

## 22 条 特殊な応力その他に対する構造部材の補強

1. 構造物の各部分は、以上の各条に基づく算定のほか、建物の不同沈下による応力、コンクリートの硬化収縮および温度変化などによる自己ひずみ応力、ねじり応力などを考えて、特に問題となるものについてはこれを考慮して、必要に応じて構造部材を補強しなければならない。
2. 構造物の各部分は、建物をモデル化したことによる影響、計算にのらなかった荷重、施工の難易とその不備、ならびに材料の欠点、腐食、摩耗などを考えて、特に問題となるものについてはこれを考慮して、必要に応じて構造部材を補強しなければならない。

これまでの各条では、建物を線材にモデル化し、弾性計算による許容応力度設計法に基づいた計算方法を規定しているが、計算にのるようにモデル化すること自体に、現状との相違が生じている。また、実在の建物では、これまでの各条で考慮し、処理することができた応力のほか、種々の原因によって生じる応力もあり、場合によっては、これらが建物の大きな損傷の原因となる。さらに、許容応力度設計法における短期設計は、必ずしも、建物の地震時や強風時の終局の耐力を評価するだけのものではない。したがって、単に計算によってこれまでの各条の規定を満足するだけでなく、建物全体のバランスを考慮して、構造部材の設計を行うことが望ましい。

第 1 項に挙げたものは、本来計算によって扱うものであるが、現実的には、境界条件や環境条件など、難しい点が多いために、実用的な計算に取り入れていないものである。それぞれ、後で述べるような方針に従って、過度な応力が生じないように配慮し、大きな応力が生じることが予想される場合には、有限要素法解析など、適当な解析法を利用するなど検討し、必要に応じて構造部材を補強するなど、建物の損傷を防止しなければならない。

一方、第 2 項に挙げたものは、理想的にはまったくなくなることが望ましい。建物のモデル化や品質管理、施工管理を厳密に行い、また、環境条件を十分に把握したうえで、適切な材料の選定を行えば、これらの影響は少なくすることができる。

1. 必要に応じて構造部材を補強するなど考慮することが望ましい特殊な応力等

## (1) 不同沈下応力について

建物の不同沈下による応力は意外に大きいものであって、実際の建物について不同沈下量を実測し、これに対応する上部構造の応力を計算してみると短期応力をはるかに上回るような値を得ることが珍しくない。不同沈下による応力は、コンクリートの硬化収縮、温度変化などによって生じる応力と同様に、骨組として内的につり合って生じるものであるから、部材接合部その他を適切に補強して骨組をねばりのあるようにしておけば、地震などの外力に対する終局の強さにはあまり影響しないという考え方もある。しかし、過大な不同沈下は、必ず常時における構造ひび割れの発生を伴うこととなり、決して好ましいことではないので、不同沈下量もある限度内に抑えることが必要である。適切な地盤調査を行い、土質工学の知見を活用すれば、終局不同沈下量を推定することは実務的に可能であるが、不同沈下の限度を決めることは、建物の用途・機能などを総合的に考慮しなければならないので容易ではない。現状では、地盤条件に応じて上部構造の計画、基礎構造の選択、設計などを適切に行い、極力、不同沈下の発生

を避けるよう努めることが望ましい。

上部構造の剛性が高いと基礎の条件は同一でも不同沈下量が減少することは事実であるから、できるかぎり水平方向に連続した壁を設けるとか、基礎梁のせいを十分にとるなどの対策を取ることによって、建物の剛性が高まり、不同沈下量を抑えるための有力な手段となる。この場合、特に建物の下層を剛にすることが望ましく、基礎梁の剛比を最下層内柱の 2~3 倍の値になるよう設計することなどは、一つの実用上の目安となろう。

## (2) 温度、収縮などに基づく自己ひずみ応力について

鉄筋コンクリート造の建物では、コンクリート部材の硬化収縮、乾燥収縮、温度変化による伸縮などが、不静定の骨組に拘束されながら生じるために、骨組各部にいわゆる自己ひずみ応力を生じる。

例えば、収縮の場合には、床スラブではコンクリートに軸方向引張力（建物長手方向に特に大きい）および隅角から中央に向かう引張力〔解図 22.1 (a)〕などを生じ、ラーメンでは柱頭が水平方向に強制変形を受けて生じるラーメン応力〔解図 22.1 (b)〕などとなって現れ、実在の建物のひび割れ原因としてもこの種の応力によるものが多いことが知られている。



(a) 収縮による床スラブの引張応力 (b) 収縮によるラーメンの変形

解図 22.1 収縮による応力と変形

また、温度変化の場合には、部材温度の上昇により膨張し、降下により収縮して、熱ひずみが発生する。そのときに何らかの拘束があれば、熱変形による応力が発生する。温度変化によって伸び縮みしようとする部材の両端を固定し、長さを変化できないようにすると、変化する長さを元に戻そうとするだけの力を部材に加えたことになり応力が生じる。代表的な拘束としては、温度変化の比較的緩やかな地盤内に設置された基礎、水平剛性の大きな耐震壁のような部材などが考えられる。

このような乾燥収縮による応力と温度変化による応力が不利に組み合わせられる場合、あるいは煙突を建物内に内蔵する場合の煙道壁で温度応力の著しい場合などはひび割れがしやすいので、特に注意を要する。

### i) 床スラブの収縮ひび割れ

床スラブの収縮ひび割れの問題は、防水工法に関連して研究されている<sup>1)~3)</sup>。拘束されたスラブの収縮ひび割れは、コンクリートの収縮率がコンクリートの引張限界ひずみを超えたときに発生するが、コンクリートの引張限界ひずみは、コンクリートの引張破断ひずみ度とコンクリートの引張クリープひずみ度の和として与えられる。コンクリートの自由収縮率、引張破断ひずみ度および引張クリープひずみ度は解表 22.1 に示す程度の数値<sup>1)~7)</sup>なので、完全に拘束されたスラブではひび割れの発生を避けることは難しい。

解表 22.1 コンクリートの自由収縮率 ( $\epsilon_1$ ), 引張破断ひずみ度 ( $\epsilon_2$ )  
および引張クリープひずみ度 ( $\epsilon_3$ )

コンクリート種類	使用骨材	$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$
普通コンクリート	砂・砂利	$5\sim 8\times 10^{-4}$	$1\sim 1.2\times 10^{-4}$	$\epsilon_2$ の 1.2 倍～2 倍弱
軽量コンクリート 1 種	砂・人工軽砂利	$5\sim 7\times 10^{-4}$	$1.2\sim 1.6\times 10^{-4}$	$\epsilon_2$ の約 2 倍
軽量コンクリート 2 種	人工軽砂・人工軽砂利	$4\sim 6\times 10^{-4}$	$1.2\sim 1.8\times 10^{-4}$	$\epsilon_2$ の約 2 倍

