

PRC はりの最小鋼材量に関する検討

出雲淳一

正会員 工博 関東学院大学教授 工学部土木工学科 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦 4834)

本研究は、PRC(Prestressed Reinforced Concrete)はりの設計を例にとり、曲げおよびせん断に対してぜい性破壊を生じないための最小鋼材量について検討を行うことを目的としている。本研究では、現行のコンクリート標準示方書の終局耐力算定方法に基づいて、コンクリート強度およびプレストレスの導入レベルをパラメータとして、必要とされる最小鋼材量の数値解析を行い、その定量化を試みている。また、国内外の種々の設計規準および現行のコンクリート標準示方書との比較も行いながら、PRCはりの曲げおよびせん断に対する最小鋼材量の考え方をまとめている。

Key Words : PRC(PPC), minimum reinforcement, level of prestressing, concrete strength, cracking moment, brittle failure

1. はじめに

曲げを受けるはり部材が、鉄筋コンクリート（以下 RC と呼ぶ）としての曲げ性状を呈するためには最低限の鉄筋を軸方向に配置することが必要とされている。これは、引張鉄筋の量が極端に小さくなると、曲げひび割れ発生荷重が降伏荷重あるいは最大耐力を上回ることになり、曲げひび割れが発生すると直ちに鉄筋が降伏あるいは破断に至り、その結果ぜい性的な破壊性状を示すことになるからである。そのために土木学会「コンクリート標準示方書(平成8年度制定)」¹⁾では、主として曲げを受けるはり部材に対して引張鉄筋比を0.2%(T形断面の場合には0.3%)以上、軸方向に配置することが規定されている。

PRC(Prestressed Reinforced Concrete)の場合には、予めプレストレスが導入されているために、RCに比べて一般にひび割れ発生荷重は高く、ひび割れ発生後の鋼材が負担する引張力の増加はプレストレスのない場合に比べ大きくなると考えられる。その結果、PRCに必要とされる最小鋼材量も増加すると考えられる。しかし、その一方では、PC鋼材の降伏点強度は鉄筋に比べ高いので、ひび割れ発生後の引張力の増加に対しても応力度に余裕があるために、必要とされる最小鋼材量はそれ程増加しないと考えられる。PRCはりの場合、曲げに対して必要とされる最小鋼材量はRCの場合のそれに比べ、どうあるべきかと

ということが、著者の知る限りでは、必ずしも明確にされていないようである。また、土木学会「コンクリート標準示方書(平成8年度制定)」では、高強度コンクリートに関する規定が新たに追加されるようになり、コンクリートの設計基準強度として80N/mm²までが明記されるようになった。高強度のコンクリートを用いる場合、ひび割れ発生荷重は高くなり、ぜい性破壊を避けるための最小鉄筋量は増加する傾向にある。それに対する最小鋼材量の考え方が同示方書「6.2.2構造細目」の解説に示されているが、プレストレスがある場合については考慮されていない。すなわち、現行示方書では、曲げを受けるはりの軸方向の最小鉄筋量の規定は、RCを基本としており、プレストレスが作用するはりに対しては、RCの規定をそのまま適用していると判断されるのである。

一方、棒部材のせん断破壊に対して、同示方書「6.3.8構造細目」では、斜めひび割れ発生後急激な破壊が生じないように0.15%以上のスターラップを部材全長にわたって配置することが規定されている。しかし、このスターラップの鉄筋量は、プレストレスの有無およびコンクリート強度とは無関係であり、合理的な根拠に基づいているとは言い難いようである。

最小鋼材量の規定が、実際の設計において必要とされる鋼材量の決定に影響を及ぼすことは少ないと考えられる。しかし、曲げおよびせん断に対する現行示方書の最小鋼材量に関する規定がプレストレス

コンクリート（以下PCと呼ぶ）の場合にも適用できるかどうかを検討する必要はあると考えられる。このような理由から、PRCはりの設計例をモデルケースにとり、曲げおよびせん断に対してぜい性破壊を生じないための最小鋼材量について、コンクリート強度およびプレストレスの導入レベルをパラメータにして、現行示方書に基づいて検討を行うことにした。さらに、最小鋼材量に関する種々の設計規準と現行のコンクリート標準示方書との比較検討を行った。以下に、その検討結果を報告する。

2. 各国の設計規準における最小鋼材量の取り扱い

国内外の種々の設計規準における最小鋼材量の取り扱いについて、以下に概観してみる。表-1は、土木学会¹⁾、建築学会^{2), 3)}、PPC構造設計指針(案)⁴⁾、ACI^{5), 6)}、CEB-FIP⁷⁾、Eurocode^{2⁸⁾}などの各々の設計規準における最小鋼材量の取り扱いについてまとめたものである。表中の諸規準の式に用いられている記号は、同じ意味で用いられていても、それを同じ記号で統一することはせずに、原文のままの式を表-1で紹介している。これらの規準を要約すると以下の通りである。

