $\text{req}(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) = 7.344 (\text{N/mm}^2)$

せん断終局強度の算出：式(3.3.11)より、

$$\begin{aligned} Q_{su1} &= \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 1.763^{0.23} \times (36 + 18)}{3.0 + 0.12} \left(1 - \frac{1.61}{4} \right) + 0.85 \sqrt{7.344} \right\} \times 396.1 \times 10^3 \\ &= 1159.8 (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$Q_L + \alpha_1 \cdot Q_{mu} = 100 + 1.2 \times 944.4 = 1233.3 (\text{kN})$$

故に、式(3.1.3)を満足していないので開孔部補強筋指標により補強設計が不可能である。

P. 孔際補強筋と開孔補強筋の仮定

孔際補強筋および開孔補強筋を下記のように仮定する。

- 孔際補強筋：4-S13×3組 (KSS785)
- 開孔補強筋：2-S13×4組 (KSS785)

J. 開孔部せん断終局強度の算定とK. 孔際・開孔補強筋の構造細則

- ・開孔中心から45度に引いた直線が上下一段目主筋と交わる点までの水平距離：

$$C_1 = 292 (\text{mm}), \quad C_2 = 358 (\text{mm})$$

- ・梁端部柱面から開孔中心までの水平距離： $A = 280 (\text{mm})$
- ・梁端部開孔補強範囲は式(1.2.1)より、 $C_e = \min(C_2, A) + C_2 = \min(358, 280) + 358 = 638 (\text{mm})$
- ・孔際補強筋の断面積の合計： $a_{v1} = a_{v2} = 4 \times 127 \times 3 = 1524 (\text{mm}^2)$

- ・孔際補強筋比：式(1.2.2)より、 $p_v = \min\left(\frac{a_{v1}}{b \cdot C_1}, \frac{a_{v2}}{b \cdot C_2}\right) = 1524 / (650 \times 358) = 0.0065$

$0.5\% \leq p_v (\%) \leq 1.2\%$ の構造細則を満足 $\rightarrow \text{OK}$

$p_w = 0.0052$ 、よって $p_v > p_w \rightarrow \text{OK}$

- ・MAXウエブレンEの環状鉄筋の断面積の合計： $a_d = 2 \times 126.7 \times 4 = 1013.6 (\text{mm}^2)$

・開孔補強筋比：式(1.2.3)より、 $p_d = \frac{\sqrt{2} \cdot a_d}{b \cdot C_2} = (\sqrt{2} \times 1013.6) / (650 \times 358) = 0.0062$

$0.4\% \leq p_d (\%) \leq 1.2\%$ の構造細則を満足 → OK

$0.0062 = p_d < 2p_v = 0.0130 = 0.0065 \times 2$ → OK

・孔際補強筋の降伏強度： $\sigma_{vy} = \min(785, 25 \times 36) = \min(785, 900) = 785 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

・開孔補強筋の降伏強度： $\sigma_{dy} = \min(785, 25 \times 36) = \min(785, 900) = 785 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

よって、孔際補強筋量と開孔補強筋量の和は、

$$p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy} = 0.0065 \times 785 + 0.0062 \times 785 = 9.970 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

・せん断終局強度の算出

$$\begin{aligned} Q_{su1} &= \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 1.763^{0.23} \times (36 + 18)}{3.0 + 0.12} \left(1 - \frac{1.61}{4} \right) + 0.85 \sqrt{9.970} \right\} \times 391.0 \times 10^3 \\ &= 1293.6 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$Q_L + \alpha_1 \cdot Q_{mu} = 100 + 1.2 \times 944.4 = 1233.3 \text{ (kN)}$$

よって、式(3.1.3)を満足しているので OK となる。

L. 座屈補強筋量の算定

領域IVであるので、式(3.1.14)より、

$$\text{req}(p_b \sigma_{by}) \geq \max \{ \tau_0, \tau_e / 3 \} = \max (0.056 \times 36, 0.168 / 3 \times 36) = 2.016 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

座屈補強筋を下記のように仮定する。

座屈補強筋：6-D16 (SD345)

・座屈補強筋の断面積の合計： $a_d = 6 \times 199 = 1194 \text{ (mm}^2\text{)}$

・座屈補強筋の脚部と部材軸とのなす角度： $\theta_b = 75^\circ$

・座屈補強筋比：式(1.2.4)より、 $p_b = \frac{a_b (\sin \theta_b + \cos \theta_b)}{b \cdot C_2} = 1194 \times (0.966 + 0.259) / (650 \times 358) = 0.0063$

$$p_b \sigma_{by} = 0.0063 \times 345 = 2.174 \text{ (N/mm}^2\text{)} \geq \text{req}(p_b \sigma_{by}) \rightarrow \text{OK}$$

【参考】

座屈補強筋の角度を付録の式(2.6)によりを精算すると、

$$\theta_b = \tan^{-1} \left\{ \frac{3(D - 80 - D_e - H/2)}{H + 50 \times 2} \right\} = \tan^{-1} \left\{ \frac{3(800 - 75 - 267 - 200/2)}{200 + 5 \times 2} \right\} = \tan^{-1}(3.58)$$

よって、 $\theta_b = 74.4^\circ$ となる。

M. 座屈補強筋の構造細則

a) 座屈補強筋

・配置：補強設計の結果、6-D16 なので右図のような配筋となる。

・座屈補強筋量の下限值：

$$p_b \sigma_{by} = 0.0063 \times 345 = 2.174 \text{ (N/mm}^2\text{)} > 1.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

・定着長さ： $L_b \geq 0.67D + 2d_b = 0.67 \times 800 + 2 \times 16 = 568 \text{ (mm)}$

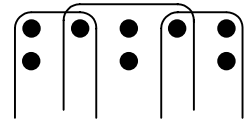
b) その他の細則：A内における孔際補強筋の低減（設計指針 pp.5）

本設計例では、 $358 \text{ (mm)} = C_2 > A = 280 \text{ (mm)}$ であるので、A内に配置する孔際補強筋の本数を梁中央側に配置する本数よりも低減することができる。

・梁中央側の孔際補強筋：4-S13 × 3 組（足の数 = $4 \times 3 = 12$ 本）

・A内側の孔際補強筋：（梁中央側の孔際補強筋本数） $\times A / C_2 = 12 \times 280 / 358 = 9.4$ （本）

したがって、計算上はA内側の孔際補強筋を 10 本まで低減することができる。



3. 例3（高層建物：32 階建て 10 階床梁を想定）

B. 設計条件

□断面・配筋

表－2.3.1 梁諸元

$b \times D$		650×850	材種
上端筋	1段目	5-D41	SD490
	2段目	1-D41	SD490
下端筋	2段目	—	SD490
	1段目	5-D41	SD490
スターラップ		4-S13@150	KSS785
スラブ筋		10-D10	SD295A
コンクリート設計基準強度：42N/mm ²			
内法スパン：5500mm			

□開孔諸元

- ・開孔径： $H = 200(\text{mm})$
- ・開孔水平位置： $A = 300(\text{mm})$
- ・開孔上下位置： $e = 0(\text{mm})$

C. 内法スパン比、開孔寸法・位置

- ・梁内法スパン比： $L/D = 5500/850 = 6.47 \geq 4.0$
- ・へりあき寸法： $D_e = D/2 - e - H/2 = 850/2 - 0 - 200/2 = 325(\text{mm}) > \max(D/3, 200) \rightarrow \text{OK}$
- ・開孔径： $H = 200(\text{mm}) \leq \min(D/3.5, 300, D - 2D_e) = \min(243, 300, 200) = 200 \rightarrow \text{OK}$
- ・開孔水平位置： $A = 300(\text{mm}) \quad D/3 \leq A \leq D \rightarrow \text{OK}$

D. 使用材料の組み合わせ

- ・梁主筋：SD490
- ・スターラップ：KSS785
- ・コンクリート強度：42(N/mm²) $\rightarrow \text{OK}$

E. 鉛直荷重による作用せん断力 Q_L

鉛直荷重時応力の算定結果を用いるのを原則とする。ここでは仮定値を用いる。

- ・鉛直荷重による作用せん断力： $Q_L = 120(\text{kN})$

F. 曲げ終局時せん断力 Q_{mu} の算出

梁の曲げ終局時せん断力を算出する時の主筋、スラブ筋の材料強度は上限強度 σ_{yu} を用いる。その値は規格降伏点に対して主筋(SD490)は 1.15 倍、スラブ筋は(SD295)は 1.30 倍とする。また、スラブ筋の位置は上端から 35mm とする。

- ・上端引張時終局曲げモーメント：式(3.3.2)より、

$$\begin{aligned} {}_L M_u &= 0.9 a_t \cdot {}_L \sigma_{yu} \cdot {}_L d \\ &= 0.9 \times \{6 \times 1340 \times 1.15 \times 490 \times 751.7 + 5 \times 71 \times 1.30 \times 295 \times 815\} \\ &= 3164.9 \times 10^3 (\text{kN} \cdot \text{mm}) \end{aligned}$$

- ・下端引張時終局曲げモーメント：式(3.3.3)より、

$$\begin{aligned} {}_R M_u &= 0.9 a_t \cdot {}_R \sigma_{yu} \cdot {}_R d \\ &= 0.9 \times 5 \times 1340 \times 1.15 \times 490 \times 705.0 \\ &= 2395.5 \times 10^3 (\text{kN} \cdot \text{mm}) \end{aligned}$$