実在の建物では、自己ひずみ応力によるラーメン変形やラーメン自体の収縮などもあって床スラブの拘束がゆるむと考えられるから、ひび割れは発生しにくくなるはずである。しかし、床スラブは梁などに比べて収縮が早く進行することや、骨組は水平力に対して、普通、剛強に設計されることなどを考えると、現状ではスラブのひび割れは避けられないと考えたほうがよいであろう。特に、スラブの建物長手方向、スラブ隅角部など拘束の強い場所や、屋上スラブ、持出し床（特に、長手方向）など外界の影響を受けやすい位置にあるスラブではひび割れの事例も多いので、ひび割れの害を防ぐよう、適切な配慮をすることが望ましい。ここで、ひび割れによる害を防止するというのは、ひび割れを防止することだけではなく、その幅を小さくするという含まれる。このため、材料的には調合・工法を考えて収縮の小さいコンクリート（密実で単位水量の少ないもの）をつくるよう心がけるべきであり、構造的には溶接金網や鉄筋を入れてひび割れの分散をはかったり、伸縮継手を活用することが望ましい。詳しくは、「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説」<sup>8)</sup>を参照されたい。

#### ii) ラーメンの自己ひずみ応力

温度変化に基づくラーメンの自己ひずみ応力が大きくなる条件は、□温度差が大きい、□部材長さが長い、□拘束が大きい、である。したがって、通常と異なる気温変動が予測される部材、体育館やホールのような大スパン屋根部材を受ける部材、基礎構造に接続する長い部材などを有する建物においては、建設地の気象条件、あるいは室内雰囲気温度を十分に考慮し、設計用の温度変動を適切に設定して設計することが望ましい。

ラーメンの自己ひずみ応力を理論的に計算する方法としては、たわみ角法・固定法などを応用することによって、比較的容易に略算する方法<sup>9)~13)</sup>があつて、弾性的には応力計算を行うことができる。しかし、これによりまともに計算してひび割れを防ごうとすれば相当な断面を要することになり取り扱いにくくなる。一方、実際には鉄筋コンクリート部材のクリープが関係したり、計算の基礎になる部材の硬化収縮、乾燥収縮、温度伸縮などの実状が不明確だったりするので、上記の計算を直ちに実用に供することは難しい。

不同沈下の場合にも述べたように、自己ひずみによる応力は骨組として内的につり合せて生じるもので、部材接合部そのほかを適当に補強し骨組を塑性的にねばりのあるようにしておけば、建物の終局の強さにはあまり影響しないという見方もあるが、あまり過度の応力を常時に生じさせることは望ましいことではないので、長大な建物では伸縮継手を設けるなど、応力の発生を防ぐようにするのがよい。

## (3) 孔のある梁の補強について

鉄筋コンクリート造梁に貫通孔が設けられると、梁の構造性能は低下する。特にせん断耐力の低下は著しいことが知られている。また、開口周辺には応力集中によるひび割れも発生しやすいことから、開口周囲は、適切に補強することが必要である。

せん断耐力に対する補強として、従来、あばら筋と斜め補強筋による工法が一般的であったが、施工が難しいことから、各種の補強方法が考えられてきた。最近では、工場生産による補強金物が市販されており、これらの利用が増えている。

せん断補強が十分に行われても、剛性の低下は補われないので、大きな貫通孔を設けたり、連続した貫通孔を設けることは避けるべきである。現状では、丸孔の直径や長方形孔の梁せい方向の辺長は、梁せいの 1/3 以下とし、同じ梁に 2 個以上の丸孔が設けられる場合、丸孔の中心間隔は、孔径の 3 倍以上とすることが望ましい。

孔が梁のスパンの中央で、かつ高さの中央にあり、かつ、十分に開口補強がされている場合には、曲げ耐力や変形性能に対する影響はほぼ無視できるが、柱際に寄ったり、梁下端方向に偏心すると、無視できないものとなる。しかし、このような研究は十分ではなく、梁のヒンジ域や梁せい方向に偏心した位置に開口がある部材の性状は良くわかっていない部分もある。梁のヒンジ域に孔を設けた場合では、曲げ降伏後に開口周囲がせん断破壊しないためには十分なせん断余裕度を確保する必要があることも指摘されている。したがって、このような位置には、貫通孔を設けないことが望ましい。本規準では、端部にヒンジ域が生じないことが明らかな梁を除いて、原則として梁端部から梁せいの 1.5 倍の範囲には孔を設けないこととする。ここで、梁端部に構造耐力上無視できない袖壁が配置される場合には、梁端部からではなく袖壁の端部からと読み替える。

有孔梁の設計においては、一般の梁と同様に、長期応力と短期応力に対して安全になるように設計をすべきであるが、有孔梁のせん断ひび割れ強度やクリープなどに関する性状に関する研究は少なく、明らかでないので、現状では、その梁を含む架構がメカニズムに達したときのせん断力に対して十分な強度と変形性能が期待できることを確認することとしている場合が多い。本規準でも、同様の設計法を採用することとする。

すなわち、孔位置に生じる長期応力に対して、長期許容応力が下回らないことを確認する。また、孔位置に生じる短期応力に対して、終局強度が十分な余裕をもって上回ることを確認する。ただし、二次設計（建物のメカニズム時に生じる応力に基づく設計）がなされている場合には、短期設計を省略できることとする。なお、以下に規定する孔形状、補強筋配筋などの仕様規定を満足する場合は、孔部分で上下に分割された断面は一体に挙動するものと考えてよく、曲げに対する検討は省略できるものとする。また、有孔梁のせん断終局強度は、孔がない場合の梁のせん断終局強度を下回らないものとする。

小梁に孔を設ける場合には、長期せん断力を 2.5 倍した数値を短期設計用せん断力として用いればよい。

## i) 有孔梁の長期許容せん断力

有孔梁の長期許容せん断力  $Q_0$  は、(解 22.1) 式による。

$$Q_0 = bj \{ \alpha f_s (h_1 + h_2) / D + 0.5_w f_s (p_s - 0.002) \} \quad (\text{解 22.1})$$

記号  $b$  : 梁幅(mm)

$j$  : 梁の応力中心距離(mm)で、(15.2)式に用いるものと同じとする

$\alpha$  : 梁のせん断スパン比  $M/(Qd)$  による割増し係数で、(15.2)式に用いるものと同じとする (孔位置での  $M$  や  $Q$  ではない)

$f_s$  : コンクリートの長期許容せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$h_1$  : 孔位置で孔より下部のコンクリート中実部のせい (mm)

$h_2$  : 孔位置で孔より上部のコンクリート中実部のせい (mm)

$D$  : 梁せい (mm)

$w_f$  : 丸孔の場合は解図 22.2 に示す孔周囲補強筋、長方形孔の場合は解図 22.3 に示す弦材あばら筋のせん断補強に用いる場合の長期許容引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$p_s$  : 丸孔の場合は (解 22.2) 式における孔周囲補強筋比  $p_s$  と、また長方形孔の場合は (解 22.3) 式における弦材あばら筋比  $p_w$  と同じとする

