

(8) 各断面の部材せん断耐力の算出

部材のせん断耐力は、コンクリートが負担する部分と帯鉄筋が負担する部分に分けて算出される。これは、コンクリートが負担するせん断耐力は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度から、また、帯鉄筋が負担するせん断耐力は、鉄筋の降伏点から求めるからである。

以下にその算出式を示す。

$$P_s = S_c + S_s$$

$$S_c = C_c C_e C_{pt} \tau_c b d \dots\dots\dots (14.2-53)$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 a}$$

ここに、 P_s : せん断耐力 (N)

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力 (N)

τ_c : コンクリートが負担することのできる平均せん断応力度 (N/mm²)

表-14.2-6

σ_{ck} (N/mm ²)	21	24	27	30	40
τ_c (N/mm ²)	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数

表-14.2-7

地震動	補正係数
タイプ I	0.6
タイプ II	0.8

C_e : 部材断面有効高 d に関する補正係数

表-14.2-8

d (m)	1 以下	3	5	10 以上
C_e	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 軸方向引張主鉄筋比 p_t に関する補正係数

表-14.2-9

P_t (%)	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.9	1.0	1.2	1.5

b : せん断耐力を算定する方向に直角な方向の断面の幅 (mm)

d : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の有効高 (mm)

P_t : 軸方向引張主鉄筋比で、中立軸よりも引張側にある主鉄筋の断面積の総和を bd で除した値

S_s : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (N)

A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋される帯鉄筋の断面積 (mm²)

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

θ : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度 (°)

a : 帯鉄筋の間隔 (mm)

なお、コンクリートの設計基準強度、断面の有効高、軸方向引張鉄筋比が中間の値にある場合は、線形補間によって求める。

また、式(14.2-53)に用いる部材断面の有効高 d の取り方は、矩形断面、円形断面の場合について、図-14.2-24、図-14.2-25に示す。

矩形断面では、有効高は圧縮縁から側方鉄筋を無視した引張鉄筋の重心位置までの距離とする。円形断面では、円形断面を面積の等しい正方形断面に置き換え、置き換えられた正方形断面の圧縮縁から、引張鉄筋の重心位置までの距離を有効高とする。なお、円形断面での幅の取り方としては面積の等しい正方形断面の幅とする。

ア 矩形断面での有効高 d

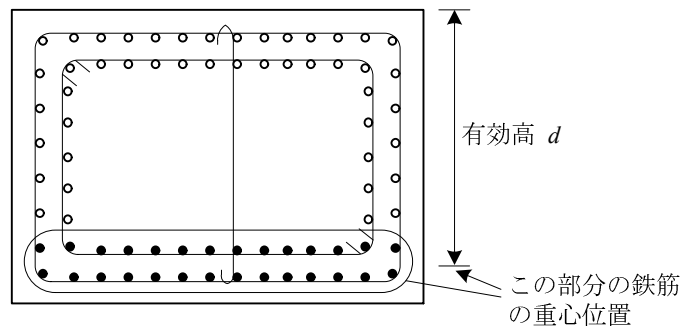


図-14.2-24 有効高 d

イ 円形断面での有効高 d 及び有効幅 b

鉄筋は、全鉄筋量 A_s が円周上に均一に分布しているものとする。

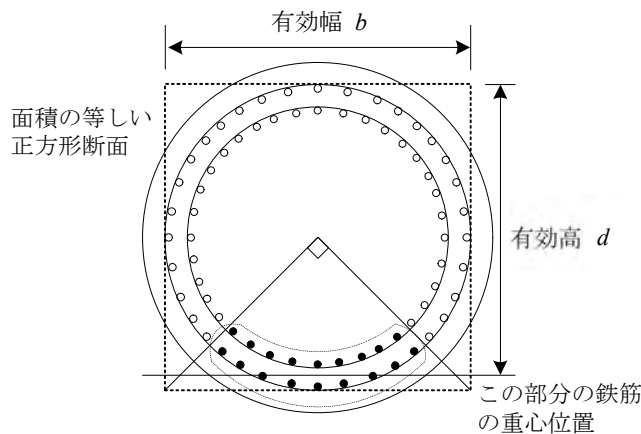


図-14.2-25 有効高及び有効幅

(9) プッシュオーバー解析に用いるモデル

プッシュオーバー解析は、多層モデルの堰柱やこれに類似するラーメン構造に用いる。この解析には、構造物のモデル化と非線形となる部材のモデル化が必要となる。

ア 構造物のモデル化

構造物のモデル化は、部材を質点と線材からなる3次元又は2次元の集合体として骨組みフレームモデルとする。これは、従来からコンクリート構造物の地震時の応答解析においてよく

用いられてきた構造モデルで、構造物あるいは部材の質量をある位置に集中させ、質量の中心点(質点)と地盤あるいは質点同士を棒部材で結合するからである。梁と柱からなる骨組み構造物では、この構造モデルが有効で、数多くの適用事例が報告されているからである。

なお、部材のモデル化においては、せん断変形は無視しても良い。これは、軸外方向は主として曲げ変形だけを算定し、その方向のせん断変形は非常に小さいからである。ただし、曲げモーメントの発生に応じてせん断力も生じることから、せん断力に対する照査は必要である。

図-14.2-26 に最も一般的な堰柱と門柱を有する堰柱のモデル化の例を示す。

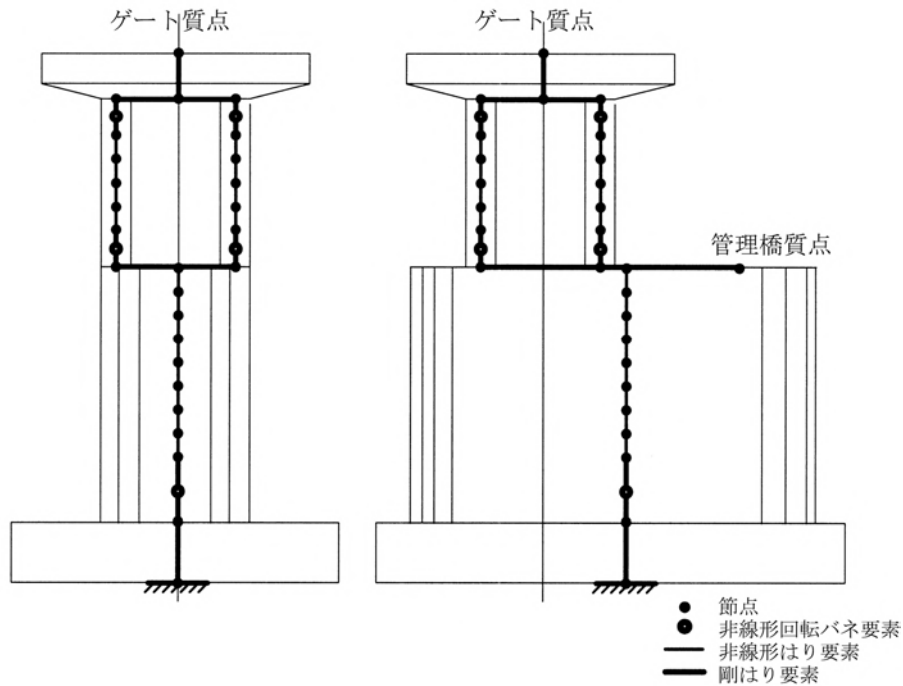


図-14.2-26 堰柱と門柱を有する堰柱(多層モデル)の骨組みフレームモデルの例

イ 部材の非線形モデル

塑性ヒンジ部及び一般部に区分し表-14.2-10 に示す。

表-14.2-10 部材モデル

位置	塑性ヒンジ部	一般梁要素部
部材モデル	曲げモーメント M - 回転角 θ	曲げモーメント M - 曲率 ϕ
弾塑性モデル	トリリニア型 $M - \theta$	トリリニア型 $M - \phi$