(1) 土木学会

コンクリート標準示方書では、「10.8.2 最小鋼材量」の解説において、「ポストテンション方式によるプレレストコンクリート部材については、付着のある緊張材を含めた全鋼材量をコンクリート全断面積の0.15%以上配置するのが望ましい」ことが記載されている。さらに、主として曲げを受けるはり部材に対しては、最小鉄筋量の規定「6.2.2 構造細目」を参照することになっており、引張鉄筋比を矩形断面の場合0.2%、T形断面の場合には0.3%以上を軸方向に配置することが規定されている。また、ぜい性的な破壊を防止するための最小鉄筋量は、使用するコンクリート強度と鉄筋の降伏点強度の組み合わせによって変わるために、「6.2.2 構造細目」の解説において矩形断面の場合の最小鉄筋量をコンクリート強度と降伏点強度とで表わす算定式が示されている。

PRCの場合、曲げに対する引張材として鉄筋とPC鋼材が併用されるが、その場合の最小鉄筋量にPC鋼材量を含めるかどうか、またPC鋼材をどの程度見込むかなどについて、同示方書では明確に示されていない。終局曲げ耐力の算定においては鉄筋のみならずPC鋼材の引張抵抗力も考慮しているにも関わらず、曲げを受ける場合のぜい性的な破壊防止に対す

る最小鋼材量については、現行示方書では、鉄筋のみを考慮して対処する考え方のように見受けられる。

一方、せん断破壊に対する最小鉄筋量に関しては、コンクリート標準示方書「6.3.8 構造細目」において、棒部材がせん断で急激に破壊することを防ぐために、鉛直スターラップを棒部材全長にわたって0.15%以上配置することが規定されている。このスターラップの最小量は、コンクリート強度およびプレストレスの有無に関らず一定の値となっている。

(2) 建築学会

建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説においては、最小引張鉄筋比を矩形ばりとT形ばりと一括して、0.4%以上としている。ウォールゲーターや基礎ばりではひび割れの危険も少なく、現実には0.4%以上の引張鉄筋を配置することができないので、存在応力による必要量の4/3倍という緩和規定も併記されているが、一般のはりの場合、0.4%以上の引張鉄筋を配置することになる。また、プレレスト鉄筋コンクリート（Ⅲ種PC）構造設計施工指針・同解説において、PRCはりの場合の最小引張鉄筋比が示されている。最小引張鉄筋比は、有効プレストレスが小さくなるのに伴ないRCの規定に近づき、逆に有効プレストレスが増加するのに伴い、最小値として0.2%まで低減することができることが規定されている。この場合、PC鋼材量は最小引張鉄筋比には考慮しないことが解説に記述されている。

一方、せん断に対しては、あばら筋をはり全せいの1/2かつ25cm以下の間隔で、0.2%以上配置することが規定されている。しかし、引張鉄筋およびせん断補強筋の最小量に関する規定において、高強度コンクリートおよびプレストレスに関する記述は見受けられない。

(3) PPC構造設計規準(案)

PPC構造設計規準(案)は、その拠り所を土木学会コンクリート標準示方書に置いている。したがって、最小鋼材量の規定は前述の土木学会コンクリート標準示方書の規定と基本的には同じであり、主として曲げを受けるはり部材に対して、引張鉄筋比を矩形断面の場合0.2%、T形断面の場合には0.3%以上を軸方向に配置するか、あるいはコンクリート断面の0.1%以上配置することが規定されている。PCの設計を考慮して、最小鋼材量に対するPC鋼材の取り扱いがより具体的に記述されており、最小鋼材量の算定に際し、PC鋼材を鉄筋とみなす場合には、鋼材の降伏点強度の比率で鉄筋に換算してもよいことが解説で示されている。