## ii) 単独の丸孔に対する有孔梁のせん断終局強度

(解 22.2) 式に、単独の丸孔に対する有孔梁のせん断終局強度の計算式を示す。この元となった実験式 (下式の  $F_c$  を  $\sigma_B$  とした式) は、実際の梁に近い条件を有する試験体 ( $H/D > 1/3$ ,  $p_s = 0$ ,  $p_s \geq 1.2\%$  のものを含まない) 220 体の実験結果を安全側にまとめたものであり、この式による計算値に対する実験値の比の平均値は 1.10、標準偏差は 0.22 となっている<sup>14),15)</sup>。この比が 1 を下回るものは 220 体中 7 体のみである。また、この式による計算値を曲げ耐力時せん断力の 1.3 倍以上とした梁は、部材角 4/100 程度の正負繰返し加力に対しても耐力低下が少なかったと報告されている<sup>15),16)</sup>。なお、最近、有孔梁の補強に工場生産された特殊な金物を使用する例が増えているが、これらの製品を用いた有孔梁の安全性の評価は、それぞれの製品の認定条件 (本式を準用している場合が多い<sup>16)~18)</sup>) に従えばよい。このほかにもトラス作用を考慮した式も提案されているので、参照されたい<sup>19)</sup>。

$$Q_{suo} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (F_c + 18)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} \left( 1 - 1.61 \frac{H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{p_s s \sigma_y} \right\} bj \quad (\text{解 22.2})$$

ただし、

$Q_{suo}$  : 有孔梁のせん断終局強度で、孔まわり部分で決まる値 (N)

$M/(Qd)$  は 3 以上の場合には 3 とし、1 以下の時は 1 とする。

$k_u$  : 有効せい  $d$  による係数で  $d \geq 400$  mm のときは 0.72 で一定。15 条参照

$k_p$  : 引張鉄筋比  $p_t$  による係数で  $k_p = 2.36(p_t)^{0.23}$

$b, d, j$  : それぞれ梁幅 (mm), 梁有効せい (mm), 応力中心距離 (mm)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$H$  : 孔の直径 (mm)

$H/D \leq 1/3$

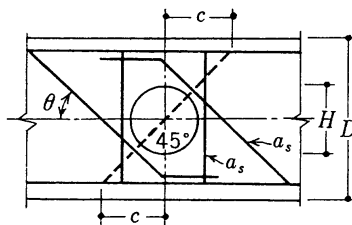
$p_s$  : 孔周囲補強筋比

$p_s = \Sigma(a_s (\sin \theta + \cos \theta)) / (bc)$

$a_s$  : 孔の片側  $c$  の範囲内にある 1 組の補強筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\theta$  : 孔周囲補強筋が材軸となす角度

- $s\sigma_y$  : 孔周囲補強筋の降伏点強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $c$  : 孔周囲補強筋の有効な範囲 [解図 22.2 による]
- $p_t$  : 引張鉄筋比(%)



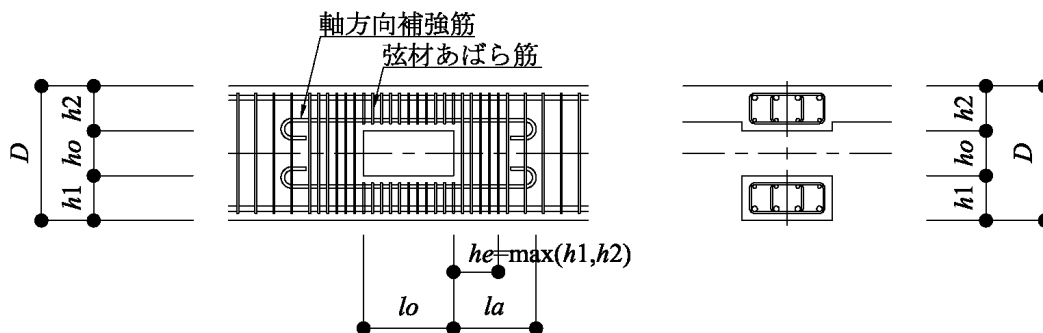
解図 22.2 丸孔ならびに孔周囲補強筋

iii) 複数の丸孔が近接する場合または長方形孔に対する有孔梁のせん断終局強度

同じ梁に 2 個以上の丸孔が設けられる場合、孔の中心間隔を孔径の 3 倍以上とする場合は前項によってそれぞれが単独の丸孔であるとして有効梁のせん断終局強度を計算してよいが、それぞれの間隔が十分に確保されない場合は、複数の丸孔を包含する長方形孔が設けられているものとして有孔梁のせん断終局強度を計算するべきである。

長方形孔に対する開口周囲の補強は、解図 22.3 に示すように、長方形孔上下の弦材に軸方向補強筋とあばら筋を配筋する。弦材には、弦材のせいをこえない範囲でコアコンクリートが区画されるように、適切に中子筋を配筋することが望ましい。孔の左右には、上下の弦材のせい  $h_e$

(下弦材  $h_1$  と上弦材  $h_2$  で異なる場合は大なるほう) 以上の範囲で、弦材に配筋したあばら筋と同じあばら筋量を延長して配筋するものとする。軸方向補強筋の定着長さ  $l_a$  は、孔際から必要定着長さ  $l_{ab}$  かつ  $h_e$  以上とする。軸方向補強筋の定着形式は図中では 180°フック付きとしているが、135°フック付き、90°フック付きとしてもよく、また、直線定着も可とする。



記号

- $D$  : 梁せい (mm)
- $h_o$  : 長方形孔の高さ (mm)  $h_o \leq D/3$
- $h_1$  : 下弦材せい (mm)  $h_1 \geq D/3$
- $h_2$  : 上弦材せい (mm)  $h_2 \geq D/3$
- $h_e$  :  $h_1$  と  $h_2$  の大なるほう (mm)
- $l_o$  : 長方形孔の長さ (mm)  $l_o \leq (2/3)D$

$l_a$  : 弦材に配筋した軸方向補強筋の定着長さ(mm)で、 $l_a \geq l_{ab}$  かつ  $h_e$

### 解図 22.3 長方形孔ならびに開口周囲の補強

この場合の長方形孔に対する有孔梁のせん断終局強度は、上弦材と下弦材それぞれを梁とした場合のせん断終局強度の和とする。上下弦材のせん断終局強度は(解 22.3) 式により算定する。

$$Q_u = b(j_1 + j_2)p_w w f_y \quad (\text{解 22.3})$$

ただし、

$b$  : 梁幅(mm)

$j_1$  : 下端筋の重心位置と下弦材に使用する軸方向補強筋の重心位置の距離(mm)

$j_2$  : 上弦材の重心位置と上弦材に使用する軸方向補強筋の重心位置の距離(mm)

$p_w$  : 弦材あばら筋比 (0.012 を超える場合は 0.012 とする)

$w f_y$  : 弦材あばら筋の短期許容応力度(N/mm<sup>2</sup>)

軸方向補強筋は、(解 22.4) 式により算定する。

$$a = Q_D l_o / \{(j_1 + j_2) f_y\} \quad (\text{解 22.4})$$

ただし、

$a$  : 下弦材・上弦材に使用する軸方向補強筋の必要断面積(mm<sup>2</sup>)