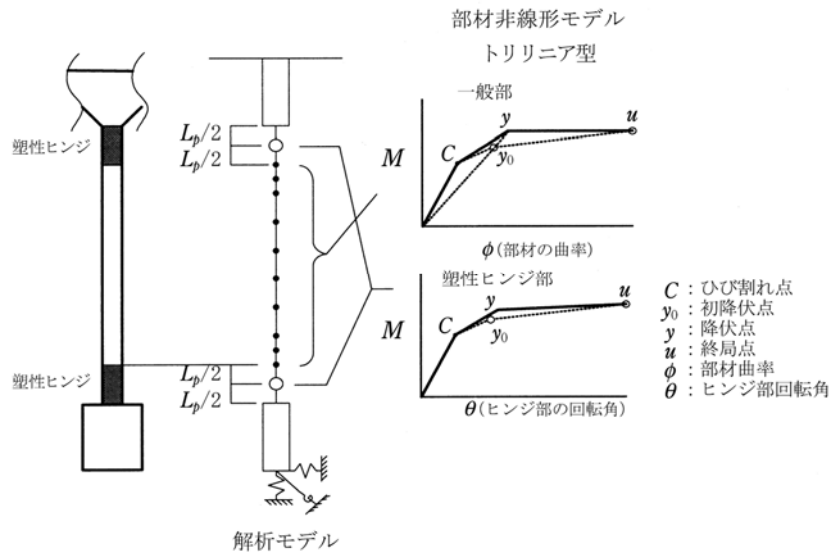


図-14.2-27 部材の解析モデル図

ウ 非線形回転バネモデル (トリリニア型)

塑性ヒンジ部は、非線形回転バネモデルとして、14.2.2 (7)に示す各限界状態の耐力の値を用いて式 (14.2-54) にて算出する。

$$\left. \begin{array}{ll}
 \text{ひび割れ時} & M_{pc} = \beta_p \cdot M_c \\
 & \theta_{pc} = \phi_c \cdot L_p \cdot \frac{1 + \alpha_p^2}{2\beta_p} \\
 \text{降伏限界} & M_{py} = \beta_p \cdot M_y \\
 & \theta_{py} = \phi_y \cdot L_p \cdot \frac{1 + \gamma_p \cdot \alpha_p}{2\beta_p} \\
 \text{終局限界} & M_{pu} = M_u \\
 & \theta_{pu} = \theta_{py} + (\phi_u - \phi_y) \cdot L_p
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.2-54)$$

$$\text{ここに、} \alpha_p = 1 - \frac{L_p}{h}$$

$$\beta_p = 1 - \frac{L_p}{2h} = \frac{1 + \alpha_p}{2}$$

$$\gamma_p = \frac{\phi_c}{\phi_{y0}} + \left[1 - \frac{\phi_c}{\phi_{y0}} \right] \left(1 - \frac{L_p}{L'} \right)$$

$$L' = \left(1 - \frac{M_c}{M_{y0}} \right) h$$

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

$$L_p = 0.2h - 0.1D$$

(ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$)

h : 部材の回転角 0 の位置から塑性ヒンジまでの距離 (mm)

D : 断面高さ (mm)

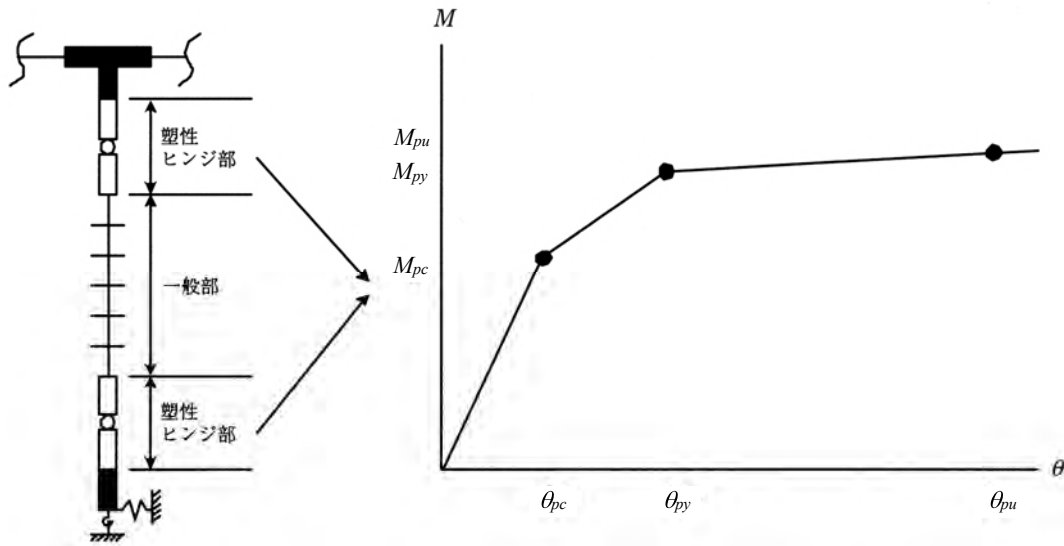


図-14.2-28 塑性ヒンジの曲げモーメントと回転角の関係（トリリニア型）

エ 一般部材の非線形モデル（トリリニア型）

堰柱の塑性ヒンジ部以外の一般部材は、14.2.2 (7)に示すひび割れ限界（ M_c 、 ϕ_c ）、初降伏限界（ M_{y0} 、 ϕ_{y0} ）、終局限界（ M_u 、 ϕ_u ）を用いて、曲げモーメントと曲率の非線形特性の骨格曲線を図-14.2-29 のトリリニア型でモデル化する。