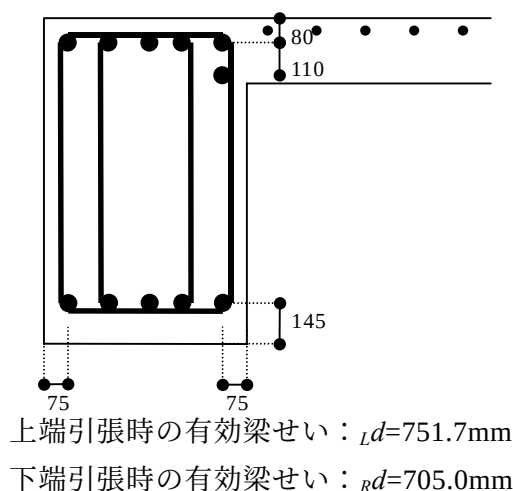
- ・曲げ終局時せん断力：式(3.3.1)より、

$$Q_{mu} = ({}_L M_u + {}_R M_u) / L = (3164.9 + 2395.5) \times 10^3 / 5500 = 1011.0 (\text{kN})$$

G. せん断応力度レベルの制限

材端部柱面および開孔部へりあき位置でのせん断応力度レベルを確認する。

- ・材端部柱面位置：式(3.1.9)より、



図－2.3.1 梁断面

$$\tau_0/F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (bDF_c) = (120 + 1011.0) \times 10^3 / (650 \times 850 \times 42) = 0.049 < 0.07 \rightarrow \text{OK}$$

・開孔部へりあき位置：式(3.1.10)より、

$$\tau_e/F_c = (Q_L + Q_{mu}) / (bD_e F_c) = (120 + 1011.0) \times 10^3 / (650 \times 325 \times 42) = 0.127 < 0.21 \rightarrow \text{OK}$$

H. 一般部せん断設計

①せん断強度（式(3.1.1)の左辺）

- ・降伏ヒンジの目標塑性変形角： $R_p = 0.02 = 1/50(\text{rad})$
- ・トラス機構の角度を表す係数： $\mu = 2(1 - 10R_p) = 2 \times (1 - 10 \times 0.02) = 1.6$
- ・梁幅方向のあばら筋芯間距離 b_e は、片側のみにスラブが付いているので： $b_e = 650 - 40 - 7 = 603(\text{mm})$
- ・有効あばら筋比： $p_{we} = a_w / (b_e \cdot s) = (4 \times 126.7) / (603 \times 150) = 0.0056$
- ・あばら筋比： $p_w = a_w / (b \cdot s) = (4 \times 126.7) / (650 \times 150) = 0.0052$
- ・あばら筋の降伏強度： $\sigma_{wy} = \min(\sigma_{wy}, 25F_c) = \min(785, 25 \times 42) = 785(\text{N/mm}^2)$
- ・梁せい方向のあばら筋芯々間距離： $j_e = 850 - 80 - 145 + 41 + 14 = 680(\text{mm})$
- ・1組のあばら筋の足の数： $N_w = 4(\text{本})$
- ・あばら筋の断面方向の最大間隔： $b_s = b_e / (N_w - 1) = 603 / (4 - 1) = 201.0(\text{mm})$
- ・トラス機構の有効係数： $\lambda = 1 - s / (2j_e) - b_s / (4j_e) = 1 - 150 / (2 \times 680) - 201.0 / (4 \times 680) = 0.816$
- ・非ヒンジ部材のコンクリート圧縮強度の有効係数： $\nu_0 = 0.7 - F_c / 200 = 0.7 - 42 / 200 = 0.49$
- ・コンクリート圧縮強度の有効係数： $\nu = (1 - 20R_p) \cdot \nu_0 = (1 - 20 \times 0.02) \times 0.49 = 0.294$

$$\begin{aligned} \text{式(3.3.5)より、} Q_{su01} &= (\mu \cdot p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e \\ &= (1.6 \times 0.0056 \times 785) \times 603 \times 680 = 2884.1(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{式(3.3.6)より、} Q_{su02} &= (\lambda \cdot \nu \cdot F_c + p_{we} \cdot \sigma_{wy}) \cdot b_e \cdot j_e / 3 \\ &= (0.816 \times 0.294 \times 42 + 0.0056 \times 785) \times 603 \times 680 / 3 = 1978.0(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{式(3.3.7)より、} Q_{su03} &= (\lambda \cdot \nu \cdot F_c) \cdot b_e \cdot j_e / 2 \\ &= (0.816 \times 0.294 \times 42) \times 603 \times 680 / 2 = 2065.8(\text{kN}) \end{aligned}$$

よって式(3.3.4)より、

$$Q_{su0} = \min(Q_{su01}, Q_{su02}, Q_{su03}) = \min(2884.1, 1978.0, 2065.8) = 1978.0(\text{kN})$$

一方、式(3.1.1)の右辺は、

$$Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu} = 120 + 1.1 \times 1011.0 = 1232.1(\text{kN})$$

したがって、 $Q_{su0} \geq Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu}$ で式(3.1.1)を満足 $\rightarrow \text{OK}$

②非ヒンジ領域のあばら筋量の低減

非降伏ヒンジ領域では、あばら筋量を降伏ヒンジ領域の $(1 - 10R_p)$ 倍まで低減することが可能である。その低減量の係数は、

$$(1 - 10R_p) = (1 - 10 \times 0.02) = 0.8$$

となる。元設計のあばら筋は、4-S13@150であるから、4-S13@175まで低減することが可能であるが、元設計以下にあばら筋を減らすことはできないので、非ヒンジ領域とヒンジ領域ともあばら筋は4-S13@150で配筋することになる。

【参考】

- ・開孔を有しないものとしたせん断終局強度の検討

荒川 min 式を用いた場合（ p_t と $b \cdot j$ はJ. a）を参照すること）

$$\begin{aligned} Q_{su0}' &= \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 1.462^{0.23} \times (42 + 18)}{3.0 + 0.12} + 0.85 \sqrt{0.0052 \times 785} \right\} \times 401.1 \times 10^3 \\ &= 1134.7(\text{kN}) < Q_L + \alpha_0 \cdot Q_{mu} = 1232.1(\text{kN}) \end{aligned}$$

となっているので、あばら筋量を変更する必要がある。

③付着に対する設計

□上端 1 段目主筋について

a)設計用付着応力度の算定

- ・部材両端の応力度差： $\Delta\sigma = 2.0 \sigma_{yu} = 2.0 \times 1.15 \times 490 = 1127(\text{N/mm}^2)$

よって、設計用付着応力度 τ_f は式(3.3.8)より、

$$\tau_f = d_b \Delta\sigma / \{4(L_d - d)\} = 41 \times 1127 / \{4 \times (5500 - 751.7)\} = 2.433(\text{N/mm}^2)$$

b)付着信頼強度の算定

- ・付着強度低減係数： $\alpha_t = 0.75 + F_c / 400 = 0.75 + 42/400 = 0.855$
- ・主筋の中心から側面までの距離： $d_{cs} = 75(\text{mm})$
- ・主筋の中心から上面までの距離： $d_{ct} = 80(\text{mm})$
- ・1 段目主筋本数： $N_1 = 5(\text{本})$

$$b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b) / (N_1 \cdot d_b) = (650 - 5 \times 41) / (5 \times 41) = 2.171$$

$$b_{ci} = \{\sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b\} / d_b = \{\sqrt{2}(75 + 80) - 41\} / 41 = 4.346$$

- ・1 段目主筋の割裂線長さ比： $b_i = \min(b_{si}, b_{ci}) = \min(2.171, 4.346) = 2.171$
- ・1 段目主筋の付着強度に対するあばら筋の効果：

$$k_{st} = (54 + 45 \cdot N_w / N_1) \cdot (b_{si} + 1) p_w = (54 + 45 \times 4 / 5) \times (2.171 + 1) \times 0.0052 = 1.484$$

付着信頼強度 τ_{bu} は式(3.3.9)より、

$$\tau_{bu} = \alpha_t \{ (0.085b_i + 0.10) \sqrt{F_c} + k_{st} \} = 0.855 \times \{ (0.085 \times 2.171 + 0.10) \sqrt{42} + 1.484 \} = 2.845(\text{N/mm}^2)$$

故に、 $\tau_f \leq \tau_{bu}$ となり式(3.1.2)を満足 → OK

□上端 2 段目主筋について

a)設計用付着応力度の算定

- ・部材両端の応力度差： $\Delta\sigma = 1.5 \sigma_{yu} = 1.5 \times 1.15 \times 490 = 845.3(\text{N/mm}^2)$

よって、設計用付着応力度 τ_f は式(3.3.8)より、

$$\tau_f = d_b \Delta\sigma / \{4(L_d - d)\} = 41 \times 845.3 / \{4 \times (5500 - 751.7)\} = 1.825(\text{N/mm}^2)$$

b)付着信頼強度の算定

- ・2 段目主筋本数： $N_2 = 1(\text{本})$
- ・2 段目主筋の割裂線長さ比： $b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b) = (650 - 1 \times 41) / (1 \times 41) = 14.85$
- ・2 段目主筋の付着強度に対するあばら筋の効果：

$$k_{st2} = 99(b_{si2} + 1) p_w = 99 \times (14.85 + 1) \times 0.0052 = 8.160$$

付着信頼強度 τ_{bu2} は式(3.3.9)より、

$$\tau_{bu2} = 0.6\alpha_t \{ (0.085b_{si2} + 0.10) \sqrt{F_c} + k_{st2} \} = 0.6 \times 0.855 \times \{ (0.085 \times 14.85 + 0.10) \sqrt{42} + 8.160 \} = 8.715(\text{N/mm}^2)$$

故に、 $\tau_f \leq \tau_{bu}$ となり式(3.1.2)を満足 → OK

□下端 1 段目主筋について

a)設計用付着応力度の算定

- ・部材両端の応力度差： $\Delta\sigma = 2.0 \sigma_{yu} = 2.0 \times 1.15 \times 490 = 1127(\text{N/mm}^2)$