表-1 各国の設計規準における最小鋼材量の規定

	曲げに対する最小鋼材比	せん断に対する最小鋼材比																																							
土木学会	$p_{min} = \frac{A_s}{b_w d} = \begin{cases} 0.002 \text{ (矩形断面)} \\ 0.003 \text{ (T形断面)} \end{cases}$ $p_{min} = 0.058 \left(\frac{h}{d} \right)^2 \frac{f_{cd}^{2/3}}{f_{sy}}$ <p>ここに、A_s:鉄筋の断面積、b_w:腹部幅、d:有効高さ h:はりの高さ、f_{cd}:コンクリートの圧縮強度 f_{sy}:鉄筋の降伏点強度</p>	$p_{w,min} = \frac{A_{sw}}{b_w s} = 0.0015$ <p>ここに、A_{sw}:鉛直スターラップの断面積 b_w:腹部幅 s:スターラップの配置間隔</p>																																							
建築学会	$p_{min} = \frac{a_t}{bd} = 0.004 \quad (\text{RC})$ $p_{min} = \frac{a_t}{bd} = \left(0.4 - 2.0 \frac{\sigma_g}{F_c} \right) \cdot \frac{1}{100} \quad (\text{PRC})$ <p>ここに、a_t:引張鉄筋断面積、b:はり幅 d:圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離 σ_g:有効平均プレストレス F_c:コンクリートの設計基準強度</p>	$p_{w,min} = \frac{a_w}{bx} = 0.002$ <p>ここに、a_w:1組のあばら筋の断面積 b:はり幅、x:あばら筋間隔</p>																																							
PPC 構造 設計規準 (案)	$p_{min} = \frac{A_s + 0.5A_p (f_{py} / f_{sy})}{b_w d} = \begin{cases} 0.002 \text{ (矩形断面)} \\ 0.003 \text{ (T形断面)} \end{cases}$ <p>ここに、A_s:鉄筋の断面積、A_p:P C鋼材の断面積、 b_w:腹部幅、d:有効高さ、 f_{sy}:鉄筋の降伏点強度、f_{py}:P C鋼材の降伏点強度</p>	$p_{w,min} = \frac{A_{sw}}{b_w s} = 0.0015$ <p>ここに、A_{sw}:鉛直スターラップの断面積 b_w:腹部幅 s:スターラップの配置間隔</p>																																							
ACI 318 ACI 439	$p_{min} = \frac{200}{f_y}$ $p_{min} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \frac{e'_{cu} + e_{su}}{e'_{cu} + e_{su}}$ <p>ここに、f'_c:コンクリートの圧縮強度[psi]、 f_y:鉄筋の降伏点強度[psi]、 β_1:等価応力ブロック換算係数、 e'_{cu}:コンクリートの終局ひずみ(0.003)、 e_{su}:鉄筋の破断ひずみ</p>	$p_{w,min} = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{50}{f_y}$ $p_{w,min} = \frac{A_v}{b_w s} = \frac{A_{ps} f_{pu}}{80 f_y b_w d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ <p>ここに、A_v:スターラップの断面積、b_w:腹部幅 s:スターラップの配置間隔、d:有効高さ、 A_{ps}:P C鋼材の断面積、 f_y:鉄筋の降伏点強度[psi]、 f_{pu}:P C鋼材の引張強度[psi]</p>																																							
CEB-FIP Model Code 90	$p_{min} = \frac{A_s}{b_i d} = \begin{cases} 0.0015 \text{ (S400, S500)} \\ 0.0025 \text{ (S220)} \end{cases}$ <p>ここに、A_s:鉄筋の断面積 b_i:腹部幅 d:有効高さ</p>	$p_{w,min} = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha}$ <p>ここに、A_{sw}:スターラップの断面積、b_w:腹部幅 s:スターラップの配置間隔 α:スターラップの角度</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">コンクリート</th> <th colspan="3">最小鉄筋比 $p_{w,min}$</th> </tr> <tr> <th>鉄筋 S220</th> <th>鉄筋 S400</th> <th>鉄筋 S500</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>C12</td><td>0.0015</td><td>0.0008</td><td>0.0006</td></tr> <tr><td>C20</td><td>0.0020</td><td>0.0011</td><td>0.0009</td></tr> <tr><td>C30</td><td>0.0026</td><td>0.0015</td><td>0.0012</td></tr> <tr><td>C40</td><td>0.0032</td><td>0.0018</td><td>0.0014</td></tr> <tr><td>C50</td><td>0.0037</td><td>0.0021</td><td>0.0016</td></tr> <tr><td>C60</td><td>0.0042</td><td>0.0023</td><td>0.0018</td></tr> <tr><td>C70</td><td>0.0046</td><td>0.0026</td><td>0.0020</td></tr> <tr><td>C80</td><td>0.0051</td><td>0.0028</td><td>0.0022</td></tr> </tbody> </table>	コンクリート	最小鉄筋比 $p_{w,min}$			鉄筋 S220	鉄筋 S400	鉄筋 S500	C12	0.0015	0.0008	0.0006	C20	0.0020	0.0011	0.0009	C30	0.0026	0.0015	0.0012	C40	0.0032	0.0018	0.0014	C50	0.0037	0.0021	0.0016	C60	0.0042	0.0023	0.0018	C70	0.0046	0.0026	0.0020	C80	0.0051	0.0028	0.0022
コンクリート	最小鉄筋比 $p_{w,min}$																																								
	鉄筋 S220	鉄筋 S400	鉄筋 S500																																						
C12	0.0015	0.0008	0.0006																																						
C20	0.0020	0.0011	0.0009																																						
C30	0.0026	0.0015	0.0012																																						
C40	0.0032	0.0018	0.0014																																						
C50	0.0037	0.0021	0.0016																																						
C60	0.0042	0.0023	0.0018																																						
C70	0.0046	0.0026	0.0020																																						
C80	0.0051	0.0028	0.0022																																						