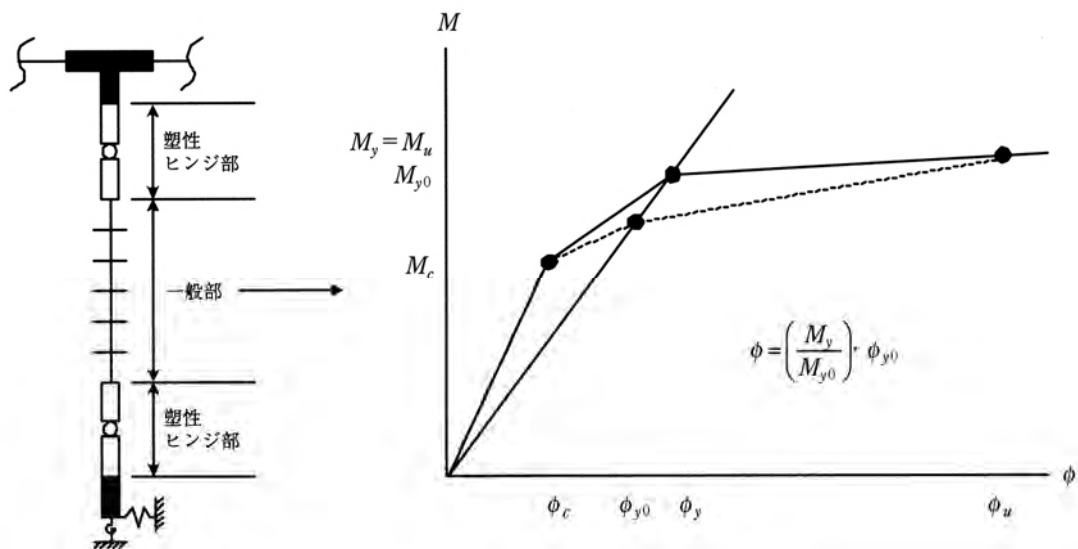


図-14.2-29 一般部材の曲げモーメントと曲率の関係（トリリニア型）

オ 機械室床版（梁構造）の取扱い

機械室床版は、床版上面に機械があり、震災後の軽微な補修も困難であるので塑性化させないように計画する。

(10) 塑性化を考慮しない部材の耐力

ア 材料の応力度－ひずみ曲線

塑性化を考慮しない部材の応力度－ひずみ曲線は、以下のとおりとする。

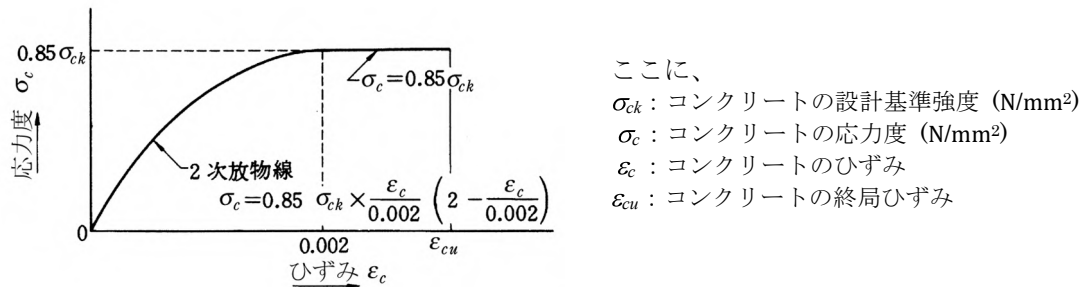


図-14.2-30 コンクリートの応力度－ひずみ曲線

表-14.2-11 コンクリートの終局ひずみ

コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の 間を直線補間	0.0025

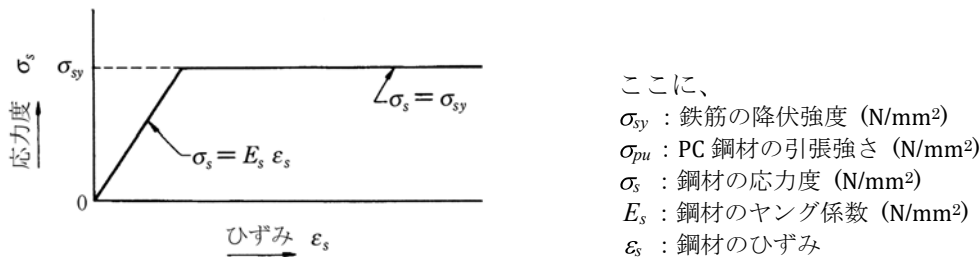


図-14.2-31 鉄筋の応力度－ひずみ曲線

イ 曲げ耐力

エネルギー吸収を期待しない部材の耐力は、各部材の照査項目により下記により算出する。
 なお、部材曲げ耐力の状態は、次のとおりである。

表-14.2-12 各耐力の発生状態

ひび割れ曲げ耐力	コンクリートの引張縁の応力が「ひび割れコンクリート曲げ引張応力度 σ_{bt} 」となる時のモーメント
降伏曲げ耐力	最も外側に配置された引張鉄筋が降伏ひずみ ε_{sy} 及び降伏強度 σ_{sy} に達した時のモーメント
終局曲げ耐力	圧縮側鉄筋の位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ ε_{cu} に達した時、又は、最も外側に配置された引張側鉄筋のひずみが終局ひずみ ε_{su} に達した時

(ア) ひび割れ曲げ耐力

$$M_c = Z_c \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right) \dots\dots\dots (14.2-55)$$

ここに、 M_c : ひび割れ曲げモーメント (耐力) (N・mm)
 Z_c : コンクリートの断面係数 (mm³)
 σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²) = $0.23\sigma_{ck}^{2/3}$
 N : 軸方向力 (N)
 A_c : コンクリートの断面積 (mm²)

(イ) 降伏曲げ耐力 (主鉄筋が降伏する時)

$$M_y = Cy_1 + Ty_2 \dots\dots\dots (14.2-56)$$

ここに、 M_y : 降伏曲げモーメント (N・mm)
 C : コンクリートの圧縮応力度の合力 (N)
 T : 鋼材引張力の合力 (N)
 y_1 : 部材断面図心から C までの距離 (mm)
 y_2 : 部材断面図心から T までの距離 (mm)

なお、上記 C 、 T 及び y_1 、 y_2 は、試算により下式を満足するように決定する。なお、ここで、試算の初期条件としては、 ε_{sy} : 引張鋼材の降伏ひずみ ($= \sigma_{sy}/E_s$) を与えることとなる。

$$N = C - T \dots\dots\dots (14.2-57)$$

$$\frac{x}{\varepsilon_c} = \frac{d - x}{\varepsilon_{sy}} \dots\dots\dots (14.2-58)$$

ただし、 N : 軸方向力 (N)
 x : コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
 ε_c : コンクリート圧縮縁のひずみ
 d : 部材有効高
 ε_{sy} : 引張鋼材の降伏ひずみ ($= \sigma_{sy}/E_s$)

(ウ) 終局曲げ耐力 (コンクリートが終局ひずみとなる時)

$$M_u = Cy_1 + Ty_2 \dots\dots\dots (14.2-59)$$

ここに、 M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)
 C : コンクリートの圧縮応力度の合力 (N)
 T : 鋼材引張力の合力 (N)
 y_1 : 部材断面図心から C までの距離 (mm)
 y_2 : 部材断面図心から T までの距離 (mm)

なお、上記 C 、 T 及び y_1 、 y_2 は、試算により下式を満足するように決定する。なお、ここで、試算の初期条件としては、「 ε_{cu} : コンクリート終局ひずみ」を与えることとなる。

$$N = C - T \dots\dots\dots (14.2-60)$$

$$\frac{x}{\varepsilon_{cu}} = \frac{d - x}{\varepsilon_s} \dots\dots\dots (14.2-61)$$

ただし、 N : 軸方向力 (N)

x : コンクリート圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)

ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

d : 部材有効高 (mm)

ε_s : 引張鋼材のひずみ

(エ) 軸力が作用しない場合の降伏及び終局曲げ耐力

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right) \dots\dots\dots (14.2-62)$$

ここに、 M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)

A_s : 引張主鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{sy} : 引張主鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

d : 部材断面の有効高 (mm)

b : 部材断面幅 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

(オ) セン断耐力

せん断耐力は、14.2.2 (8)と同様に算出する。

(II) 許容残留変位量

頭首工における可動堰の許容残留変位量は以下のとおりとするが、許容残留変位量の検討の際には、門柱部と堰柱部を分けて検討するものとし、門柱部の検討の際には、許容残留変位量から堰柱部の残留変位量を引いた値で検討する。

さらに、下表の下段に示した注意事項に留意して適用する。

表-14.2-13 各耐力の発生状態

重要度 区分	耐震性能 (堰柱)		許容残留変位 (堰柱)
AA 種	レベル 2 地震動	限定された損傷に留める (機能維持)	$H/100$ を超えない、又は戸当り余裕のうち小さい値以内 ^{2)、3)}
	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	—
A 種	レベル 2 地震動	致命的な損傷を防止する (修復容易)	$H/100$ を超えない ^{3)、4)}
	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	—
B 種	レベル 1 地震動	健全性を損なわない	—

注 1) 許容残留変位の $H/100$ は、「道路橋示方書・同解説 (平成 24 年 3 月) V 耐震設計編」p. 102 に「許容残留変位としては、……地震による損傷を限定された範囲に留め、橋としての機能の回復を速やかに行うことを目標としていることから、これらの事項を考慮して許容残留変位を橋脚高さの $1/100$ と定めている。」との記載があり、これを準用した。

2) AA 種の場合、レベル 2 地震動において許容残留変位 $H/100$ 又は戸当り余裕 100mm を確保していれば、ゲートの開閉性を妨げない構造になると想定しているが、扉高によっては門柱が高くなり許容残留変位が厳しくなる場合もある。

3) 重要度区分 AA 種及び A 種の許容残留変位量は、上表に示す許容残留変位量以内であっても、管理橋がある場合、安全に通行する機能が確保されているか検討を行うことが必要である。

4) 重要度区分 A 種において、ゲートの扉高が高く許容残留変位以内にならない場合は、取水機能を保持するために検討を行うことが必要である。(角落しの設置又は非常ポンプの設置等)

14.3 配筋手法

本節は、堰柱のレベル 2 地震動に対する耐震性能を確保するためのものであり、他の構成要素については、技術書「水路工」などそれぞれの基準により行う。

鉄筋コンクリート部材の設計は、設計計算のみに基づいて行うものではなく、設計計算上の仮定が成り立つための前提条件を満足させること、設計計算では着目していない二次応力、局部応力等による部材の損傷を生じさせないようにすること、構造上の弱点部を作らないように配慮すること、若しくはその部分の補強となること等を考慮して行う。また、鉄筋の配置に当たっては、施工性等を検討することが必要である。

14.3.1 最小鉄筋量及び最大鉄筋量

(1) 最小鉄筋量

ア 曲げ部材

曲げを受ける部材では、コンクリートのひび割れとともに耐力が減じて急激に破壊することのないように、部材の最大抵抗曲げモーメントがひび割れ曲げモーメント以上となるように軸方向引張鉄筋を配置する。

これは、コンクリートの引張強度は小さく、曲げに対する鉄筋コンクリート部材の耐力は、その引張側に配置される軸方向引張鉄筋により大きく支配されるからである。

このことから、コンクリート断面に比較して軸方向引張鉄筋量が極端に少ない部材は、図-14.3-1 の実線のように、設計で想定していない大きな曲げを受けると、コンクリートのひび割れとともに耐力が急激に減じ脆性破壊を起こす。このような急激な脆性破壊を防ぐためには軸方向引張鉄筋を図-14.3-1 の一点鎖線のように部材の降伏曲げモーメントをひび割れ曲げモーメント以上となるようにすることが必要である。

しかし、他の要因から部材断面が決定される場合は、設計荷重に対して十分に余裕のあることがある。そこで、前述の破壊過程を満足するには過大な配筋となる場合があるので、部材に生じる曲げモーメントの 1.7 倍がひび割れ曲げモーメント以下の場合にはこれによらなくてもよい。

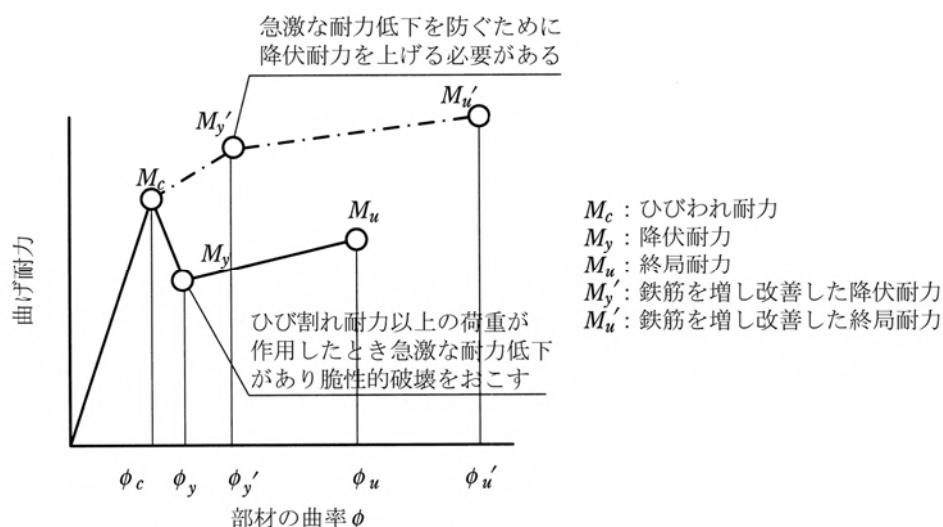


図-14.3-1 曲げ部材の最小鉄筋量の意味

イ 軸方向部材

柱や壁のように軸方向力が支配的な部材は、軸方向鉄筋を設計で想定した以上の偏心荷重が作用した場合にも部材が脆性的に破壊しないように、また、コンクリートに局部的な弱点があってもその部分に応力が集中することのないように配置する。

軸方向鉄筋量は、式(14.3-1)に示す計算上必要なコンクリート断面積 A' の0.8%以上とする。

$$\left. \begin{aligned} A' &= \max(A'_1, A'_2) \\ A'_1 &= N_a / (0.008\sigma_{sa} + \sigma_{ca}) \\ A'_2 &= N_u / (0.008\sigma_{sy} + 0.85\sigma_{ck}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.3-1)$$

ここに、 N_a : 常時、レベル1地震時に対する照査時の軸方向圧縮力 (N)

N_u : レベル2地震時に対する照査時の軸方向圧縮力 (N)

σ_{sa} : 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ca} : コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{sy} : 圧縮鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ウ 2次応力に対して

コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度の影響などによってひび割れが生じる可能性がある。そこで、このひび割れ幅を有害でない程度に抑えるには、十分な鉄筋を配置することが有効であり、鉄筋コンクリート部材断面にその表面に沿う長さ1m当たりにつき500mm²以上の断面積の鉄筋を300mm以下の間隔で配置する。なお、ア、イの軸方向鉄筋は、この目的を兼ねている。

(2) 最大鉄筋量

曲げを受ける部材では、鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行し脆性的な破壊が生じないように、軸方向引張鉄筋を配置するものとする。これは、軸方向引張鉄筋が多くなると鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行し、脆性的な破壊が生じるおそれがあるからである。したがって、軸方向引張鉄筋は、その鉄筋量が釣合鉄筋量以下となるように配置する。

ここで、釣合鉄筋量は、軸方向引張鉄筋が降伏点に達すると同時にコンクリートの縁圧縮ひずみとその終局圧縮ひずみに達するような引張鉄筋量のことである。

一般には部材の軸方向引張鉄筋量を部材断面幅に部材断面の有効高を乗じた有効断面積の2%以下とする。

また、鉄筋が過密に配置される場合には、コンクリート打設等の施工性が低下する。したがって、軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋は、部材の全断面積の6%程度以下とする。

14.3.2 構造細目

(1) 鉄筋の被り

鉄筋の被りは、コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要な量を確保する。また、水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し、水中で施工するコンクリート部材については、コンクリートの品質、

締固めの困難さ、施工精度等も十分に考慮しなければならない。

そこで、鉄筋の被りは、鉄筋の直径以上、かつ、表-14.3-1 に示す値以上とする。なお、表-14.3-1 に示す値は最小値であり、関連する基準等に基づいて適切に定める。

表-14.3-1 鉄筋の被り (mm)

部材の種類 環境条件	梁	柱壁	フーチング
大気中	35	40	—
水 中 及び 土 中	—	70	70

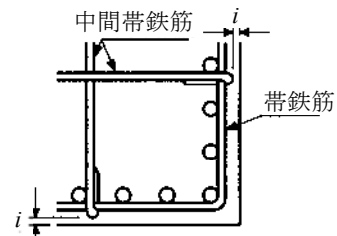


図-14.3-2 鉄筋の被り

(2) 鉄筋のあき

鉄筋のあきは、施工時のコンクリートの充填性と構造的にコンクリートと鉄筋が十分に付着し両者が一体となって働くように下記のとおり確保する。

ア 鉄筋のあきは、40 mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。

イ 鉄筋のあきは、アの規定によるほか、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とする。

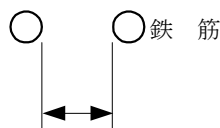


図-14.3-3 鉄筋のあき

(3) 鉄筋の定着

鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着する。そこで、下記のように計画する。

ア 鉄筋の端部は、次の規定のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。

(ア) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。

(イ) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。

(ウ) 定着板等を取付けて機械的に定着する。

ただし、引張鉄筋に丸鋼を用いる場合は、フックをつけて定着する。

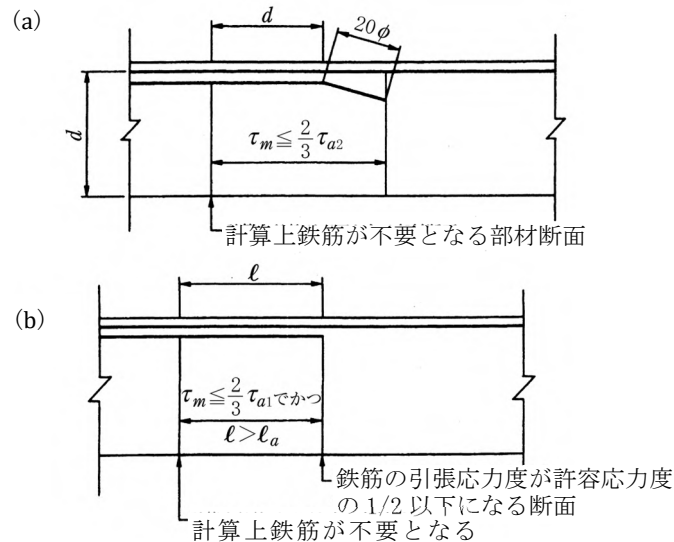
イ 鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は、(4) イ及び ウに規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。

ウ フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は、イによる定着長の 2/3 倍以上とする。

また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長はイの規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。

エ 梁の正鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして曲げ上げるか、又は、そのまま伸ばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、正鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲げ上げずに支点を越えて圧縮部のコンクリートに定着する。

オ 梁の負鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして曲げ下げるか、又は、そのまま伸ばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、負鉄筋の本数の 1/3 以上は、曲げ下げずに反曲点を越えて支間の $L/16$ 以上、かつ、部材の有効高に等しい長さだけ伸ばして定着する。



τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度
 τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度
 τ_{a2} : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度
 l_a : 鉄筋の定着長

図 14.3-4-1 梁の引張部に主鉄筋を定着する場合

カ 梁の折曲げ鉄筋の端部は、所定の被りを確保した上で、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着する。この場合には、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の 10 倍及び 15 倍以上とする。

キ 片持梁等の固定部における鉄筋は、断面力が十分に伝達される長さだけ伸ばし、フックをつける等により定着する。

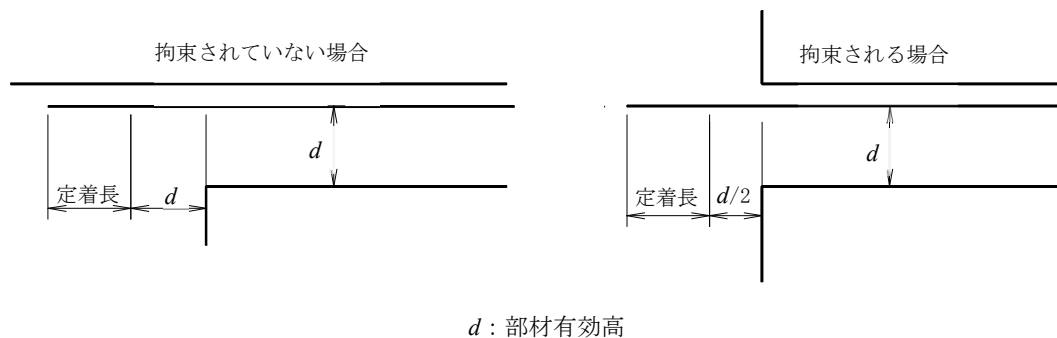


図-14.3-4-2 梁の引張部に主鉄筋を定着する場合

(4) 鉄筋の継手

鉄筋を継ぐ場合は、部材の弱点とならないようにする。そこで、下記のように計画する。

ア 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないものとする。また、応力が大きい位置では、鉄筋の継手を設けないのが望ましい。これは、継手が一断面に集中すると、その位置の部材の強度が低下するおそれがあるからである。特に重ね継手が一断面に集中すると、この部分のコンクリートの行きわたりが悪くなり、さらに部材の強度の低下が予想される。そのため、鉄筋の継手は互いにずらして設け、一断面に集中させないようにしなければならない。なお、互いにずらすとは、重ね継手、ガス圧接継手等の種類に係わらず、継手の端部同士を鉄筋直径の 25 倍以上ずらすことをいう。