$Q_D$  : 開口中心での終局時せん断力(N)

$l_o$  : 長方形孔の長さ(mm)

$f_y$  : 軸方向補強筋の短期許容応力度(N/mm<sup>2</sup>)

長方形孔は、原則として梁の内法スパンの両側から  $2D$  の範囲内には設けないこととする。ただし、以下の条件をすべて満たす場合は上記の  $2D$  を  $1.5D$  と読み替えてよい。

$$h_1 \geq D/3, h_2 \geq D/3, l_o \leq D/5, h_o \leq D/5$$

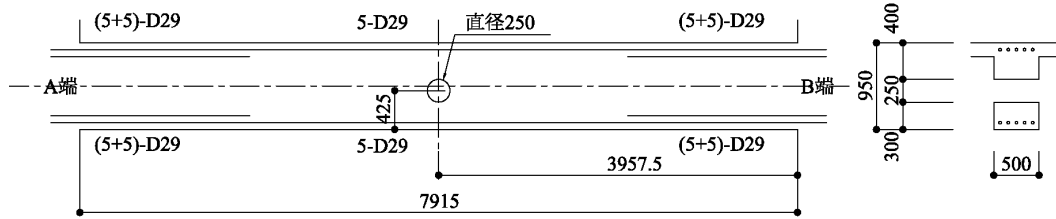
なお、長方形孔に隣接してさらに開口を設ける必要がある場合には、開口中心間隔  $X_o$  は、 $X_o \geq \max(D, 3l_o)$  とする。

#### 【計算例】

(解 22.2)式を用いて、付録 2 の設計例の梁 3BA3 の中央部分に丸孔を設けた場合(解図 22.4) について、有孔梁のせん断終局強度に対する検討を行う計算例を以下に示す。設計用せん断力として 15 条 2 による場合や、開口がないと思ったときのその梁のせん断終局強度とする場合など、いろいろな考え方があがるが、ここでは、梁の両端に降伏ヒンジが生じたときのせん断力にせん断設計上の余裕度を考慮した  $Q_{su}$  を設計用せん断力とした。

梁幅 500mm, 梁せい 950mm, クリアスパン 7.915m の梁の中央部で梁心からやや下の位置に直径 250mm の丸孔を設けるものとする。

梁の主筋は、SD390 を使用するものとし、上端下端とも 5-D29 とする。



解図 22.4 梁の概要

## ①設計条件

梁の内法長さ  $l_0=7915(\text{mm})$

梁断面  $b \times D=500 \times 950(\text{mm})$  両側スラブ付き

孔の直径  $H=250(\text{mm})$

端部梁主筋 A 端上端(5+5)-D29(SD390)  $a_t=10 \times 642=6420(\text{mm}^2)$

B 端下端(5+5)-D29(SD390)  $a_t=10 \times 642=6420(\text{mm}^2)$

中央部梁主筋 上下端とも 5-D29(SD390)  $a_t=5 \times 642=3210(\text{mm}^2)$

端部梁の有効せい A 端上端用  $d=D-d_t=950-112.8=837.2(\text{mm})$

B 端下端用  $d=D-d_t=950-112.8=837.2(\text{mm})$

中央部梁の有効せい 上下端とも  $d=D-d_t=950-74.5=875.5(\text{mm})$

あばら筋 全断面 4-D16(SD295)@200  $a_w=4 \times 199=796(\text{mm}^2)$

スラブ筋(片側 1m 有効とする) 上端は D13(SD295)@200、下端は D10(SD295)@200

$a_s=2 \times (5 \times 127 + 5 \times 71)=1980(\text{mm}^2)$

梁下面からスラブ筋までの距離  $d=D-d_{st}=950-65=885(\text{mm})$

コンクリートの設計基準強度  $F_c=30(\text{N}/\text{mm}^2)$

## ②無孔部分のせん断設計

単純梁としての長期せん断力  $Q_0=0(\text{kN})$

長期せん断力最大値  $Q_L=212(\text{kN})$

A 端上端の曲げ強度  $M_{u上}=0.9 \times 6420 \times 1.1 \times 390 \times 837.2$   
 $+0.9 \times 1980 \times 1.1 \times 295 \times 885$   
 $=2075 \times 10^6 + 512 \times 10^6 = 2587(\text{kNm})$

B 端下端の曲げ強度  $M_{u下}=0.9 \times 6420 \times 1.1 \times 390 \times 837.2$   
 $=2075 \times 10^6 = 2075(\text{kNm})$

せん断設計上の余裕度 この計算例では  $\alpha=1.2$  とする

設計用せん断力  $Q_{UD}=Q_0 + \alpha \times \sum M_u / l_0$   
 $=0 + 1.2 \times (2587 + 2075) / 7.915 = 707(\text{kN})$

中央部引張鉄筋比  $p_t=100 \times 3210 / (500 \times 875.5) = 0.73\%$

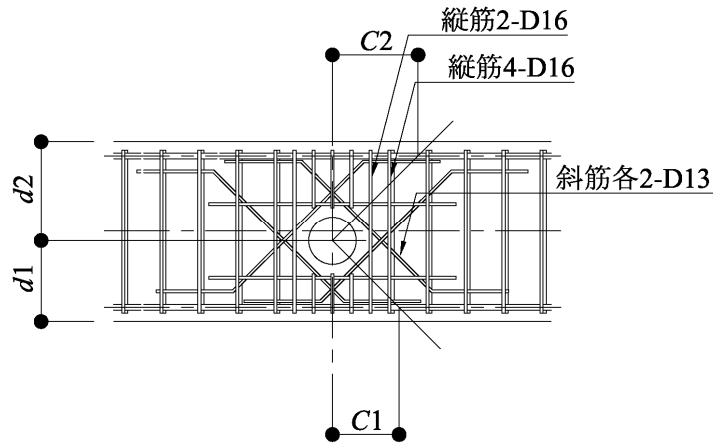
あばら筋比  $p_w=796 / (500 \times 200) = 0.00796$

$M/Qd=2587 / [\{212 + (2587 + 2075) / 7.915\} \times 0.8372]$   
 $=3.86 \rightarrow 3$  とする