表-1 各国の設計規準における最小鋼材量の規定 (続き)

	曲げに対する最小鋼材比	せん断に対する最小鋼材比																			
Eurocode 2	$p_{min} = \frac{A_s}{b_f d} = \frac{0.6}{f_{yk}} \geq 0.0015$ <p>ここに、A_s：鉄筋の断面積 b_f：腹部幅、d：有効高さ f_{yk}：鉄筋の降伏点強度</p>	$p_{w,min} = \frac{A_{sw}}{sb_w \sin \alpha}$ <p>ここに、A_{sw}：スターラップの断面積、b_w：腹部幅 s：スターラップの配置間隔 α：スターラップの角度</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">コンクリート</th> <th colspan="3">最小鉄筋比 $p_{w,min}$</th> </tr> <tr> <th>鉄筋 S220</th> <th>鉄筋 S400</th> <th>鉄筋 S500</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>C12, C20</td> <td>0.0016</td> <td>0.0009</td> <td>0.0007</td> </tr> <tr> <td>C25-C35</td> <td>0.0024</td> <td>0.0013</td> <td>0.0011</td> </tr> <tr> <td>C40-C50</td> <td>0.0030</td> <td>0.0016</td> <td>0.0013</td> </tr> </tbody> </table>	コンクリート	最小鉄筋比 $p_{w,min}$			鉄筋 S220	鉄筋 S400	鉄筋 S500	C12, C20	0.0016	0.0009	0.0007	C25-C35	0.0024	0.0013	0.0011	C40-C50	0.0030	0.0016	0.0013
	コンクリート	最小鉄筋比 $p_{w,min}$																			
鉄筋 S220		鉄筋 S400	鉄筋 S500																		
C12, C20	0.0016	0.0009	0.0007																		
C25-C35	0.0024	0.0013	0.0011																		
C40-C50	0.0030	0.0016	0.0013																		

せん断に対しても、コンクリート標準示方書と同様に鉛直スターラップを棒部材全長にわたって0.15%以上スターラップを配置することが規定されている。

(4) ACI

ACI 318委員会の設計規準においては、曲げに対する最小鉄筋比は、表-1中に示されるように鉄筋の降伏点強度の関数として与えられる。また、ACI 439委員会報告は、ぜい性破壊を防ぐための最小鉄筋比の算定式も提案している。この式は、引張域において鉄筋が破断し、圧縮域においてコンクリートが圧壊する時のひずみの適合条件と断面内の釣合い条件より導かれており、コンクリート強度およびひずみの限界値、鉄筋の降伏点強度および破断ひずみで表現されている。この式で最小鉄筋量を算出する場合、コンクリート強度が高くなる程、また鉄筋の降伏点強度が低くなる程、必要とされる最小鉄筋量は多くなる傾向となる。

せん断破壊に関しては、プレストレス力がない場合あるいは有効プレストレス力が曲げ引張材の引張強度の40%以下の場合には、スターラップの最小量は降伏点強度の関数として与えられる。それ以外のプレストレス力が作用する場合にはPC鋼材の面積および強度も考慮して算出される。

(5) CEB-FIP

CEB-FIPにおいては、軸方向の最小鉄筋量は鉄筋の降伏点強度に応じた値となっており、特別な検討がなされない場合には、S400級(降伏点:400MPa)あるいはS500級(降伏点:500MPa)に対して0.15%、S220級(降伏点:220MPa)に対して、少なくとも0.25%配置されなければならないことが記載されている。

せん断破壊に対しては、ひび割れ発生荷重よりも

高い破壊荷重を保証するために、横方向に最小の補強筋量を配置しなければならず、その最小鉄筋量はコンクリート強度(C12級からC80級の8区分:数字は強度[MPa]を表わす)および鉄筋の降伏点強度(S220級、S400級、およびS500級)に応じて細かく与えられている(表-1参照)。

(6) Eurocode 2

コンクリートに関する設計が規定されているEurocode 2では、軸方向の最小鉄筋量はACIと同様に鉄筋の降伏点強度の関数として与えられるが、その最小値として0.15%が規定されている。また、せん断破壊に対しては、CEB-FIPと同様に横方向の最小補強筋量はコンクリート強度、および鉄筋の降伏点強度に応じて与えられているが、そのコンクリート強度は3区分とCEB-FIPに比べると大まかに分類されている。