重ね継手あるいは段落し位置が打継目と重なる場合には構造上の弱点となるため、これらは打継目から 1m 程度以上離すことが望ましい。

イ 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式 (14. 3-2) により算出する重ね継手長 ℓ_a 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部には、継鉄筋 1 本の断面積の 1/3 以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。

$$\ell_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \dots\dots\dots (14. 3-2)$$

ここに、 ℓ_a : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、その部分のコンクリートが鉄筋に沿って割裂して脆性的な破壊が生じやすいので、重ね継手部には、このひび割れが生じないように横方向鉄筋で十分に補強する。軸方向鉄筋に直径 35 mm 以上の鉄筋を用いる場合、継手部には横方向鉄筋として D16 を 150 mm 間隔、又は、これと同等以上の量の鉄筋を配置する。なお、この部分に配置されたスターラップや帯鉄筋は、横方向鉄筋とみなしてよい。

ウ 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式 (14. 3-2) により算出する長さ ℓ_a の 80% 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせる。

エ 丸鋼に重ね継手を用いる場合は、その端部に半円形フックを設ける。

オ 引張鉄筋に、機械的継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧接継手等を用いる場合は、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して継手部の強度を定める。なお、溶接継手やガス圧接継手を適用する場合には、十分な管理を行う。

(5) 軸方向鉄筋

軸方向鉄筋は、以下に示す計画とする。

ア 軸方向鉄筋は直径 16 mm 以上の異形棒鋼とする。

イ 軸方向鉄筋は 2 段以下に配置するのが望ましい。

ウ 鉄筋コンクリート部材に用いる鉄筋の最大径は 51 mm 以下とするのがよい。また、太径鉄筋を用いる場合、ひび割れ制御、応力分散等の面で不利となるため、一般には 32 mm 以下の鉄筋を用いるのがよい。

エ 軸方向鉄筋を数段に配置すると、コンクリートの打込みや締固めが困難となるため、2 段以

下に配置するのが望ましい。

(6) スターラップ

ア 梁やフーチングにせん断補強を目的としてスターラップを配置する場合には、有効に働くように配置する。

- (ア) スターラップは直径 13 mm 以上の異形棒鋼とする。
- (イ) スターラップは、部材全体にわたって配置する。
- (ウ) 梁のスターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。
- (エ) フーチングのスターラップは、フーチング下面及び上面に配置される水平方向鉄筋を取り囲みフックをつけてコンクリートに定着するか、又は、水平方向鉄筋にフックをかけて定着する。
- (オ) 梁に計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、梁の有効高の 1/2 以下かつ 300 mm 以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップを梁の有効高以下の間隔に配置する。
- (カ) フーチングに計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、フーチングの有効高の 1/2 以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをフーチングの有効高以下の間隔に配置する。

(7) 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状

ア 鉄筋の曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、鉄筋の材質が傷まないように、また、コンクリートに大きな支圧応力を発生させないような形状とする。

そこで、下記のとおり計画する。

(ア) 鉄筋のフック

- a 丸鋼のフックには、半円形フックを用いる。
- b 異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フックあるいは鋭角フックを用いる。
- c 鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐに伸ばす。また、フックの曲げ内半径は、(イ)の規定による。
 - (a) 半円形フック：鉄筋の直径の 8 倍又は 120 mm のうち大きい値
 - (b) 鋭角フック：鉄筋の直径の 10 倍
 - (c) 直角フック：鉄筋の直径の 12 倍

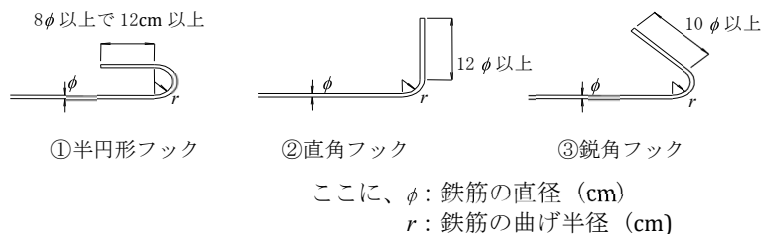


図-14.3-5 鉄筋のフックの曲げ形状

(イ) 鉄筋の曲げ形状

鉄筋の曲げ内半径は、次の規定による。なお、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側

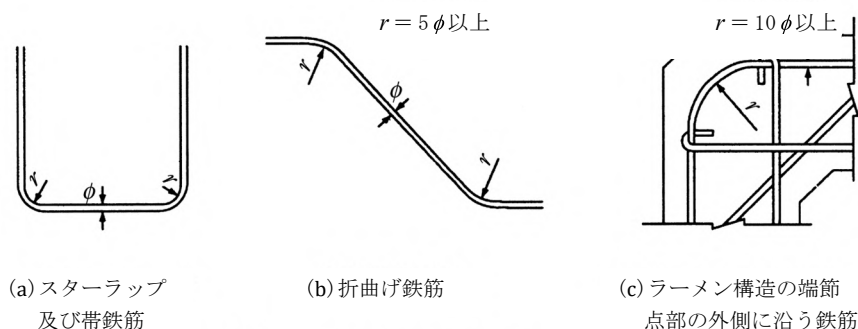
の半径とする。

- a 鉄筋のフックの曲げ内半径は、表-14.3-2 の値以上とする。
- b スターラップ及び帯鉄筋の曲げ内半径は、表-14.3-2 の値以上とする。
- c 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 5 倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の 2 倍に 20 mm を加えた距離（鉄筋の直径 $\times 2 + 20$ mm）以内にある鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の 7.5 倍以上とする。
- d ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の 10 倍以上とする。

表14.3-2 鉄筋の内曲げ半径

種類	記号	曲げ内半径 r	
		フック	スターラップ及び帯鉄筋
丸鋼	SR235	2ϕ	1ϕ
異形棒鋼	SD295A、B	2.5ϕ	2ϕ
	SD345	2.5ϕ	2ϕ

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径(mm)



ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-14.3-6 鉄筋の内曲げ半径

14.3.3 鉄筋コンクリート部材のじん性を向上させるための構造細目

重要度区分 AA、A に該当する堰柱は、レベル 2 地震においてコンクリート部材のじん性を高め塑性化させることにより地震エネルギーの吸収を図っている。このことは、レベル 2 地震動を対象とした耐震設計では、じん性に配慮した配筋の構造細目が適切に行われなくては成り立たないことを意味している。

したがって、塑性ヒンジを形成する断面とその遷移域となる領域では、被りコンクリートが剥落して軸方向鉄筋や帯鉄筋が露出することを念頭に置く必要があり、このような損傷が生じても鉄筋コンクリート部材としての機能を保持する必要がある。そこで、鉄筋コンクリート部材のじん性を確保するためには、軸方向鉄筋や帯鉄筋・中間帯鉄筋の構成の役割そしてこれらの鉄筋の中に存在する内部コンクリートの重要性を十分認識しておく必要があり、安易な配筋やひび割れ誘発目地の計画などには十分注意する。