よって、設計用付着応力度 τ_f は式(3.3.8)より、

$$\tau_f = d_b \Delta\sigma / \{4(L_d - d)\} = 41 \times 1127 / \{4 \times (5500 - 705.0)\} = 2.409(\text{N/mm}^2)$$

b)付着信頼強度の算定

- ・付着強度低減係数： $\alpha_t = 1.0$
- ・主筋の中心から側面までの距離： $d_{cs} = 75(\text{mm})$
- ・主筋の中心から上面までの距離： $d_{ct} = 145(\text{mm})$
- ・1 段目主筋本数： $N_1 = 5(\text{本})$

$$b_{si} = (b - N_1 \cdot d_b) / (N_1 \cdot d_b) = (650 - 5 \times 41) / (5 \times 41) = 2.171$$

$$b_{ci} = \{\sqrt{2}(d_{cs} + d_{ct}) - d_b\} / d_b = \{\sqrt{2}(75 + 145) - 41\} / 41 = 6.588$$

・ 1 段目主筋の割裂線長さ比： $b_i = \min(b_{si}, b_{ci}) = \min(2.171, 6.588) = 2.171$

・ 1 段目主筋の付着強度に対するあばら筋の効果：

$$k_{st} = (54 + 45 \cdot N_w / N_1) \cdot (b_{si} + 1) p_w = (54 + 45 \times 4 / 5) \times (2.171 + 1) \times 0.0052 = 1.484$$

付着信頼強度 τ_{bu} は式(3.3.9)より、

$$\tau_{bu} = \alpha_i \{ (0.085b_i + 0.10) \sqrt{F_c} + k_{st} \} = 1.0 \times \{ (0.085 \times 2.171 + 0.10) \sqrt{42} + 1.484 \} = 3.328 (\text{N/mm}^2)$$

故に、 $\tau_f \leq \tau_{bu}$ となり式(3.1.2)を満足 → OK

したがって、一般部は付着設計に対して満足していることが確認できた。

I. 開孔部補強筋指標

せん断応力度レベルは $\tau_0 / F_c = 0.049$ 、 $\tau_e / F_c = 0.127$ なので領域区分は I となる。

よって開孔補強筋指標は ξ_1 は式(3.1.5)より、

$$\xi_1 \geq \max\{\tau_0 / F_c + 0.1, \tau_e / (3F_c) + 0.1\} = \max(0.049 + 0.1, 0.127 / 3 + 0.1) = \max(0.149, 0.142) = 0.149$$

したがって式(3.1.8)より、

$$\text{req}(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) = \xi_1 \cdot F_c = 0.149 \times 42 = 6.258 (\text{N/mm}^2)$$

J. 開孔部せん断終局強度の算定 & K. 孔際・開孔補強筋の構造細則

a) せん断強度算定用定数

引張鉄筋比の算定においては p_t が最も小さくなるように a_t と d を選択する。

$$\cdot p_t = 100a_t / (b \cdot d) = 100 \times 5 \times 1340 / (650 \times 705.0) = 1.462\%$$

$$\cdot M / (Q \cdot d) = ({}_L M_u + {}_R M_u) / (2 \cdot Q \cdot d) = ({}_L M_u + {}_R M_u) / \{2 \times (Q_L + Q_{mu}) \times d\}$$

$$= (3164.9 + 2395.5) \times 10^3 / \{2 \times (120 + 1011.0) \times 751.7\} = 3.270 \geq 3.0$$

$$\cdot H / D = 4 / 17$$

$$\cdot b \cdot j = 650 \times 7 / 8 \times 705.0 = 401.0 \times 10^3 (\text{mm}^2)$$

$$\cdot \text{req}(p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}) = 6.258 (\text{N/mm}^2)$$

b) せん断終局強度の算出

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j$$

$$= \left\{ \frac{0.053 \times 1.462^{0.23} \times (42 + 18)}{3.0 + 0.12} \left(1 - \frac{1.61 \times 4}{17} \right) + 0.85 \sqrt{6.258} \right\} \times 401.0 \times 10^3$$

$$= 1129.7 (\text{kN})$$

$$Q_L + \alpha_1 \cdot Q_{mu} = 120 + 1.2 \times 1011.0 = 1333.2 (\text{kN})$$

故に、式(3.1.3)を満足していないので開孔部補強筋指標により補強設計が不可能である。

P. 孔際補強筋と開孔補強筋の仮定

孔際補強筋および開孔補強筋を下表のように仮定する。

孔際補強筋：4-S13×3 組 (KSS785)

開孔補強筋：2-S13×4 組 (KSS785)

・ 開孔中心から 45 度に引いた直線が上下一段目主筋と交わる点までの水平距離：

$$C_1 = 280 (\text{mm})、C_2 = 345 (\text{mm})$$

・ 梁端部柱面から開孔中心までの水平距離： $A = 300 (\text{mm})$

・ 梁端部開孔補強範囲は式(1.2.1)より、 $C_e = \min(C_2, A) + C_2 = \min(345, 300) + 345 = 645 (\text{mm})$

・ 孔際補強筋の断面積の合計： $a_{v1} = a_{v2} = 4 \times 126.7 \times 3 = 1520.4 (\text{mm}^2)$

・ 孔際補強筋比：式(1.2.2)より、 $p_v = \min\left(\frac{a_{v1}}{b \cdot C_1}, \frac{a_{v2}}{b \cdot C_2}\right) = 1520.4 / (650 \times 345) = 0.0068$

$0.5\% \leq p_v (\%) \leq 1.2\%$ の構造細則を満足 → OK

$p_w=0.0052$ 、よって $p_v > p_w \rightarrow \text{OK}$

・MA X ウエブレン E の環状鉄筋の断面積の合計： $a_d=2 \times 126.7 \times 4=1013.6(\text{mm}^2)$

・開孔補強筋比：式(1.2.3)より、 $p_d=\frac{\sqrt{2} \cdot a_d}{b \cdot C_2}=(\sqrt{2} \times 1013.6)/(650 \times 345)=0.0064$

$0.4\% \leq p_d(\%) \leq 1.2\%$ の構造細則を満足 $\rightarrow \text{OK}$

$0.0064=p_d < 2p_v=0.0136=0.0068 \times 2 \rightarrow \text{OK}$

・孔際補強筋の降伏強度： $\sigma_{vy}=\min(785, 25 \times 42)=\min(785, 1050)=785(\text{N/mm}^2)$

・開孔補強筋の降伏強度： $\sigma_{dy}=\min(785, 25 \times 42)=\min(785, 1050)=785(\text{N/mm}^2)$

よって、孔際補強筋量と開孔補強筋量の和は、

$$p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy} = 0.0068 \times 785 + 0.0064 \times 785 = 10.36(\text{N/mm}^2)$$

a)せん断終局強度の算出

$$\begin{aligned} Q_{su1} &= \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} \left(1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_v \sigma_{vy} + p_d \sigma_{dy}} \right\} b \cdot j \\ &= \left\{ \frac{0.053 \times 1.462^{0.23} \times (42 + 18)}{3.0 + 0.12} \left(1 - \frac{1.61 \times 4}{17} \right) + 0.85 \sqrt{10.36} \right\} \times 401.0 \times 10^3 \\ &= 1374.1(\text{kN}) \end{aligned}$$

$$Q_L + \alpha_1 \cdot Q_{mu} = 120 + 1.2 \times 1011.0 = 1333.2(\text{kN})$$

よって、式(3.1.3)を満足しているので OK となる。

L. 座屈補強筋量の算定

領域 I であるので、式(3.1.14)より、

$$\text{req}(p_b \sigma_{by}) \geq \max\{\tau_0, \tau_e/3\} = \max(0.049 \times 42, 0.127/3 \times 42) = \max(2.058, 1.778) = 2.058(\text{N/mm}^2)$$

座屈補強筋を下表のように仮定する。

座屈補強筋：6-D16 (SD345)

・座屈補強筋の断面積の合計： $a_d=6 \times 199=1194(\text{mm}^2)$

・座屈補強筋の脚部と部材軸とのなす角度： $\theta_b=75^\circ$

・座屈補強筋比：式(1.2.4)より、 $p_b=\frac{a_b(\sin \theta_b + \cos \theta_b)}{b \cdot C_2}=1194 \times (0.966 + 0.259)/(650 \times 345)=0.0065$

$$p_b \sigma_{by} = 0.0065 \times 345 = 2.243(\text{N/mm}^2) \geq \text{req}(p_b \sigma_{by}) \rightarrow \text{OK}$$

【参考】

座屈補強筋の角度を付録の式(2.6)によりを精算すると、

$$\theta_b = \text{Tan}^{-1} \left\{ \frac{3(D - 80 - D_e - H/2)}{H + 50 \times 2} \right\} = \text{Tan}^{-1} \left\{ \frac{3(850 - 80 - 325 - 200/2)}{200 + 5 \times 2} \right\} = \text{Tan}^{-1}(3.45)$$

よって、 $\theta_b=73.8^\circ$ となる。

M. 座屈補強筋の構造細則

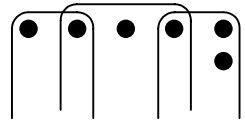
a)座屈補強筋

・配置：補強設計の結果、6-D16 なので右図のような配筋となる。

・座屈補強筋量の下限值：

$$p_b \sigma_{by} = 0.0065 \times 345 = 2.243(\text{N/mm}^2) > 1.2(\text{N/mm}^2) \rightarrow \text{OK}$$