以上で概観した各国の設計規準からは、次のことがまとめとして言えるようである。

- 1) 設計上必要なくても、予期せぬ曲げおよびせん断に対して棒部材がぜい性破壊を起こさないための最小鉄筋量が各設計規準において規定されているが、現行の設計規準において、曲げあるいはせん断を受ける棒部材の最小鉄筋量の規定はRCを基本としている。建築学会のプレストレス鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計施工指針・同解説、およびPPC構造設計規準の曲げに関する記述、およびACIのせん断に関する記述においてプレストレス力を考慮した記述が見受けられる。
- 2) 土木学会、およびACIの設計規準では、曲げを

表-2 鋼材の材料特性

材料	種類	降伏強度	引張強度
鉄筋	SD345	$f_{yk} = 343 \text{ N/mm}^2$ (3500 kgf/cm ²)	$f_{su} = 490 \text{ N/mm}^2$ (5000 kgf/cm ²)
PC鋼材	SWPR 7A 12φ12.4	$f_{pk} = 1590 \text{ N/mm}^2$ (16300 kgf/cm ²)	$f_{puk} = 1720 \text{ N/mm}^2$ (17500 kgf/cm ²)

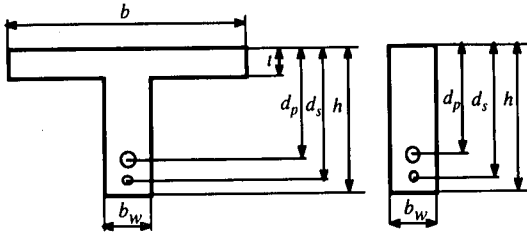


図-1 断面形状

受ける場合の軸方向の最小鉄筋量はコンクリート強度および鉄筋の降伏点強度に応じて定めることができるのに対して、その他の規準では一定の値が規定されている。

- 3) CEB-FIPおよびEurocode2においては、せん断に対する最小鉄筋量はコンクリート強度、および鉄筋の降伏点強度に応じて与えられている。また、ACIでは鉄筋の降伏点強度、プレストレス力に応じて最小鉄筋量が算定されるが、それ以外の設計規準では鉄筋の降伏点強度、コンクリート強度に関わらず一定値が採用されている。

3. 曲げに対する最小鋼材量の算定

(1) 計算に用いる基本仮定

PRCはりが、曲げに対してぜい性破壊を生じないための最小鋼材量を解析的に検討するために以下のような条件設定を行うことにした。ここで取り扱うPRCとは、PCからプレストレスのないRCまでの範囲を含めることにする。

a) 断面形状および寸法

断面形状は実際の道路橋設計例⁹⁾のT形断面を参考にしながら、細部のテーパ部などを除いた形とし、その寸法は簡単な数値に丸めた値を採用することにした。

図-1に今回の検討に採用したT形断面形状を示しており、各部の寸法は $b=500\text{cm}$ 、 $t=40\text{cm}$ 、 $b_w=100\text{cm}$ 、 $d_p=180\text{cm}$ 、 $d_s=190\text{cm}$ 、 $h=200\text{cm}$ を設定した。

ここに、 b はフランジ幅、 t はフランジ厚、 b_w はウェブ幅、 d_p は圧縮縁からPC鋼材重心位置までの距離、 d_s は圧縮縁から鉄筋重心位置までの距離および h は桁高を表わしている。また、T形断面のウェブ幅と同じ幅を持つ矩形断面についても検討することにした。

b) 鋼材の配置

鉄筋は引張部の底面から10cmの位置に鉄筋の図心がくるように径D22を配置することにし、PC鋼材はシース径65mmを考え、鉄筋よりもさらに10cm内部に径12T12.4のPC鋼材を配置することにした。したがって、桁高 h を変化させた場合の計算過程におい

て、 d_s および d_p の値は $d_s = h - 10$ 、 $d_p = d_s - 10$ の関係で変化させることにした。また、最小鋼材量の算定過程において、実際には多段配置とならざるをえない場合でも、便宜上鋼材が集中してその位置に配置されているとして解析を行うことにした。

c) 材料の特性値

コンクリート標準示方書(平成8年度制定)では、新たに高強度コンクリートの設計値も示されるようになり、コンクリートの設計基準強度として30~80N/mm²の値を用いることにした。また、引張強度は設計基準強度より、 $f_{pk} = 0.23f_{ck}^{2/3}$ から得られる値を用いることにした。