(1) 鉄筋の機能

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、部材のじん性とせん断耐力の二つの機能を同時に有している。

表-14.3-3 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の機能

曲げ耐力	帯鉄筋による軸方向鉄筋のはらみだし防止 中間帯鉄筋のフックによる帯鉄筋のはらみだし防止
せん断耐力	帯鉄筋及び中間帯鉄筋のせん断補強

また、鉄筋コンクリート構造物に配置される鉄筋の名称と機能は、表-14.3-4 に示すとおりである。

表-14.3-4 じん性を向上させるための鉄筋と機能

鉄筋の名称	機 能	耐震性区分
軸方向鉄筋	部材軸方向に配置される正若しくは負の曲げモーメントに対する主鉄筋	曲げ耐力
配力鉄筋	応力を分布させる目的で、軸方向鉄筋と直角に配置される鉄筋	
せん断補強筋	せん断力に抵抗するように配置される鉄筋 スターラップ・斜め引張鉄筋があり、帯鉄筋や中間帯鉄筋は、これを兼ねることができる。	せん断耐力
スターラップ	せん断補強筋の一種で、軸方向鉄筋を取り囲み、これに直角に配置する鉄筋	せん断耐力
帯鉄筋	軸方向鉄筋を所定の間隔ごとに取り囲んで配置される横方向鉄筋。 軸方向鉄筋の座屈防止、軸方向圧縮力によるコンクリートの横方向のひずみを拘束してコンクリートの圧縮強度を十分に利用すること、及びせん断力を分担することを目的として配置する。	曲げ耐力 と せん断耐力
中間帯鉄筋	一断面内を横切るように配置される横方向鉄筋。 部材断面の寸法が1 mを超える大型断面では、帯鉄筋が面外にはらみだす可能性があるので、内部コンクリートを拘束するとともに、軸方向鉄筋の座屈防止、せん断力を分担することを目的として配置する。	曲げ耐力 と せん断耐力
横拘束筋	コンクリートの圧縮強度を大きくするために、コンクリートを横拘束する鉄筋で帯鉄筋や中間帯鉄筋により構成される。	曲げ耐力向上

(2) 軸方向鉄筋の継手

耐震性能の照査で想定している橋脚の塑性変形時においても地震時保有水平耐力が確実に保持できるように、塑性化を考慮する領域では軸方向鉄筋の継手を設けてはならない。

塑性化を考慮する領域は、実際に塑性ヒンジ化する断面領域とその遷移領域で図-14.3-8 に示すように、塑性ヒンジ長の4倍の区間内とする。なお、堰軸方向と堰直角方向で塑性ヒンジ長が異なる場合には、塑性化を考慮する領域の算出には塑性ヒンジ長の長い方の値を用いる。

ただし、施工上の事由により、やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋の継手を設ける場合には、確実な継手構造を選定する。機械的継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧接継手等を用いる場合には、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して試験を行い、継手部の強度を定める。