・定着長さ： $L_b \geq 0.67D + 2d_b = 0.67 \times 850 + 2 \times 16 = 602(\text{mm})$



b)梁端部柱面から開孔中心までの距離 A における孔際補強筋の低減（設計指針 pp.5）

本設計例では、 $345(\text{mm})=C_2 > A=300(\text{mm})$ であるので、A 内に配置する孔際補強筋の本数を梁中央側に配置する本数よりも低減することができる。

・梁中央側の孔際補強筋：4-S13×3 組（足の数=4×3=12 本）

・A 内側の孔際補強筋：（梁中央側の孔際補強筋本数）× $A/C_2 = 12 \times 300/345 = 10.4$ （本）

したがって、計算上は A 内側の孔際補強筋を 11 本まで低減することができる。

付録 3．座屈補強筋の角度(θ_b)と定着長さ(L_b)

1．座屈補強筋の角度

設計指針において座屈補強筋量を算定する時の角度はθ_b=75°としている。この数値は梁せいが1100mm 以下の場合で、かつ、その梁せいに設けることができる最大開孔径に対しては適当な値である。しかし、最大開孔径よりも小さな開孔を設ける場合、座屈補強筋の角度が大きくなるので、このような場合の角度の精算方法について説明する。付図－3.1 に各部の記号と寸法を、付表－3.1 にその計算結果を示す。各々の値は下式により求めた。

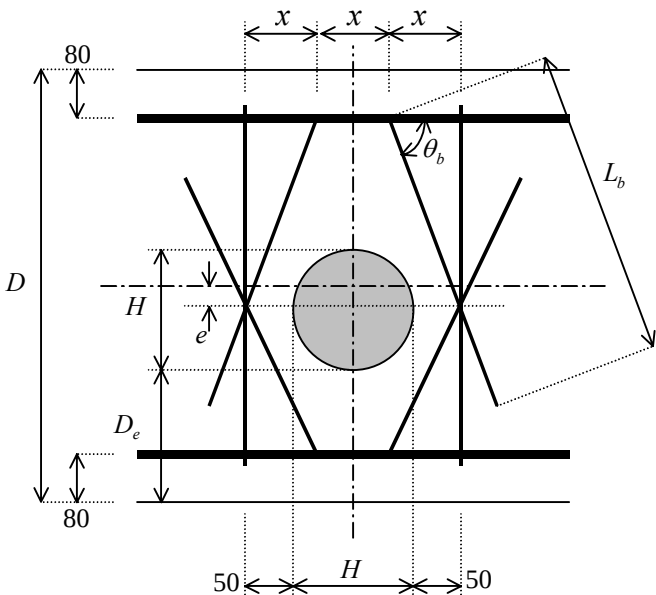
へりあき寸法 : $D_e = \max(D/3, 200)$ (付 3.1)

最大開孔径 : $H_{\max} = \min(D/3.5, 300, D - 2D_e)$ (付 3.2)

最大偏心寸法 : $e_{\max} = D/2 - (D_e + H/2)$ (付 3.3)

配置位置 : $x = (H + 50 \times 2)/3$ (付 3.4)

座屈補強筋角度: $\theta_b = \tan^{-1}\left(\frac{D - 80 - D_e - H/2}{x}\right)$ (付 3.5)



付図－3.1 各部の記号と寸法

付表－3.1 座屈補強筋の角度

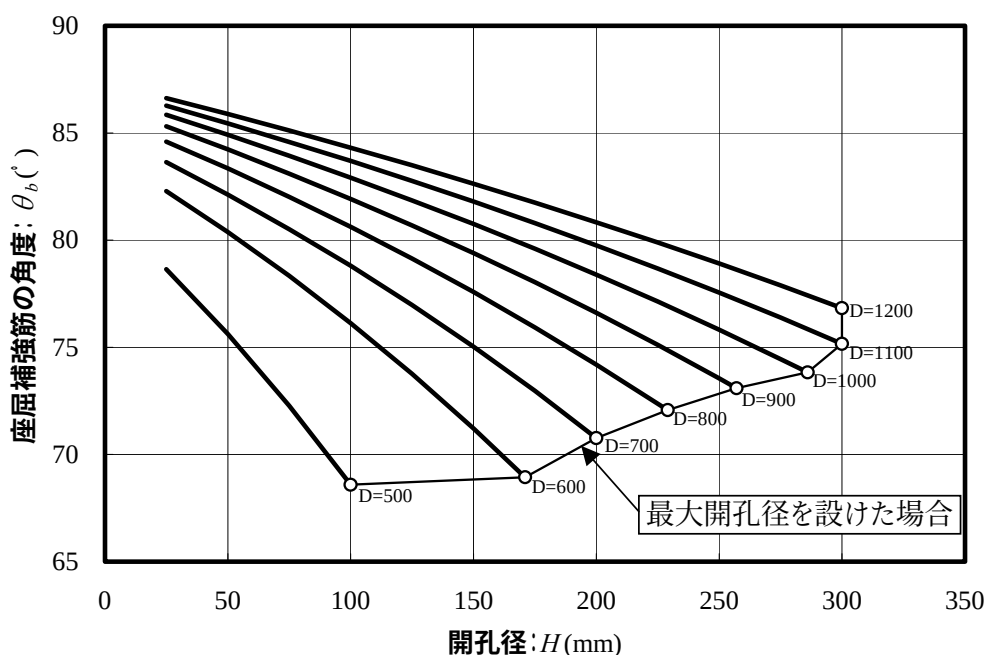
梁せい D (mm)	へりあき寸法 D _e (mm)	最大開孔径 H _{max} (mm)	最大偏心寸法 e _{max} (mm)	配置位置 x (mm)	座屈補強筋の角度:θ(°)						
					開孔径:H(mm)						
					0	50	100	150	200	250	300
500	200	(100)	0	66.7	81	76	69				
600	200	171	14	90.5	84	80	76	71			
700	233	200	17	100.0	85	82	79	75	71		
800	267	229	19	109.5	86	83	81	78	74		
900	300	257	21	119.0	86	84	82	79	77	74	
1000	333	286	24	128.6	87	85	83	81	78	76	
1100	367	(300)	33	133.3	87	85	84	82	80	78	75
1200	400	(300)	50	133.3	87	86	84	83	81	79	77

最大開孔径は梁せいが 560mm 以下の場合がへりあき寸法により、梁せいが 1050mm 以上の場合
は構造細則により決まる。なお、座屈補強筋角度は開孔が最大偏心した場合について求めた。

付図-3.2 に開孔径 H と座屈補強筋の角度 θ_b の関係を梁せいごとに示す。図から、梁せいが
1100mm 以下の場合で最大開孔径を設計する場合は $\theta_b=75^\circ$ でよいのが分かる。しかしながら、 H が
小さくなると θ_b が大きくなるので、 $\theta_b=75^\circ$ では座屈補強筋量を過大に評価してしまう。そこで座
屈補強筋の角度を算定する式を下記に示す。

$$\theta_b = \tan^{-1} \left\{ \frac{3(D - 80 - D_e - H/2)}{H + 50 \times 2} \right\} \quad (\text{付 3.6})$$

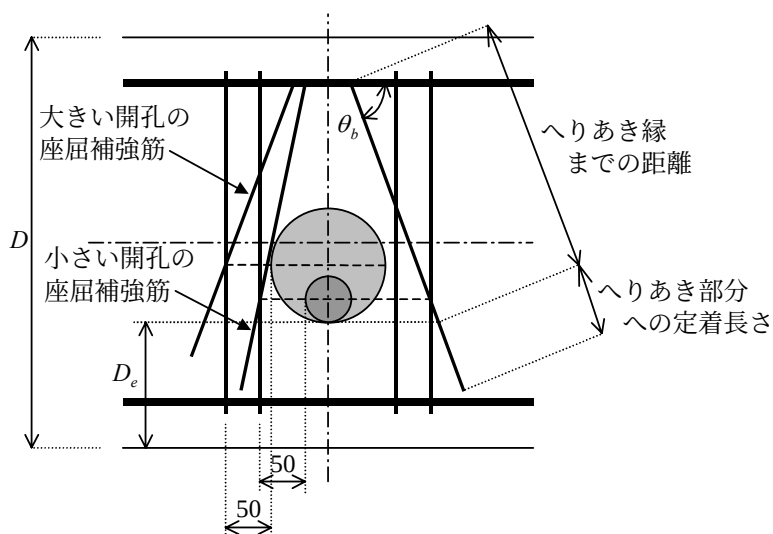
なお、開孔縁から直近の孔際補強筋中心までの距離(50mm)および梁天端あるいは梁底面から主筋
中心までの距離(80mm)は、必要に応じて検討する梁の数値と読み替えて計算するものとする。



付図-3.2 開孔径と座屈補強筋の角度の関係

2. 座屈補強筋の定着長さ

実験では座屈補強筋の定着長さを
「開孔芯 + $15d_b$ 」とすることにより
靱性を確保することができた。しか
しながら、座屈補強筋長さを「開孔
芯 + $15d_b$ 」と定めると、付図-3.3
に示すようにへりあき寸法が同じの
時、座屈補強筋長さは開孔径が大き
い方よりも開孔径が小さい方が長
くなってしまふ。このような場合、開
孔径に拘わらずへりあき部分へ
の定着長さが確保できればよい