引張強度の寸法効果については、パラメータを変えた計算過程において、部材高さに応じた引張強度を用いると、議論が複雑になること、および鋼材量を安全側に見積るために、今回の検討において考慮しないことにした。コンクリートの材料に関する部分安全係数は、 $\gamma_c = 1.0$ とすることにした。これは、コンクリート強度を高く見積った方がひび割れ発生後、鋼材が負担する引張力が大きくなるために、必要とされる最小鋼材量を安全側に見積るためである。

表-2に検討に用いた鋼材の特性値を示しており、鋼材の材料に関する部分安全係数は $\gamma_s = 1.0$ とした。

d) 断面諸量の仮定

断面諸量の算定に際し、総断面、純断面、換算断面の3種類がある。最小鋼材量の算定は、PC鋼材量を変化させながら、PC鋼材だけでは強度が不足する分を鉄筋で補うものとして求めることにした。したがって、鋼材量が変わることによって断面諸量が変わるのは不便であること、また鋼材量は比較的小さいので鋼材量をコンクリートに換算することの影響は少ないと考えられるので、総断面を用いて検討を行うことにした。

e) 有効プレストレス力の仮定

PC鋼材の緊張作業中、および緊張作業以外の状態の限界値は $0.7f_{pud}$ である。ここに、 f_{pud} はPC鋼材の引張強度である。有効プレストレス力はその値から、プレストレスの減少量を差し引いた値となる。しかし、今回の最小鋼材量の算出過程において、プレストレ

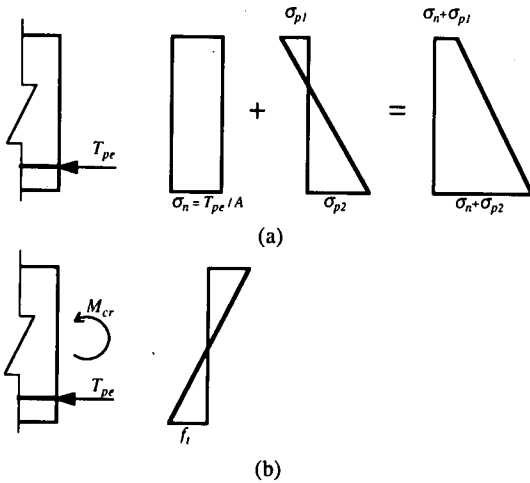


図-2 断面内の応力状態

ス力を高めに評価した方が必要とされる最小鋼材量は多くなり、安全側の結果を与えるのでプレストレスの減少を差し引かずプレストレス力 $0.7f_{pud}$ が部材に作用しているものとして解析を行うことにした。

(2) 曲げ破壊に対する最小鋼材量の算出方法

最小引張鋼材量は、曲げひび割れが発生した時に直ちに曲げ破壊が生じないために配置されなければならない。そのような条件は、式(1)で示されるように曲げひび割れ発生時のモーメント (M_{cr}) が曲げ耐力 (M_u) を越えないことである。

$$M_{cr} \leq M_u \quad (1)$$

曲げひび割れ発生モーメントおよび曲げ耐力は以下の手順で求めることができる。

a) 曲げひび割れ発生モーメントの算定

図-2(a)はプレストレスが作用している時の断面内の応力状態を示しており、図-2(b)は曲げひび割れ発生時の断面内の応力状態を示している。PC鋼材の本数を n とすると、有効プレストレス T_{pe} は式(2)で表わされる。

$$T_{pe} = nA_p \times 0.7f_{pud} = 0.7nA_p f_{pud} \quad (2)$$

ここに、 A_p はPC鋼材1本当りの断面積である。

曲げひび割れ発生時には、下縁では引張強度 f_t に達しているため、曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} は式(3)で求められる。

$$M_{cr} = \frac{(f_t + \sigma_n + \sigma_{p2})}{y_2} I \quad (3)$$

ここに、 σ_n はプレストレスによる軸圧縮応力度、 σ_{p2} はプレストレスによる図心まわりの曲げモーメントによってはり下縁に生じる応力度、 f_t はコンクリートの引張強度、 I は断面2次モーメント、 y_2 ははり断面の図心から下縁までの距離である。

σ_n および σ_{p2} はそれぞれ、プレストレス力 T_{pe} を用いて次式で表される。

$$\sigma_n = \frac{T_{pe}}{A} \quad (4)$$

$$\sigma_{p2} = \frac{T_{pe}(d_p - y_g)}{I} y_2 \quad (5)$$

ここに、 A は総断面積、 y_g ははり断面の上縁から図心までの距離である。

σ_n および σ_{p2} を式(3)に代入することにより、曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} は式(6)となる。

$$M_{cr} = \left(f_t + \frac{T_{pe}}{A} \right) \frac{I}{y_2} + T_{pe}(d_p - y_g) \quad (6)$$