$Q_{su} = \{0.053 \times 0.73^{0.23} \times (30 + 18) / (3 + 0.12) + 0.85 \times (0.00796 \times 295)^{0.5}\}$



$$\begin{aligned} & \times 500 \times 875.5 \times 7/8 \\ & = (0.758 + 1.30) \times 383 \times 10^3 = 788(\text{kN}) > Q_{UD} \\ & \text{③孔周囲のせん断設計 (解図 22.5 参照)} \\ & \text{孔周囲補強筋の有効範囲 孔の下側 } c_1 = d_1 - d_t = 425 - 74.5 = 350.5(\text{mm}) \\ & c_1 \text{ 範囲内の補強筋 縦筋 6-D16(SD295), 斜筋 2-D13(SD295)} \\ & c_1 \text{ 範囲内の補強筋比} \\ & p_{s1} = \{6 \times 199 + 2 \times 127 \times (\sin 45^\circ + \cos 45^\circ)\} / (500 \times 350.5) = 0.0089 \\ & \text{孔周囲補強筋の有効範囲 孔の上側 } c_2 = d_2 - d_t = 525 - 74.5 = 450.5(\text{mm}) \\ & c_2 \text{ 範囲内の補強筋 縦筋 6-D16(SD295), 斜筋 2-D13(SD295)} \\ & c_2 \text{ 範囲内の補強筋比} \\ & p_{s2} = \{6 \times 199 + 2 \times 127 \times (\sin 45^\circ + \cos 45^\circ)\} / (500 \times 450.5) = 0.0069 \\ & p_s = \min(p_{s1}, p_{s2}) = 0.0069 \\ & k_u = 0.72 \\ & k_p = 2.36 \times p_t^{0.23} = 2.36 \times 0.73^{0.23} = 2.20 \\ & Q_{suo} = \{0.092 \times 0.72 \times 2.20 \times (30 + 18) / (3 + 0.12) \times (1 - 1.61 \times 250 / 950) \\ & \quad + 0.85 \times (0.0069 \times 295)^{0.5}\} \times 500 \times 875.5 \times 7/8 \\ & = (2.24 \times 0.576 + 1.21) \times 383 \times 10^3 = 958(\text{kN}) > Q_{su}(\text{無孔部分のせん断強度}) \end{aligned}$$



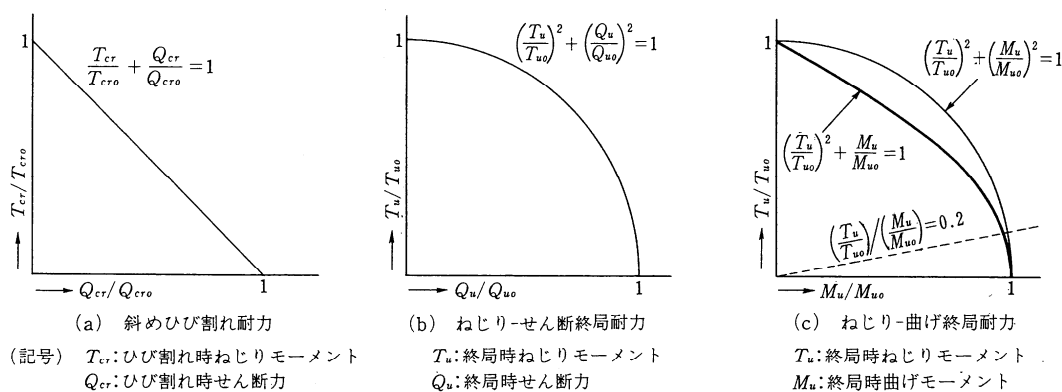
解図 22.5 開口部詳細

(4) ねじり応力について

i) ねじりの影響

ねじりモーメントは、従来二次的なものと考えられ、計算上無視することが多かった。しかし、ねじりモーメントは、部材の構造性能に関し、以下に示すような影響を持つので、設計にあたっては、これらを適切に考慮する必要がある。

- a. ねじり応力に基づく斜張力によって、斜めひび割れが生じることがある。
- b. 斜めひび割れの発生後、ねじり剛性が大幅に低下する。
- c. ねじりモーメントとせん断力および曲げモーメントとの間には解図 22.6 に示すように相互作用があり、斜めひび割れ耐力および終局耐力を相互に低下させる。
- d. ねじりが支配的な場合、補強筋量が少ないと、斜めひび割れの発生後、急激な耐力低下が生じる。

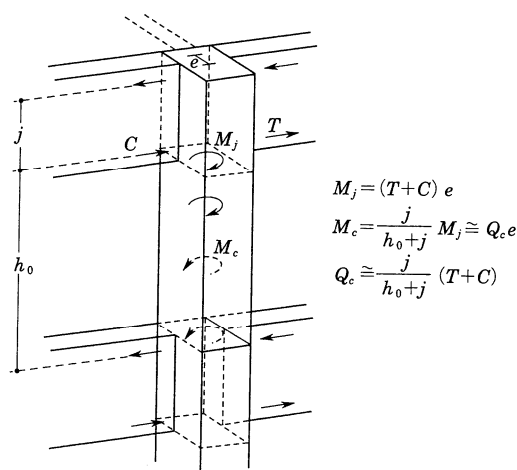


(図中で最後に添字 *o* のついた記号は相互作用のない場合の耐力を意味する)

解図 22.6 長方形断面梁における相関曲線<sup>21)</sup>

斜めひび割れが発生する場合は、ねじりに対する補強筋が必要である。通常、ねじり補強筋として、閉鎖形あばら筋と軸方向筋の組合せ、または、45° 方向のらせん筋を配置する。また、T形梁やL形梁では、ねじりに対してフランジが有効に働くと考えてよい。

1995 年兵庫県南部地震では、梁が柱に偏心接合されている架構の、柱や柱梁接合部にねじりの影響によると思われる被害が見られたと報告されている<sup>20)</sup>。これは、解図 22.7 に示すように、梁の曲げモーメントによる偶力が、接合部パネル上下の水平面において、柱の軸心に対して逆向きのねじりモーメントをもたらし、このねじりモーメントによって、柱のせん断耐力や接合部耐力が低下したのと考えられている。このねじりモーメントによる耐力低下を考慮した、柱や柱梁接合部のせん断設計の方法については、文献 20) に詳しく述べられているので参照されたい。このほか、ねじりについては、文献 21)~24)などを参照するのがよい。



$$M_j = (T+C) e$$

$$M_c = \frac{j}{h_0+j} M_j \cong Q_c e$$

$$Q_c \cong \frac{j}{h_0+j} (T+C)$$

解図 22.7 梁が柱に偏心して取り付く架構に作用するねじりモーメント<sup>20)</sup>

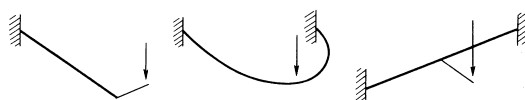
## ii) ねじりを受ける部材の設計の原則

A. 部材に対するねじりの生じ方には、次の 2 種がある。

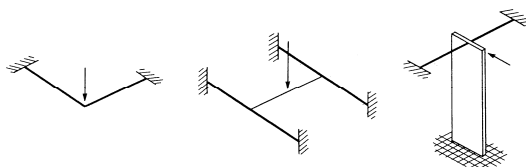
- ねじりモーメントを考慮しないと、つり合い条件が満足されない場合
- ねじりモーメントを考慮しなくても、つり合い条件を満足できる場合（不静定構造の中で、部材間の変形を適合させるために生じるねじり）