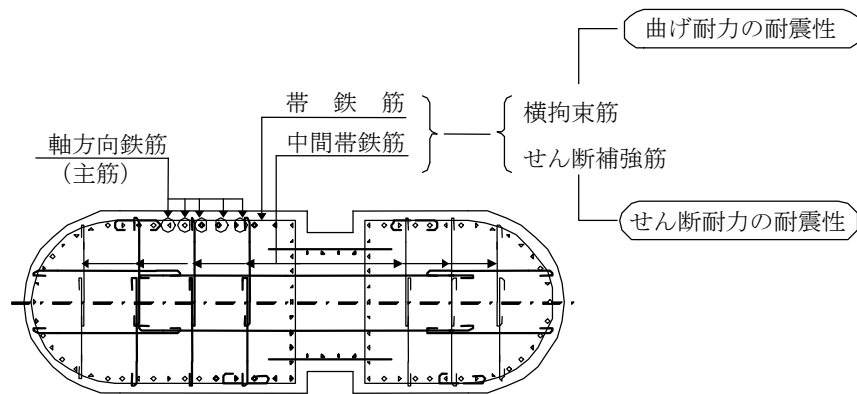


図-14.3-7 耐震性能を向上させる鉄筋の構成

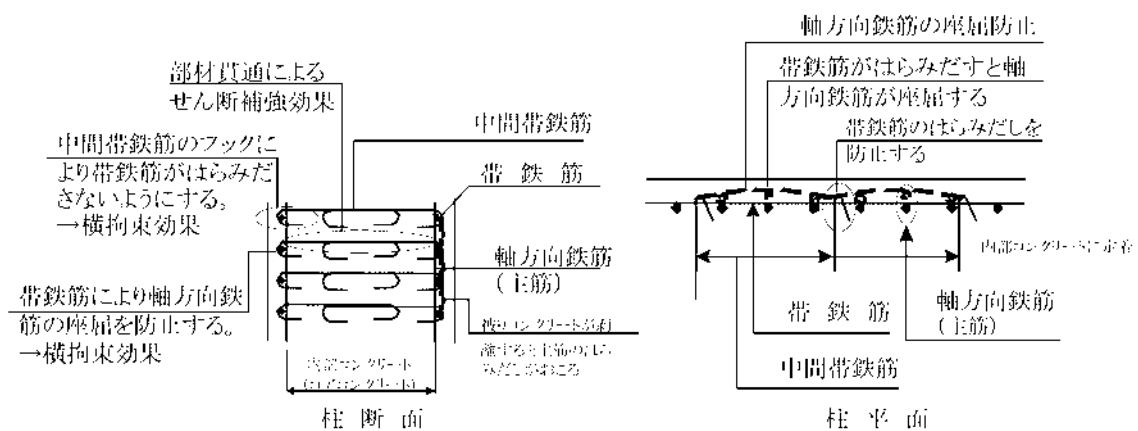


図-14.3-8 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の機能

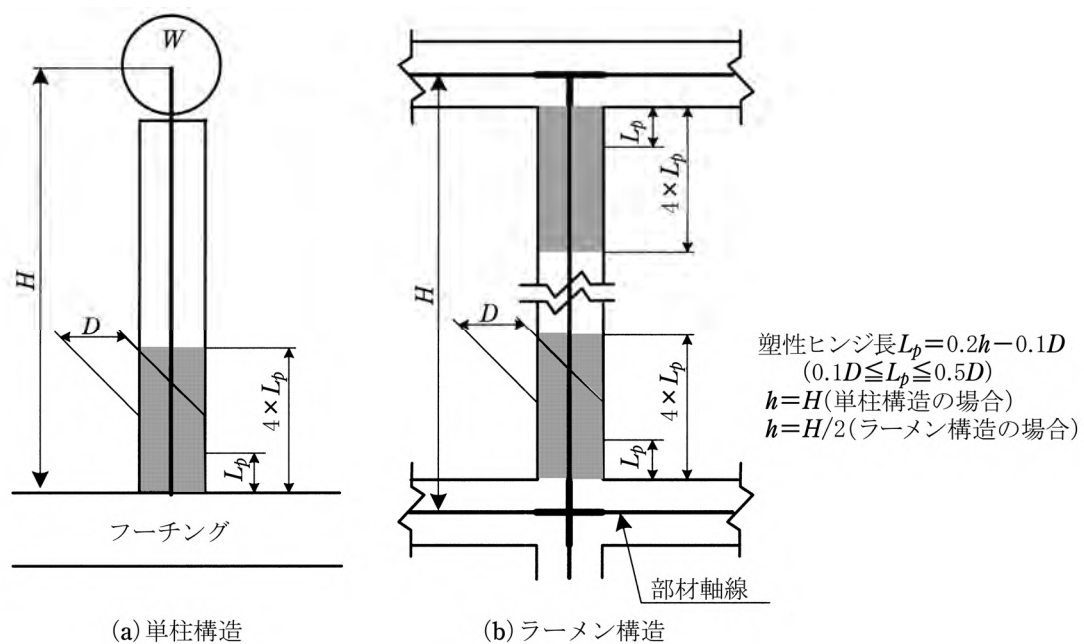


図-14.3-9 塑性ヒンジを考慮する領域

(3) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の配置

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、耐震性能の照査で想定している塑性変形時においても、塑性化を考慮する領域では、軸方向鉄筋の座屈抑制効果と内部コンクリートの拘束効果を確実に保持できるような形式及び間隔で配置する。

帯鉄筋は、直径 13 mm 以上かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さい異形棒鋼とし、(1)の塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表-14.3-5 に示す値以下、かつ、断面高さの 0.2 倍以下とする。ただし、塑性化を考慮する必要がない一般部材の帯鉄筋の間隔は、最大 300 mm まで変化させることができるが、その間隔は、徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。

表-14.3-5 帯鉄筋間隔の上限値

帯鉄筋の直径 ϕ (mm)	$13 \leq \phi < 20$	$20 \leq \phi < 25$	$25 \leq \phi < 30$	$\phi \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値(mm)	150	200	250	300

ア 帯鉄筋の計画

帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は 14.3.2 (7)のいずれかのフックをつけてコンクリート断面を確実に拘束できるように端部にフックをつけて内部コンクリートに定着させる。これは、地震時に正負交番の繰返し変形を受け、被りコンクリートが剥落し、内部コンクリートが損傷することを考慮しておく必要があることから、このような損傷に至っても内部コンクリートを確実に拘束し軸方向鉄筋の座屈を防止しなければならないためである。

表-14.3-6 フックの形状

フックの形式	直線部分長
半円形フック	帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
鋭角フック	帯鉄筋の直径の10倍
直角フック	帯鉄筋の直径の12倍

フックの曲げ内半径 r は、帯鉄筋の直径の2.5倍以上とし、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側の半径である。

また、直角フックは内部コンクリートから抜けだしやすいことから、塑性ヒンジ長の 4 倍の区間では用いないのがよいが、施工上やむを得ない場合は、図-14.3-10 のように被りコンクリートが剥離してもフックがはずれないように帯鉄筋重ね継手部分に中間帯鉄筋のフックをかけ抜け出さないようにする。

帯鉄筋を継ぐ場合は、矩形断面の隅角部以外では帯鉄筋の鉄筋径の 40 倍以上を重ね合わせるとともにフックを設け、矩形断面の隅角部で帯鉄筋を継ぐ場合は半円形フック若しくは鋭角フックにより軸方向鉄筋に定着すれば継手長を設けなくてよい。

なお、帯鉄筋の強度を確実に伝達できるように、十分な施工管理を行った上で溶接継手を用いることもできる。

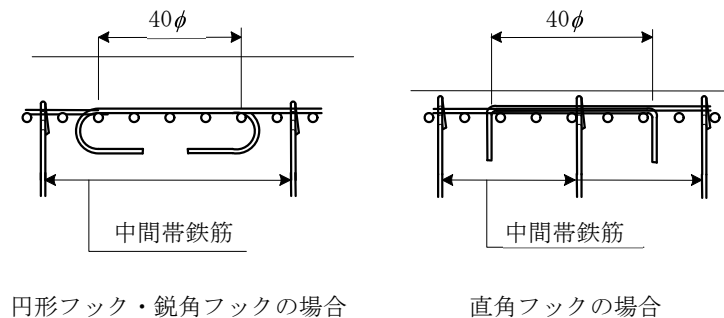


図-14.3-10 帯鉄筋の定着例

なお、安定した拘束効果が得られるようにするために、帯鉄筋の継手位置は橋脚高さ方向に隣接する帯鉄筋相互について千鳥配置になるようにする。

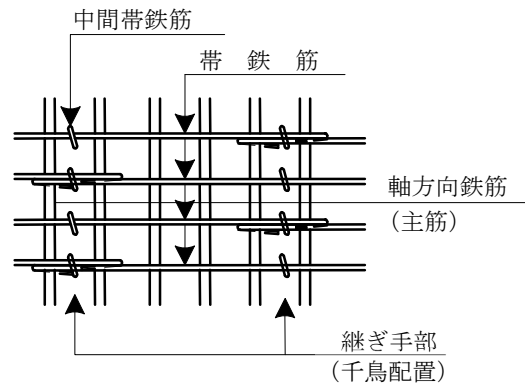


図-14.3-11 帯鉄筋千鳥配置模式立面図

イ 中間帯鉄筋の計画

中間帯鉄筋は、内部コンクリートの拘束効果を高めるために配置する。そこで、中間帯鉄筋は、以下を満足させる。

- (ア) 中間帯鉄筋は、原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。
- (イ) 中間帯鉄筋は、原則として長辺方向及び短辺方向に配置する。
- (ウ) 中間帯鉄筋の断面内配置間隔は、原則として 1m 以内とする。
- (エ) 中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置されるすべての断面で配筋する。
- (オ) 中間帯鉄筋は、原則として断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかける。なお、軸方向鉄筋が 2 段配筋の場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。
- (カ) 帯鉄筋にかける側の中間帯鉄筋の端部は、14.3.2(7)に規定する半円形フック若しくは鋭角フックにより、柱内部のコンクリートに定着することを原則とする。

ただし、施工上の制約などによりやむを得ない場合には、一方のフックを直角フックとしても良い。この場合、フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配筋する。ただし、塑性化を考慮する領域では、計算上の横拘束筋の有効長として、実有効長の 1.5 倍の値を用

いる。

なお、2 組の鉄筋を躯体内部で継ぐ構造とする場合には、躯体外側のフックは、半円形フック若しくは、鋭角フックとし、躯体内側のフックは、いずれのフックとしても良い。

- (※) 中間帯鉄筋がせん断補強筋として確実に機能することを前提にすれば、中間帯鉄筋としては、1 本物の鉄筋あるいは 2 組の鉄筋を継いだもののどちらも使うことが可能である。ただし、断面寸法が大きくなると、両端に半円形フック若しくは鋭角フックを有する 1 本の中間帯鉄筋を施工するのが困難となるため、通常は 2 組の鉄筋を継いだ中間帯鉄筋とすればよい。ここで、2 組の鉄筋の継手構造としては、重ね継手や機械的継手、溶接継手等がある。重ね継手とする場合には、重ね継手長は中間帯鉄筋の直径の 40 倍以上とする。