付図-3.3 開孔径と座屈補強筋の角度の関係

ものとする。

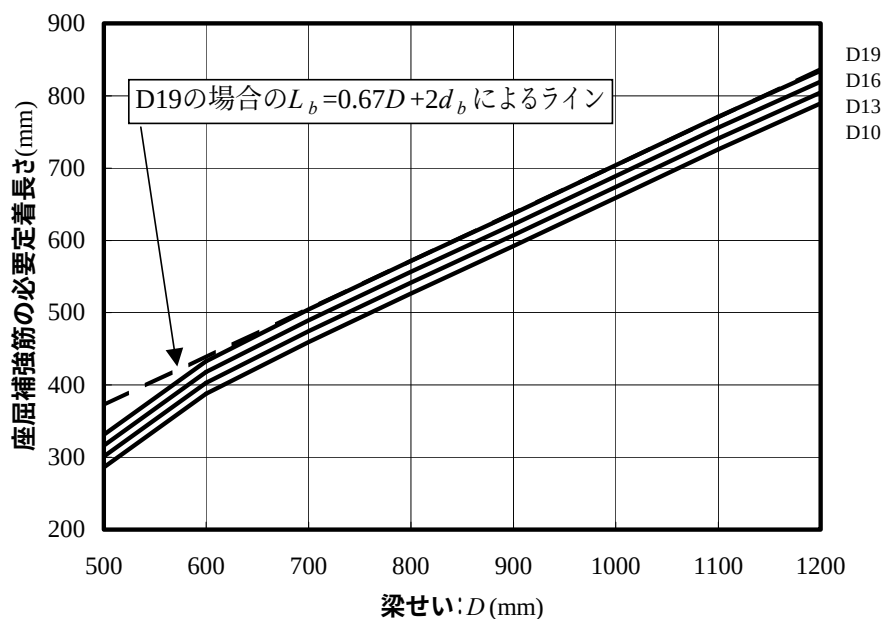
所定の限界部材角を確保できた実験結果では、へりあき部分への定着長さの最小値が $5d_b$ であった。そこで座屈補強筋の必要定着長さを「へりあき縁まで距離 $+5d_b$ 」と規定する。これを式で表すと下式のようになる。

$$\text{必要定着長さ} = \frac{D - 80 - D_e}{\sin \theta_b} + 5d_b \quad (\text{付 3.7})$$

式(付 3.7)において D 、 D_e および d_b が一定ならば、必要定着長さが最も長くなるのは $\sin \theta_b$ が最も小さくなる場合、すなわち開孔径が最も大きい時である。そこで、最大開孔径を設けた場合について式(付 3.7)により座屈補強筋の必要定着長さを鉄筋径ごとに計算したものを付表－3.2に示す。また、梁せいと定着長さの関係を付図－3.4に示す。

付表－3.2 開孔径と座屈補強筋の角度の関係

梁せい D (mm)	へりあき縁 までの距離 (mm)	座屈補強筋の必要定着長さ(mm)			
		D10	D13	D16	D19
		50	65	80	95
500	236	286	301	316	331
600	338	388	403	418	433
700	410	460	475	490	505
800	476	526	541	556	571
900	542	592	607	622	637
1000	609	659	674	689	704
1100	676	726	741	756	771
1200	739	789	804	819	834



付図－3.4 梁せいと必要定着長さの関係

付図－3.4 における座屈補強筋の鉄筋径ごとの必要定着長さを、梁せい D と座屈補強筋径 d_b を用いて安全側(長く)となるように表すと下式となる。

$$L_b \geq 0.67D + 2d_b \quad (\text{付 3.8})$$

付表－3.3 に付表－3.2 の必要定着長さに対する式(付 3.8)による L_b の比を示す。梁せいが小さくなるほど L_b が長めに評価されているが、梁せい 700mm 以上の範囲では、式(付 3.8)は概ね妥当な定着長さを与えているものと考えられる。

付表－3.3 必要定着長さに対する L_b の比

梁せい (mm)	(式(付3.8)による L_b) / (必要定着長さ)			
	D10	D13	D16	D19
500	1.24	1.20	1.16	1.13
600	1.09	1.06	1.04	1.02
700	1.06	1.04	1.02	1.00
800	1.06	1.04	1.02	1.00
900	1.05	1.04	1.02	1.01
1000	1.05	1.03	1.02	1.01
1100	1.04	1.03	1.02	1.01
1200	1.04	1.03	1.02	1.01

以上のことより、梁せい D および開孔径 H が決まれば、座屈補強筋と梁部材軸がなす角度 θ_b は式(付 3.6)により、また、座屈補強筋の鉄筋径を決めれば定着長さ L_b は式(付 3.8)により求めることができる。

付録 4. 実務設計上の注意点

本工法を採用する場合に特に設計上留意すべき点をあげる。

1. 梁幅および主筋ピッチの検討

本工法では中央部に開孔を設ける場合よりも開孔補強筋量は多くなり、座屈補強筋も必要となるため、配筋可能な主筋間隔であるか、また、梁幅は適正であるか検討を行うこと。

2. RC 造二次壁の取り扱いについて

架構内に RC 造の二次壁が存在する場合は、梁内法スパンの計算にも影響するため、取り扱いには構造設計者の指示を受けること。また、方立て壁が取り付く場合は、付加せん断力の考慮についても確認すること。構造計算上の取り扱いは「構造基準 付録 1-3.4」(pp.533～545)を参照のこと。

3. 梁の設計に関する整合性について

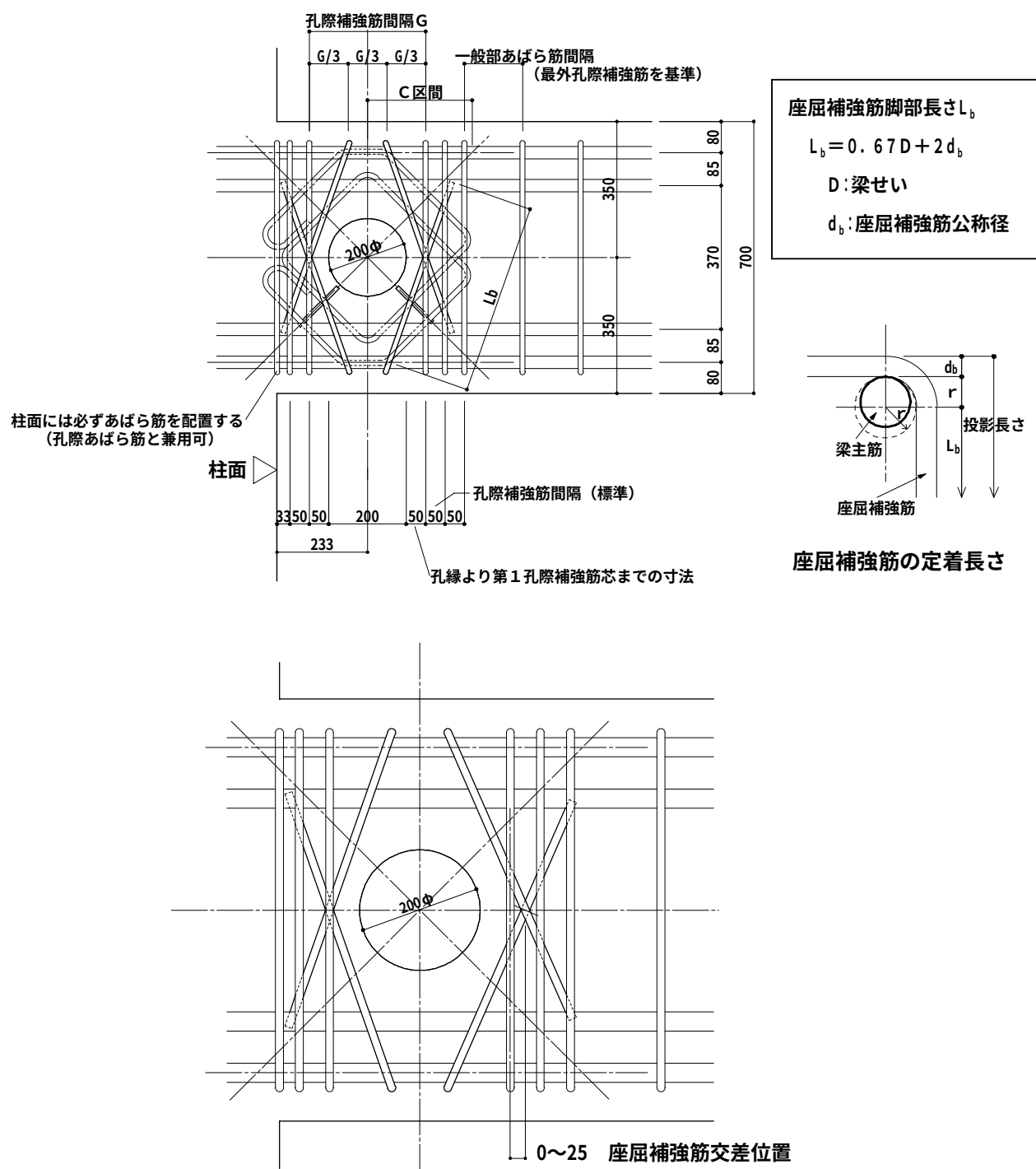
一般部あばら筋は、同一建物内で本工法を採用しない梁とも設計上の整合をはかるため、本工法を採用しない梁の設計方針および強度計算式に従い検討を行うものとする。

4. 設計変更により本工法を採用する場合は、上記にあげた他に以下の点に特に注意が必要となる。

- ・梁の入力せん断応力度レベルの制限を設けているため、満足しない場合は梁幅もしくは梁せいやコンクリート強度の変更にまで及ぶことがある。その場合は建物全体の設計変更として扱う。
- ・コンクリート設計基準強度が F_c36 未満で、あばら筋に高強度鉄筋を用いている場合は、本指針の適用外となるため、SD295A～SD345 に置き換え検討を行うものとする。
 - ・検討結果については当該建物の構造設計者に補強要領および計算書を提出し、承諾を得るものとする。