一般に、前者をつり合いねじり、後者を変形適合ねじりと呼ぶ。鉄筋コンクリート構造では、ねじりは変形適合ねじりとして作用するように計画するのが原則とする。

つり合いねじりと変形適合ねじりを受ける架構の例を解図 22.8、解図 22.9 に示し、ねじりを受ける部材を太線で示した。



解図 22.8 つり合いねじりの例



解図 22.9 変形適合ねじりの例

B. 変形適合ねじりの場合は、あばら筋量が過少でなければ、斜めひび割れ発生後にねじり剛性低下によるモーメントの再配分が生じ、終局耐力上ねじりの影響を無視することができる<sup>22) ~25)</sup>。したがって、応力計算でねじり剛性を無視した場合は、15 条で定めるあばら筋量以上を配筋することを条件として、ねじり材の断面計算ではねじりの影響を無視してよい。ただし、ねじり材を含む骨組の応力計算で、ねじり剛性を考慮し、ねじりモーメントを無視すると、つ

り合いが成立しなくなるような設計用応力を仮定したときは、算定されたねじりモーメントに対して次項のつり合いねじりの場合と同様に算定する必要がある。

変形適合ねじりの場合でも、ねじり材に常時大きなひび割れが開いていることは好ましくない。したがって、ねじり変形を強制する部材（小梁など）の剛性はできるだけ大きくしておくことが望ましい。既往の実験資料を通観すると、ねじりスパン長さが断面せいの 3 倍以上のときは、ねじり材に強制されるねじり角が  $1.5 \times 10^{-2}$  rad 程度以下であれば問題は少ないと考えられる。小梁を支える大梁の場合は、大梁のねじり剛性を無視して算定される小梁の長期たわみが小梁スパン長さの 1/200 程度以下であれば、過度なひび割れの拡大のおそれはないとしてよからう。また、大梁のひび割れ拡大を防ぐために、大梁断面外周に沿って腹筋（D10 以上）を 300 mm 以下の間隔で配置しておくのがよい。

ねじりモーメントの影響を無視したねじり材に曲げせん断に対する十分な靱性を期待する場合は、短期設計用せん断力  $Q_D$  の値をねじりが作用しない場合より 10~20% 程度割り増しておくことを推奨する。

C. つり合いねじりの場合は、ねじりモーメントに対する断面算定を行わなければならない。つり合いねじりの場合は、設計用応力が斜めひび割れ耐力を超えないようにすることが望ましいが、斜めひび割れが生じるおそれのあるときは、ひび割れ後にねじり剛性が大幅に低下することを考慮しても変形上の支障がないことを確認しておく必要がある。

### iii) ねじりモーメントに対する断面算定

この項では、長方形断面の梁を対象として、ねじりに対する補強筋の算定方法を示す。T 形梁や L 形梁でフランジの効果を算入するときは、文献 22) や 24) などを参照されたい。

#### A. 最少補強筋を配置した梁で許容しうる応力の組合せ

本規準 15 条で規定する最少あばら筋比 (0.2%) を持つ長方形断面梁が、ねじりとせん断を同時に受けるときの設計用ねじりモーメント  $T$  と設計用せん断力  $Q$  は、(解 22.6) 式を満たさなければならない。なお、この場合、設計用ねじりモーメント  $T$  と設計用曲げモーメント  $M$  との比が (解 22.7) 式を満たさないときは、(解 22.8) 式によって求められる合計断面積  $a_s$  を持つ軸方向筋を、曲げモーメントに対して算定される軸方向筋に付加して配置するものとする。

$$(T/T_0)^2 + (Q/Q_0)^2 \leq 1 \quad (\text{解 22.6})$$

$$\text{ここに } T_0 = b^2 D (1.15) f_s / 3$$

$$Q_0 = b j \alpha f_s$$

$$T/M \leq 0.4 / (1 + \omega) \quad (\text{解 22.7})$$

$$a_s = 0.0016 b D (1 + 1/\omega) (\omega f_i / f_t) \quad (\text{解 22.8})$$

記号  $\alpha$  : 15 条参照

$\omega$  :  $d_0 / b_0$ 、ここに、 $d_0$ 、 $b_0$  は、あばら筋の中心線で囲まれたコンクリート核の長辺長さおよび短辺長さ。

$f_s$  : コンクリートの許容せん断応力度

$\omega f_i$  : あばら筋の許容応力度

$f_t$  : 軸方向筋の許容応力度

(解 22.6) 式によって得られる短期許容耐力の上限値は、中山・狩野の提案式<sup>21)</sup>による終局耐力下限値とほぼ等しい値となる。

(解 22.6) 式、(解 22.8) 式は、ねじりと曲げとの相互作用を考慮するためのものである。中山・狩野の提案式に基づいて整理すると、(解 22.7) 式を満たすときは  $(T_u/T_{u0})/(M_u/M_{u0})$  の値が 0.2 以下となり、解図 22.6 (c) によってわかるようにねじりモーメントによる曲げ耐力の低下を無視することができる。(解 22.8) 式は、簡便のため、純ねじりの場合を想定して、0.2% のあばら筋量につり合うために必要な軸方向筋の量を後述の Rausch の式によって求め、これをねじり・曲げ相互作用が無視できない領域に対する付加軸筋量としたものである。ただし、 $d_o/D$  の値を 0.8 と仮定してある。

また、(解 22.6) 式によって得られる長期許容耐力の上限値は、斜めひび割れ発生耐力を安全側に表現していると考えてよい。

## B. ねじり補強筋の算定

土木学会標準示方書<sup>22),23)</sup>や ACI 規準<sup>24)</sup>などには、ねじりに対する補強筋の算定方法が詳細に規定されている。ここでは、簡便でなじみの深い方法として、Rausch の簡易公式<sup>21),26)</sup>を用いる方法を示す。

### a) 計算方針：

曲げ、せん断と同時にねじりを受ける部材の補強筋は、曲げモーメント、せん断力に対してそれぞれ算定される補強筋に、b) 項で算定される補強筋を加算して配筋する。ただし、せん断に対して必要なあばら筋比の値  $p_{ws}$  は 0.1% 以上とし、必要なあばら筋の総量は 1.2% を超えてはならない。また、設計用ねじりモーメントは、(解 22.9) 式を満たさなければならない。