式(6)からはプレストレス力が増加するに伴い曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} も増加することがわかる。ぜい性破壊を防ぐための最小鋼材量を正確に算定するには、コンクリートの曲げ強度 f_b を正確に予測する必要があり、曲げひび割れ発生荷重の推定に塩屋ら¹⁰⁾の式は実験結果とよく一致することが指摘されているが¹¹⁾、今回は実際の設計の立場に立って最小鋼材量の検討を行うことに主眼を置いているので、現行のコンクリート標準示方書に基づいた引張強度 f_t を用い、引張縁での応力が引張強度に達した時にひび割れが発生するとして曲げひび割れモーメントを算定することにした。

b) 曲げ耐力の算定方法

鋼材量が少ない場合、はりの曲げ耐力は鋼材の降伏後圧縮縁でのコンクリートが圧壊するか、あるいは鋼材が破断するかのいずれかの条件で決まる。コンクリートが圧壊する場合の算定に用いるコンクリートの設計基準強度は、コンクリート標準示方書に規定されている30~80N/mm²の範囲の値を用いる

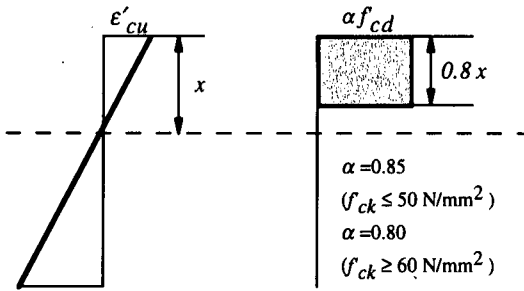


図-3 等価応力ブロック

ことにする。それに伴い、等価応力ブロックの応力幅はコンクリート強度に応じて、図-3に示すように2種類を用いている。

コンクリートが圧壊して部材が破壊する場合の曲げ耐力の算定に際し、以下の仮定を用いることにする。すなわち、

- 1) 中立軸がフランジ内にある
- 2) 鉄筋およびPC鋼材は降伏している
- 3) 圧縮縁でのコンクリートのひずみは終局ひずみ ϵ'_{cu} に達している
- 4) コンクリートの引張応力は無視する

断面内に作用する圧縮力 C' は式(7)で表わされる。

$$C = 0.8\alpha f'_{cd} b x \begin{cases} \alpha = 0.85 (f'_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2) \\ \alpha = 0.80 (f'_{ck} \geq 60 \text{ N/mm}^2) \end{cases} \quad (7)$$

ここに、 f'_{cd} はコンクリートの圧縮強度、 b はT形断面のフランジ幅、 b_w は矩形断面の腹部の幅、 x は圧縮縁から中立軸までの距離である。

また、引張力の合力 T は式(8)で表わされる。

$$T = A_s f_{yd} + 0.93 n A_p f_{pud} \quad (8)$$

ここに、 A_p はPC鋼材の断面積、 A_s は鉄筋の断面積、 f_{yd} は鉄筋の降伏点強度である。

断面内の力の釣合いより式(9)が得られる。

$$0.8\alpha f'_{cd} b x = A_s f_{yd} + 0.93 n A_p f_{pud} \quad (9)$$

したがって、曲げ耐力 M_u は式(10)によって求められる。

$$M_u = A_s f_{yd} (d_s - 0.4x) + 0.93 n A_p f_{pud} (d_p - 0.4x) \quad (10)$$

PC鋼材が降伏しない場合には、PC鋼材の引張力を

鋼材のひずみで表して曲げ耐力を求め直す必要があるが、通常の場合はPC鋼材も降伏する結果となる。

鋼材が破断する場合の曲げ耐力を正確に求めるには、鋼材のひずみ硬化を考慮する必要があるが、計算が複雑なものとなる。また、鋼材が破断する際の断面内のひずみ分布を仮定して断面内の力の釣合いから曲げ耐力を求めることができるが、鋼材のひずみ硬化を考慮しない場合には、断面内の引張力は式(8)と同じになり、モーメントアーム長も式(9)から得られる場合に比べあまり変化しないために、結局式(10)から得られる曲げ耐力とあまり大差がない結果となる。今回の検討において、曲げ耐力は式(10)から得られる値を用いることにする。

c) 最小鋼材量の算定方法

曲げ破壊に対する最小引張鋼材量（鉄筋も含めた広義の意味で鋼材と呼ぶことにする）は、曲げひび割れ発生時に部材が曲げ破壊を生じない条件を満たすことによって得られ、式(1)において等号が成立するときの鋼材量が最小引張鋼材量となる。最小引張鋼材量の算出は以下の手順で行う。