付録５． 配筋例

１．開孔部標準配筋

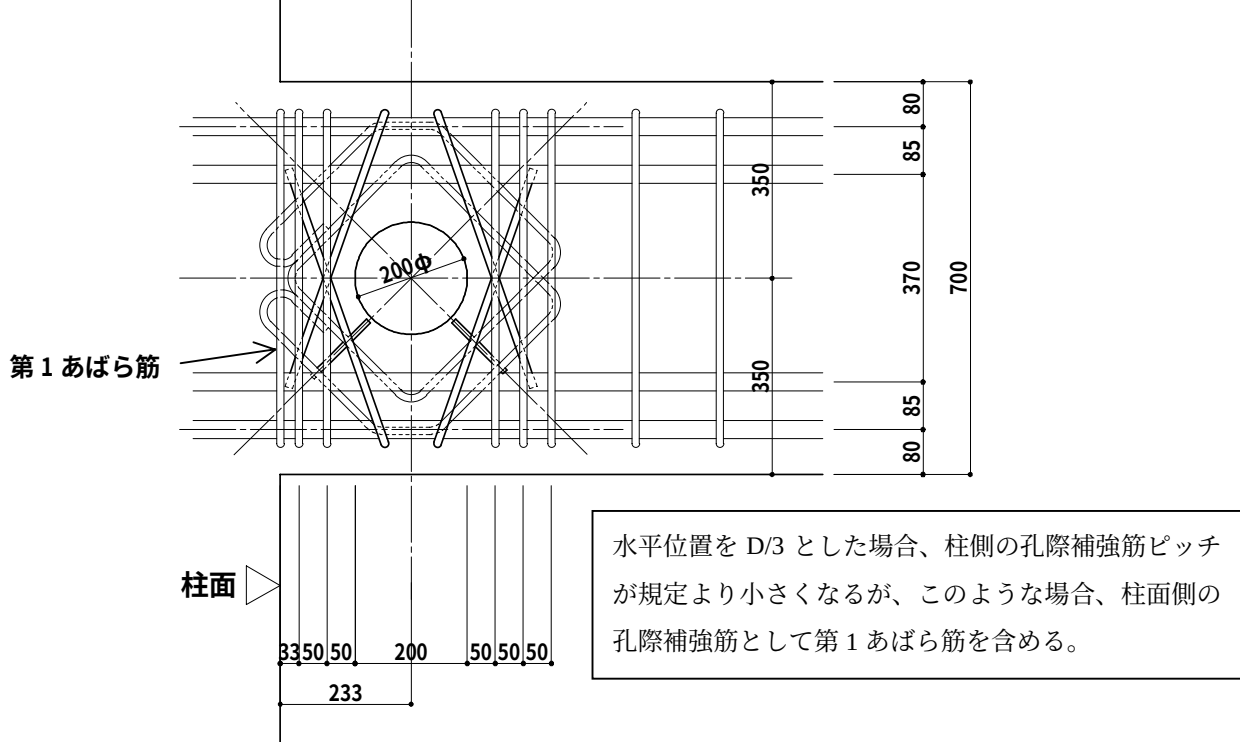


上下の座屈補強筋の交差位置は、原則として孔に最も近い孔際補強筋の芯とするが、座屈補強筋の配筋難度を考慮し、25mm を限度として孔反対側にずれることは可とする。

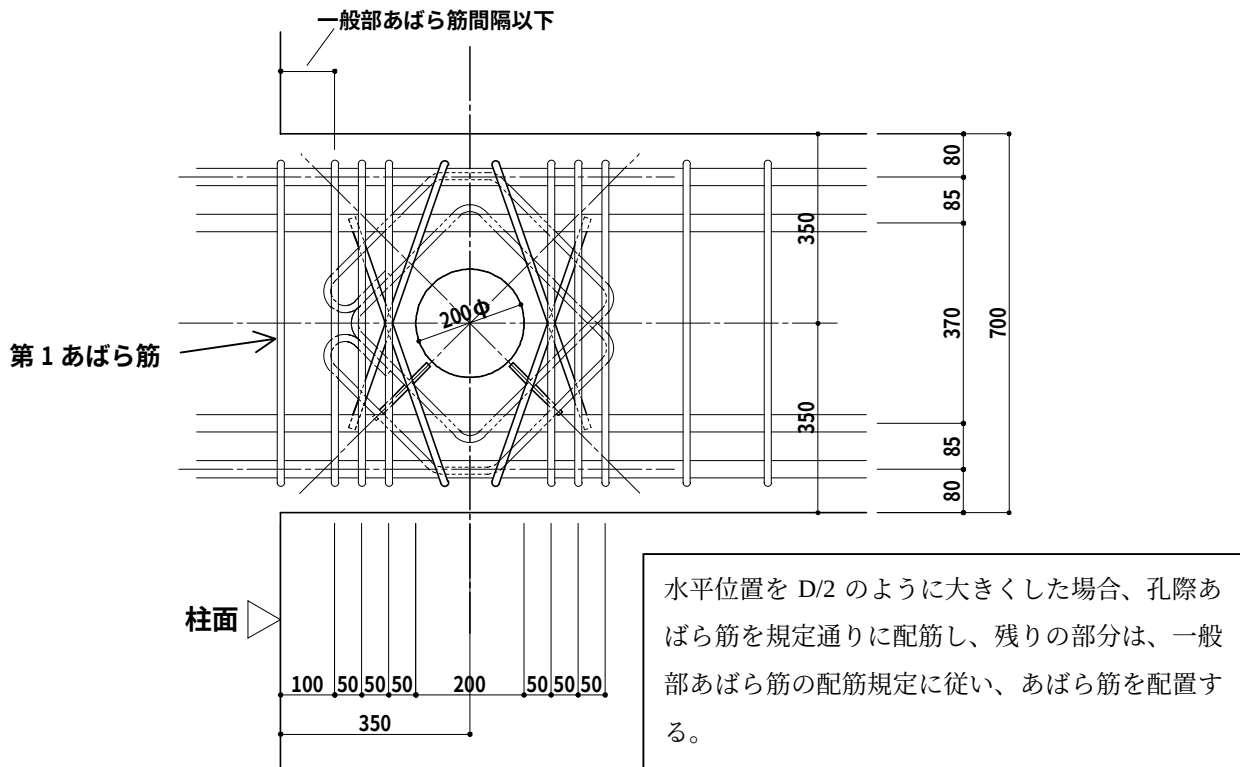
また、孔側へのズレは、座屈補強筋のかぶり厚さ確保の点から不可とする。

2. 開孔部まわり配筋例

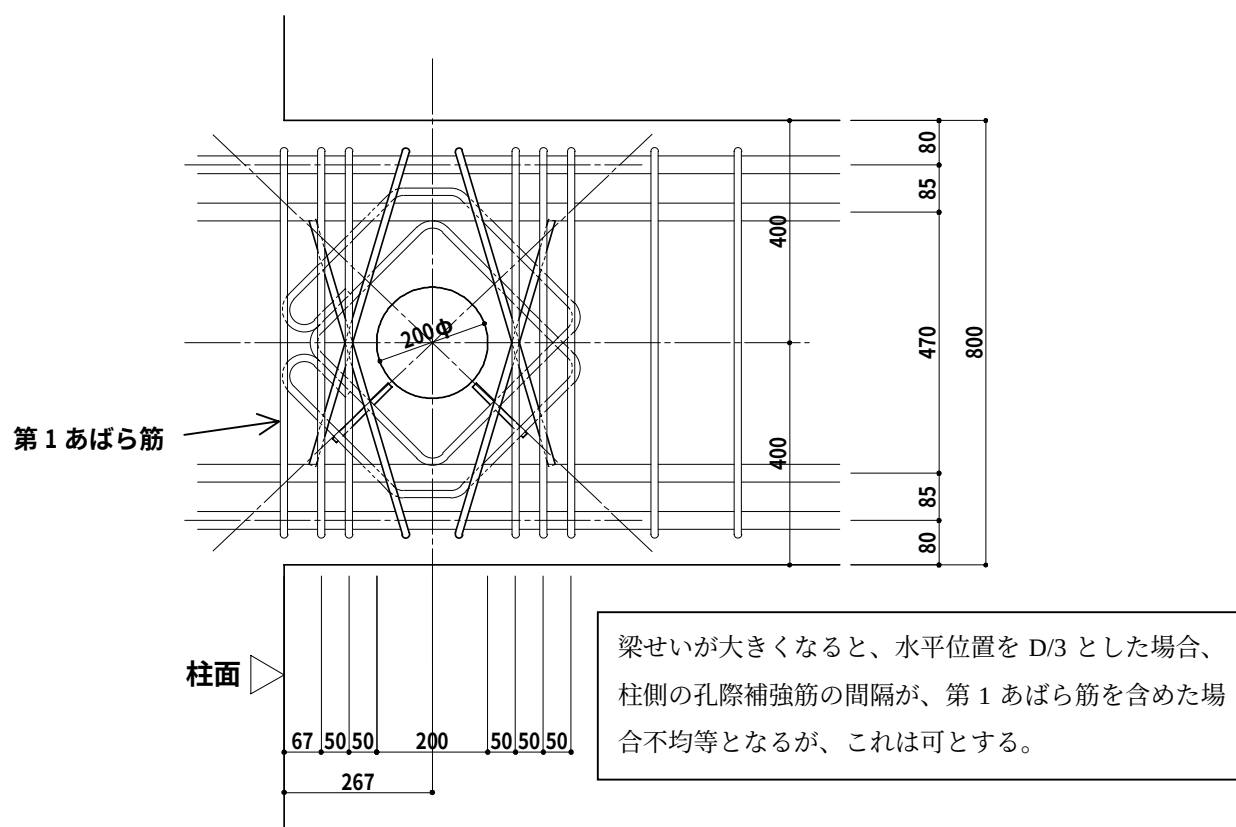
(1)開孔径 $D/3.5$ 、水平位置 $D/3$ 、上下偏心無し、孔際補強筋 3 組の場合