$$T \leq b^2 D f_s (4/3) \quad (\text{解 22.9})$$

### b) ねじりモーメントに対する補強筋の算定：

材軸に沿い、 $x$  の間隔で配置する閉鎖形あばら筋 1 本の必要断面積  $a_1$  は (解 22.10) 式による。

$$a_1 = Tx / (2_w f_t A_0) \quad (\text{解 22.10})$$

軸方向筋の必要全断面積  $a_s$  は (解 22.11) 式で求め、断面の外周に沿って 300 mm 以下の間隔で均等に配筋する。

$$a_s = T \psi_0 / (2 f_t A_0) \quad (\text{解 22.11})$$

記号

$T$  : 設計用ねじりモーメント

$\psi_0, A_0$  : あばら筋の芯で囲まれたコンクリート核の周長と断面積

$x$  : あばら筋の間隔

$w f_t, f_t$  : あばら筋と軸方向筋の許容応力度

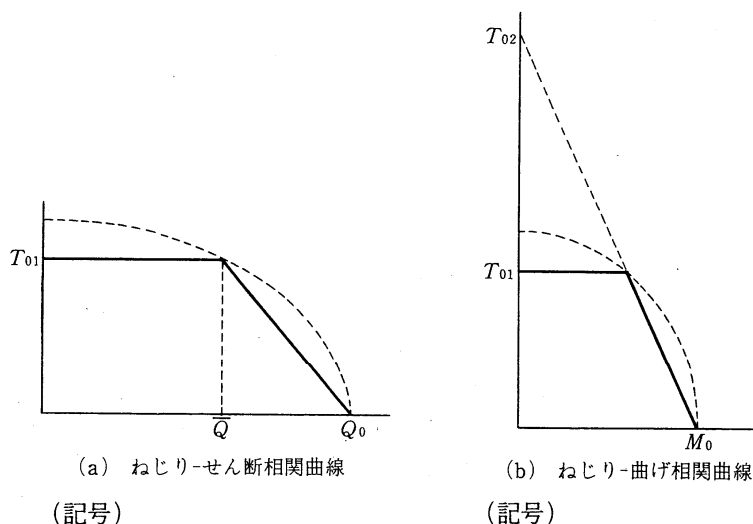
c) 上記の方法は、同一断面・同一配筋の梁で、ねじりとせん断、ねじりと曲げに対してそれぞれ解図 22.10 に実線で示すような相関曲線を仮定することに当たる。

あばら筋のうち、少なくとも 0.1% をせん断用として考慮するようにしたのは、ねじりに対して余力のある設計にすることと、相関曲線の凸部が危険側にならないようにするためである。

また、Rausch の簡易公式は、ねじり応力度が約 0.2 を超えると危険側になるところから<sup>21)</sup>、

ねじりに対して補強可能な限度を設けた。

文献 24) には、斜めひび割れ耐力を保持するために必要な補強筋の量を求める式が示されている。つり合いねじりを受ける部材に靱性を与えるための方法については、文献 21), 27) などを参照されたい。



$$T_{01} = \frac{2 a_1}{x} A_0 w f_t$$

かつ

$$\leq \frac{b^2 D}{3} 4 f_s$$

$$Q_0 = b j \{ \alpha f_s + 0.5 (p_w - 0.002) w f_t \}$$

$$\bar{Q} = Q_0 - 0.5 \frac{j}{A_0} T_{01}$$

かつ

$$\geq b j \{ \alpha f_s - 0.0005 w f_t \}$$

$$T_{02} = \frac{2 a_s}{\phi_0} A_0 s f_t$$

$$M_0 = a_s j s f_t$$

解図 22.10 ねじりモーメントを受ける材の設計用相関曲線

#### 【計算例】小梁を支える大梁のねじりに対する検討

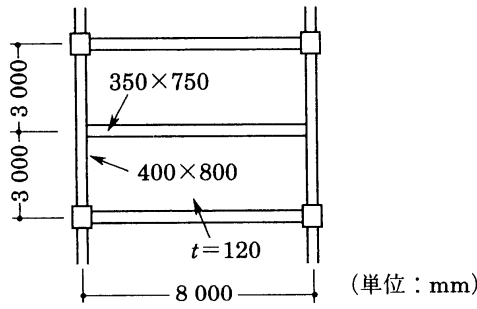
小梁を支えることによって大梁に生じるねじりを検討する場合、前述したように、ねじりによる影響を特に考えない代わりに、梁の短期設計用せん断力を割増しする方法と、ねじりモーメントによるせん断力の増加を計算し、補強を行う方法とがある。

ここでは、ねじりモーメントの影響を考慮した場合の補強量の計算の一例を示す。

#### ①設計条件

大梁の主筋は、SD345 の D22 を使用し、大梁の断面は 400mm×800mm とし、 $d=740$  mm (下端引張)、710mm (上端引張、2 段配筋) とし、せん断補強筋は SD295A の D10 を使用するものとする。コンクリートは  $F_c=24\text{N/mm}^2$  とする。

大梁の伏図を解図 22.11 に、設計用の曲げモーメントとせん断力を解表 22.2 に示す。



解図 22.11 床伏図

解表 22.2 大梁の設計用の曲げモーメントとせん断力

		端 部	中央部
長 期	M	-120 kNm	85 kNm
	Q	95 kN	
水 平 力	M	±210 kNm	0
	Q	140 kN	
短 期	M	-330 kNm	85 kNm
	Q	90 kNm 235 kN	

床荷重  $w=7\text{kN/m}^2$

小梁自重  $=0.35 \times (0.75 - 0.12) \times 24 = 5.29\text{kN/m}$

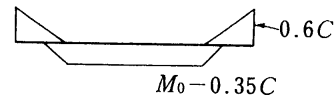
②小梁の応力

$w_b = 7 \times 3 + 5.29 = 26.3\text{kN/m}$

$W = 26.3 \times 8 = 210.4\text{kN}$

$C = 0.083Wl, M_0 = 0.125Wl$

$0.6C = 84\text{kNm}, M_0 - 0.35C = 162\text{kNm}$



解図 22.12 小梁の曲げモーメント図

③大梁のねじりモーメント  $T = 0.6C/2 = 84/2 = 41\text{kNm}$

④ (解 22.6)式による検討

解表 22.3 (安全側として,  $\alpha = 1$  とする)

	長 期	短 期
$T_0 = b^2 D(1.15)f_s/3$	36.3 kNm	54.4 kNm
$Q_0 = bja f_s$	194 kN	291 kN

i) 長期  $(41/36.3)^2 + (95/194)^2 = 1.49 > 1$

したがって、最少配筋では不可。長期荷重によって斜めひび割れが発生するので、小梁は、単純支持などを仮定してたわみ障害が生じないことを確認する。

$$\text{ii) 短期 } (41/54.4)^2 + (95/291)^2 = 1.22 > 1$$

短期に対しても補強が必要

⑤ねじりに対する大梁の補強

$$A_0 = (400 - 45 \times 2) \times (800 - 45 \times 2) = 220100 \text{ mm}^2$$

$$\psi_0 = \{(400 - 45 \times 2) + (800 - 45 \times 2)\} \times 2 = 2040 \text{ mm}$$

i) あばら筋：(解 22.10)式より

$$2a_t/(b_x) = p_w = T/(w_f A_0 b) = 0.0023 \text{ (長期)}, 0.00158 \text{ (短期)}$$

ii) 軸方向筋：(解 22.11)式より

$$a_s = T\psi_0/(2f_t A_0) = 864 \text{ mm}^2 \text{ (長期)}$$

$$= 551 \text{ mm}^2 \text{ (短期)}$$

⑥曲げモーメントおよびせん断力に対する算定

i) 曲げモーメントに対する梁主筋断面積の算定：

$$\text{(長期) 端部, 上端: } 120000/(0.22 \times 710 \times 7/8) = 877 \text{ mm}^2$$

$$\text{中央部, 下端: } 85000/(0.22 \times 740 \times 7/8) = 597 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D22}$$

$$\text{(短期) 端部, 上端: } 330000/(0.345 \times 710 \times 7/8) = 1540 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\text{-D22}$$

$$\text{下端: } 90000/(0.345 \times 740 \times 7/8) = 403 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D22}$$

$$\text{中央部, 上端: } 0 \text{ mm}^2 \rightarrow 2\text{-D22}$$

$$\text{下端: } 85000/(0.345 \times 740 \times 7/8) = 380 \text{ mm}^2$$

ii) せん断力に対する算定： $Q_D = 235 \text{ kN}$

$$p_w = \{Q_D/(b_j) - \alpha f_s\} \times 2 \div w_f + 0.002 = 0.0005 \text{ } (\alpha = 1 \text{ とする})$$