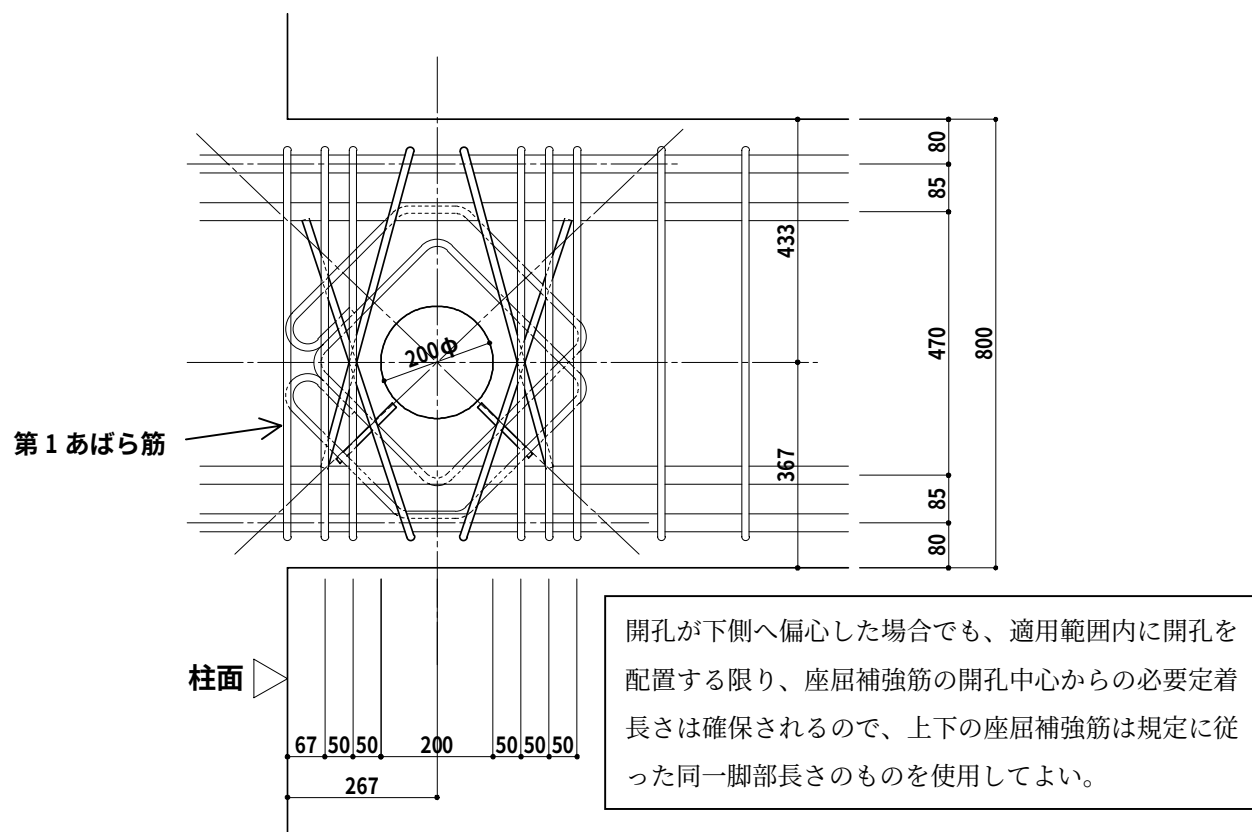
(2)開孔径 $D/3.5$ 、水平位置 $D/2$ 、上下偏心無し、孔際補強筋 3 組の場合



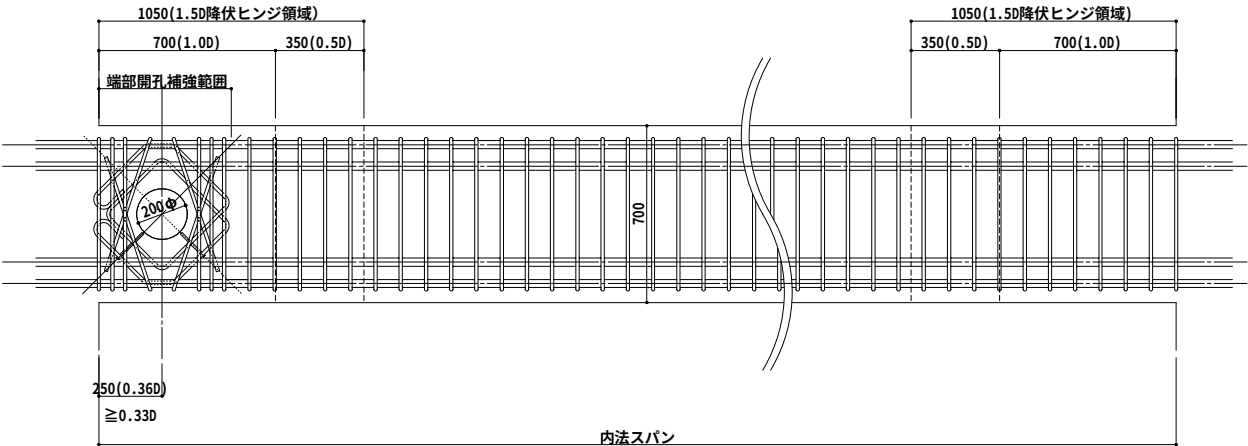
(3)開孔径 $D/4$ 、水平位置 $D/3$ 、上下偏心無し、孔際補強筋 3 組の場合



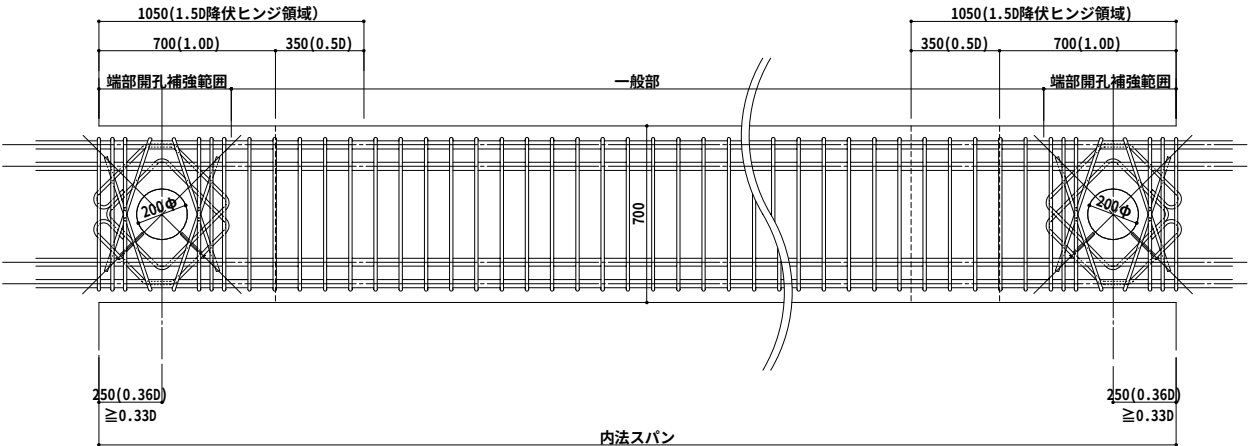
(4)開孔径 $D/4$ 、水平位置 $D/2$ 、上下偏心有り、孔際補強筋 3 組の場合



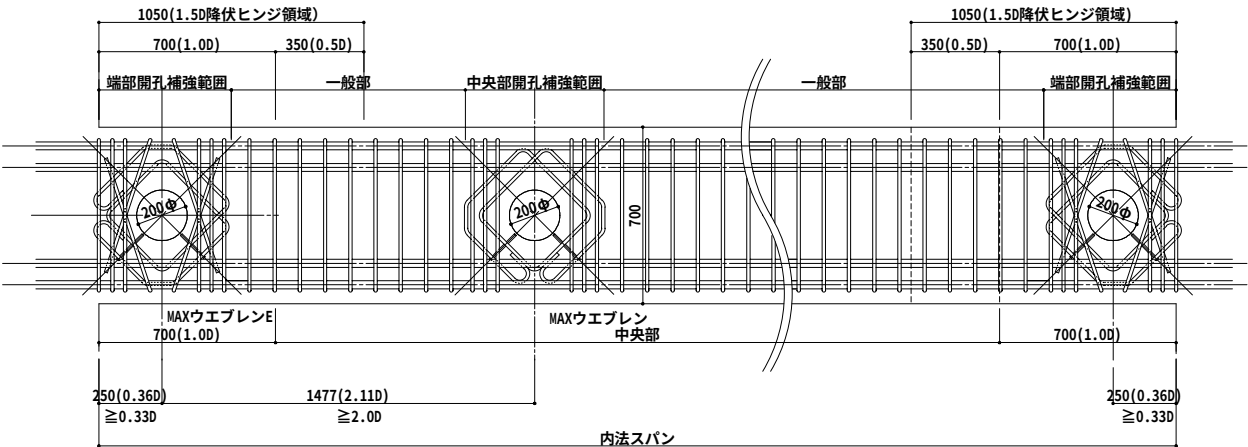
3. はり部材配筋例



配筋例 1 片側に D/3.5 の開孔がある場合



配筋例 2 両端部に D/3.5 の開孔がある場合



配筋例 3 両端部および中央部に D/3.5 の開孔がある場合



性能証明第 02-09 号

建築技術性能証明書

技術名称：MAX-E 工法—材端部に開孔を設けた RC 梁の補強工法—

申 込 者：テイエム技研株式会社 代表取締役 竹園 正継

鹿児島県鹿児島市川西町 3949 番地

(本工法の開発は、別に示す梁端開孔補強研究会によって行われたものである。)

技術概要：本技術は、鉄筋コンクリート梁材端部に設けた開孔部を既製開孔補強筋「MAX ウェブレン E」と孔際せん断補強筋ならびに主筋に緊結した U 型補強筋を組み合わせて補強する技術である。本技術を適用することによって、鉄筋コンクリート梁材端部に降伏ヒンジ領域が形成されても、開孔を設けない梁と同等の曲げ終局強度と目標塑性変形性能を確保できる。

開発趣旨：鉄筋コンクリート造共同住宅などでは、設備配管用の開孔部を大梁に設けることが多い。従来、開孔位置は、構造性能確保の観点から大梁の材端部を避け、開孔部から大梁材端部までの間に設備配管収納のための「下がり天井」を設けていた。しかし、その分だけ室内空間を圧迫することになる。本技術は、そのような問題を解消し、設計の自由度を高めることを意図して開発したものである。

当財団の建築技術認証・証明事業実施要領に基づき、上記の性能証明対象技術の性能について、下記の通り証明する。

2002 年 9 月 3 日

財団法人 日本建築総合試験所

理事長

森田 司 郎

記

証明方法：申込者より提出された下記の資料に基づき性能証明を行った。

MAX-E 工法「性能証明のための説明資料」

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説明資料がまとめられている。この資料のほかに、「MAX-E 工法 設計指針」および「施工実験報告書」が提出されている。

証明内容：本技術の性能は、以下の通り要約される。(性能の詳細は別添評価報告書に記載)

申込者が提案する「MAX-E 工法 設計指針」によって設計される材端部に開孔を設けた鉄筋コンクリート梁は、長期荷重時および短期荷重時の材端梁筋応力がそれぞれの許容応力度に達した状態においても、設計で保証すべき要求性能を満足していること。また、材端部に開孔のない梁の曲げ終局強度を有し、かつ、目標としている塑性変形性能を有すると判断される。

建築技術性能認証委員会委員

委員長	松井 千秋	財団法人建築技術教育普及センター 理事
副委員長	中村 武	京都工芸繊維大学工学部造形工学科 教授
委員	内田 直樹	神戸大学工学部建設学科 教授
"	大野 義照	大阪大学大学院工学研究科建築工学専攻 教授
"	木村 翔	日本大学 名誉教授
"	日下部 馨	神戸大学 名誉教授
"	窪田 敏行	近畿大学理工学部建築学科 教授
"	齋藤 光	千葉大学 名誉教授
"	菅野 俊介	広島大学工学部第四類 教授
"	田中 峰義	京都大学防災研究所 教授
"	谷川 恭雄	名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻 教授
"	十倉 毅	鳥取県立大学環境情報学部環境デザイン学科 教授
"	平石 久廣	明治大学理工学部建築学科 教授
"	南 宏一	福山大学工学部建築学科 教授
"	八尾 眞太郎	関西大学工学部建築学科 教授
"	渡邊 史夫	京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授
"	井上 豊	財団法人日本建築総合試験所 所長
"	益尾 潔	財団法人日本建築総合試験所構造部 部長

MAX-E 工法—材端部に開孔を設けた RC 梁の補強工法— 評価専門委員会委員

主査	渡邊 史夫	京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授
委員	益尾 潔	財団法人日本建築総合試験所構造部 部長

梁端開孔補強研究会 参加企業

株式会社淺沼組 取締役社長 淺沼 健一 大阪府大阪市天王寺区東高津町12番6号	五洋建設株式会社 代表取締役社長 加藤 秀明 東京都文京区後楽2丁目2番8号
安藤建設株式会社 取締役社長 沖田 幸作 東京都港区芝浦3丁目12番8号	ティエム技研株式会社 代表取締役 竹園 正継 鹿児島県鹿屋市川西町3989番地
大木建設株式会社 代表取締役社長 野澤 義勝 東京都千代田区神田須田町1丁目23番2号	大末建設株式会社 代表取締役社長 熊谷 信弘 大阪府大阪市中央区南船場2丁目2番11号
株式会社奥村組 代表取締役社長 奥村 太加典 大阪府大阪市阿倍野区松崎町2丁目2番2号	日産建設株式会社 管財人 笠原 繁雄 東京都港区南青山1丁目2番6号
株式会社熊谷組 取締役社長 島飼 一俊 東京都新宿区津久戸町2番1号	株式会社松村組 代表取締役社長 得田 芳宏 大阪府大阪市北区東天満1丁目10番20号



性能証明第 02-09 号

建築技術性能証明書

技術名称：MAX-E 工法－材端部に開孔を設けた RC 梁の補強工法－

申 込 者：テイエム技研株式会社 代表取締役 竹園 正継

鹿児島県鹿屋市川西町 3949 番地

(本工法の開発は、別に示す梁端開孔補強研究会によって行われたものである。)

技術概要：本技術は、鉄筋コンクリート梁材端部に設けた開孔部を既製開孔補強筋「MAX ウェブレン E」と孔際せん断補強筋ならびに主筋に緊結した U 型補強筋を組み合わせで補強する技術である。本技術を適用することによって、鉄筋コンクリート梁材端部に降伏ヒンジ領域が形成されても、開孔を設けない梁と同等の曲げ終局強度と目標塑性変形性能を確保できる。

開発趣旨：鉄筋コンクリート造共同住宅などでは、設備配管用の開孔部を大梁に設けることが多い。従来、開孔位置は、構造性能確保の観点から大梁の材端部を避け、開孔部から大梁材端部までの間に設備配管収納のための「下がり天井」を設けていた。しかし、その分だけ室内空間を圧迫することになる。本技術は、そのような問題を解消し、設計の自由度を高めることを意図して開発したものである。

当財団の建築技術認証・証明事業実施要領に基づき、上記の性能証明対象技術の性能について、下記の通り証明する。

2002 年 9 月 3 日

財団法人 日本建築総合試験所

理事長

森田 司 郎

記

証明方法：申込者より提出された下記の資料に基づき性能証明を行った。

MAX-E 工法「性能証明のための説明資料」

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説明資料がまとめられている。この資料のほかに、「MAX-E 工法 設計指針」および「施工実験報告書」が提出されている。

証明内容：本技術の性能は、以下の通り要約される。(性能の詳細は別添評価報告書に記載)

申込者が提案する「MAX-E 工法 設計指針」によって設計される材端部に開孔を設けた鉄筋コンクリート梁は、長期荷重時および短期荷重時の材端梁筋応力がそれぞれの許容応力度に達した状態においても、設計で保証すべき要求性能を満足していること、また、材端部に開孔のない梁の曲げ終局強度を有し、かつ、目標としている塑性変形性能を有すると判断される。

建築技術性能認証委員会委員

委員長	松井 千秋	財団法人建築技術教育普及センター 理事
副委員長	中村 武	京都工芸繊維大学工芸学部造形工学科 教授
委員	内田 直樹	神戸大学工学部建設学科 教授
〃	大野 義照	大阪大学大学院工学研究科建築工学専攻 教授
〃	木村 翔	日本大学 名誉教授
〃	日下部 馨	神戸大学 名誉教授
〃	窪田 敏行	近畿大学理工学部建築学科 教授
〃	齋藤 光	千葉大学 名誉教授
〃	菅野 俊介	広島大学工学部第四類 教授
〃	田中 孝義	京都大学防災研究所 教授
〃	谷川 恭雄	名古屋大学大学院工学研究科建築学専攻 教授
〃	十倉 毅	鳥取環境大学環境情報学部環境デザイン学科 教授
〃	平石 久廣	明治大学理工学部建築学科 教授
〃	南 宏一	福山大学工学部建築学科 教授
〃	八尾 眞太郎	関西大学工学部建築学科 教授
〃	渡邊 史夫	京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授
〃	井上 豊	財団法人日本建築総合試験所 所長
〃	益尾 潔	財団法人日本建築総合試験所構造部 部長

MAX-E 工法—材端部に開孔を設けた RC 梁の補強工法— 評価専門委員会委員

主査	渡邊 史夫	京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授
委員	益尾 潔	財団法人日本建築総合試験所構造部 部長

梁端開孔補強研究会 参加企業

株式会社浅沼組 取締役社長 浅沼 健一 大阪府大阪市天王寺区東高津町12番6号	五洋建設株式会社 代表取締役社長 加藤 秀明 東京都文京区後楽2丁目2番8号
安藤建設株式会社 取締役社長 沖田 幸作 東京都港区芝浦3丁目12番8号	ティエム技研株式会社 代表取締役 竹園 正継 鹿児島県鹿屋市川西町3949番地
大木建設株式会社 代表取締役社長 野澤 義勝 東京都千代田区神田須田町1丁目23番2号	大末建設株式会社 代表取締役社長 熊谷 信弘 大阪府大阪市中央区南船場2丁目2番11号
株式会社奥村組 代表取締役社長 奥村 太加典 大阪府大阪市阿倍野区松崎町2丁目2番2号	日産建設株式会社 管財人 笠原 繁雄 東京都港区南青山1丁目2番6号
株式会社熊谷組 取締役社長 鳥飼 一俊 東京都新宿区津久戸町2番1号	株式会社松村組 代表取締役社長 得田 芳宏 大阪府大阪市北区東天満1丁目10番20号