⑦曲げ補強筋，せん断補強筋の加算

ねじりに対する軸方向補強筋として，腹筋 4-D13 (508mm<sup>2</sup>) を配筋する．さらに，ねじりに必要な軸筋断面積から腹筋断面積を差し引いて，足りない分を上下に分けて，曲げに必要な主筋に加算した断面積に対して配筋する．

短期の場合では， $(551 \text{ mm}^2 - 508 \text{ mm}^2) \div 2 = 21.5 \text{ mm}^2$  を，

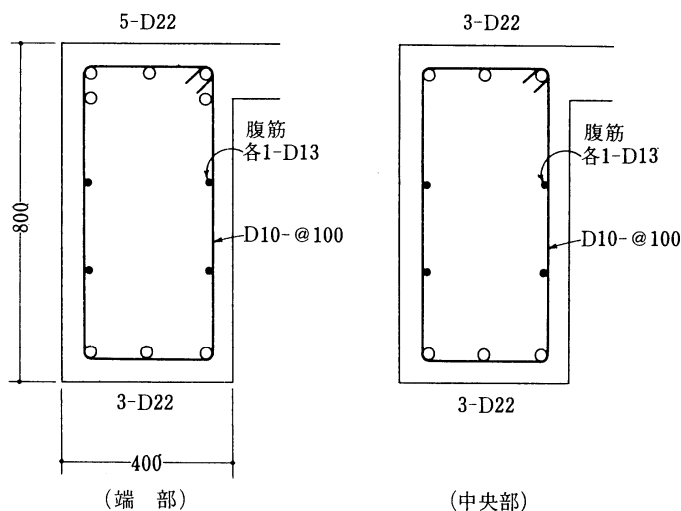
長期の場合では， $(864 \text{ mm}^2 - 508 \text{ mm}^2) \div 2 = 178 \text{ mm}^2$  を上下に割り振る．

解表 22.4

			曲げ補強，せん断補強		ねじり補強筋の加算	配筋
			長期	短期		
端部	$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	上端	877	1540	1540 + 21.5 = 1562	5-D22
		中間	—	—	508	4-D13
		下端	0	403	403 + 21.5 = 425	2-D22
	$p_w$	(%)	0 → 0.1	0.05 → 0.1	0.1 + 0.233 = 0.34	□D10@100
中央部	$a_t$ (mm <sup>2</sup> )	上端	0	0	0 + 178 = 178	2-D22
		中間	—	—	508	4-D13
		下端	597	380	597 + 178 = 775	3-D22
	$p_w$	(%)	(0.1)	(0.1)	(0.34)	□D10@100

⑧大梁断面図を解図 22.13 に示す．





解図 22.13 大梁断面配筋

- 1) 狩野春一・仕入豊和：コンクリートの収縮拘束きれつ発生装置に関する研究，日本建築学会論文報告集，No.66（昭 35.10）ほかの一連の論文。
- 2) 大野和男：モルタルおよびコンクリートの乾燥収縮ときれつ防止に関する研究，北海道大学工学部研究報告，No.9（昭 28.12）。
- 3) 田中一彦：コンクリートの乾燥による自由収縮とキレツに関する研究，日本建築学会論文報告集，No.52（昭 31.3）。
- 4) 白山和久：軽量コンクリートの調合方法の検討，日本建築学会論文報告集，No.54（昭 31.9）。
- 5) 武藤 清：エキスパンションジョイントの研究，日本建築学会論文報告集，No.54（昭 31.9）。
- 6) 向井 毅：鉄筋で拘束されたコンクリートの乾燥収縮およびきれつに関する検討，コンクリートジャーナル，Vol.8，No.11（昭 45）。
- 7) 日本コンクリート工学協会：コンクリート便覧 [第二版]，技報堂（1996）。
- 8) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説」(2006)。
- 9) 青山博之・梅村 魁：構造物の自己ひずみ応力（第 1 報）鉄筋コンクリート建物の温度応力，日本建築学会論文報告集，No.54（昭 31.9）ほか。
- 10) 小幡 守：矩形ラーメンの温度応力について その 1，日本建築学会研究報告，No.35-1（昭 31.6）ほか。
- 11) 梅村 魁・園部泰寿・青山博之：ラーメンの温度応力の略算法（第 3 報），日本建築学会研究報告，No.39（昭 32.8）ほか。
- 12) 武藤 清：耐震設計シリーズ 2，鉄筋コンクリート構造物の塑性設計，丸善（昭 39.8）。
- 13) 武藤 清：耐震設計シリーズ 5，構造力学の応用，丸善（昭 42.5）。
- 14) 広沢雅也・清水 泰：鉄筋コンクリート造有孔ばりのせん断強度と靱性，建築技術（昭 54.3）。

- 15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料—鉄筋コンクリート有孔ばりの強度と靱性（昭 62.9）.
- 16) 東 洋一・遠藤利根穂・清水 泰・日向俊二：鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断補強方法に関する実験研究，第 4 回コンクリート工学年次講演会講演論文集（昭 57.5）.
- 17) 佐藤立美：薄肉鋼板で補強した鉄筋コンクリート有孔梁の耐力に関する実験的研究，日本建築学会中国支部研究報告第 7 号（昭 62.3）.
- 18) 岸田慎司・牛垣和正・杉浦泰樹・林 静雄：鉄筋コンクリート造有孔梁のせん断補強法に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 17-2（1995）.
- 19) 日本建築学会：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）.
- 20) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後の RC 構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—(1998).
- 21) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，35 章～37 章（昭 62.9）.
- 22) 土木学会編：コンクリート標準示方書，構造性能照査編，6.4（2002.3）.
- 23) 土木学会編：コンクリート標準示方書，構造性能照査編，7 章（2002.3）.
- 24) American Concrete Institute：Building Code Requirements for Structural Concrete（ACI 318-05）and Commentary（ACI 318 R-05），11.6-Design for Torsion（2005）.
- 25) M.P. Collins, P. Lampert：Redistribution of Moments at Cracking—The Key to Simpler Torsion Design？, Publication No.71-21, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, February 1971.
- 26) E. Rausch：Bewehrung des Eisenbetons gegen Verdrehung und Abscheren, Berlin, 1938, Springer.
- 27) 竹村寿一・狩野芳一・中山達雄：ねじりと曲げせん断をうける部材のじん性制御の可能性について，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集（1984）.