- 1) PC鋼材が配置されていない状態からPC鋼材量を順次増していった時、すなわちPC鋼材の本数 n をゼロからその本数を増していった時の曲げひび割れ発生モーメント M_{cr} を式(6)から求める。
- 2) 式(6)と式(10)とを等しいと置く。この式では、圧縮縁から中立軸までの距離 x と鉄筋の断面積 A_s が未知である。鉄筋およびPC鋼材は降伏していると仮定し、この式と断面内の釣合い条件(9)式とを用いて、圧縮縁から中立軸までの距離 x と鉄筋の断面積 A_s を求める。
- 3) 鋼材が降伏しない場合には、鋼材の引張力をひずみで表わして、断面内の釣合い条件式(9)を書き換えて、圧縮縁から中立軸までの距離 x と鉄筋の断面積 A_s を求めなおすことになる。

(3) 解析結果および考察

a) プレストレスの導入レベルと引張鋼材量

T形断面（桁高200cm）においてPC鋼材量を変化させた場合、曲げ破壊に対して必要とされる鋼材量を前節で述べた算定方法で求めた結果を図-4に示している。算定の際のコンクリートの圧縮強度 f'_{cd} には 30 N/mm^2 の値を用いている。図-4の縦軸には、式(11)で表されるような鋼材断面積を部材断面の腹部幅と有効高さ d_s の積で除した値（以後、鋼材比と呼ぶことにする）をとり、横軸には式(12)で表されるようなプレストレスの導入度 λ を指標にとって計算結果を表している。鋼材比の算定を式(11)を用いて求める際の

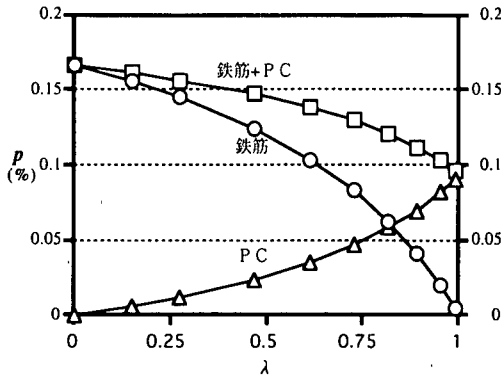


図-4 プレストレスの導入度と鋼材比の関係

有効高さは、鉄筋の重心位置およびPC鋼材の重心位置に対応した d_s 、 d_p を用いる方が適切と考えられるが、鉄筋とPC鋼材が混在するPRCの場合には式(11-3)における有効高さを新たに定義することが必要になる。ここでは、議論を簡単にするために鉄筋とPC鋼材の量に応じて有効高さを変えることはせず、一定の値を用いることにした。したがって、式(11)の有効高さには全て d_s を用いることにした。その結果、PC鋼材の鋼材比は若干過小に評価されることになる。

$$p = \frac{A_s}{b_w d_s} \quad (11-1)$$

$$p = \frac{A_p}{b_w d_s} \quad (11-2)$$

$$p = \frac{A_s + A_p}{b_w d_s} \quad (11-3)$$

$$\lambda = \frac{0.93 A_p f_{pud}}{A_s f_{yd} + 0.93 A_p f_{pud}} \quad (12)$$

プレストレスの導入度 λ は、曲げ耐力に対するプレストレスの貢献度を表わし、 $\lambda=0$ の時はRCを、 $\lambda=1$ の時はPCを、さらに $0 < \lambda < 1$ の時はPRCを意味する。図-4からはプレストレスの導入度が増加するにつれて、曲げ破壊に対して必要とされる鉄筋量は減少することを示している。すなわち、曲げ破壊に対してPC鋼材の引張抵抗力を考慮することにより、最小鋼材量として必要とされる鉄筋量は減少することを示している。また、式(11-3)で表わされる鉄筋とPC鋼材とを足し合わせた鋼材量が部材断面に占める割合は、プレストレスの導入度が増加するにつれて減少する傾向にある。これは、プレストレスの導入から破壊に至るまでのPC鋼材の応力増加 $\Delta\sigma_p$ は凡そ、

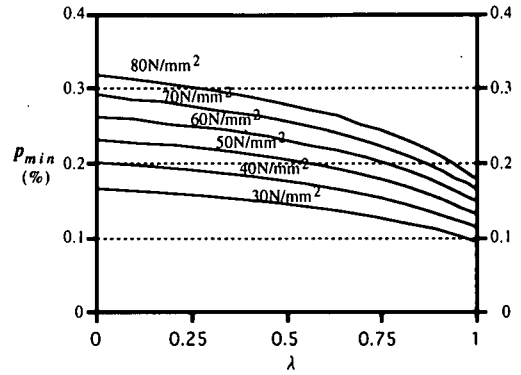


図-5 $p_{min} - \lambda$ 関係 (T形断面)

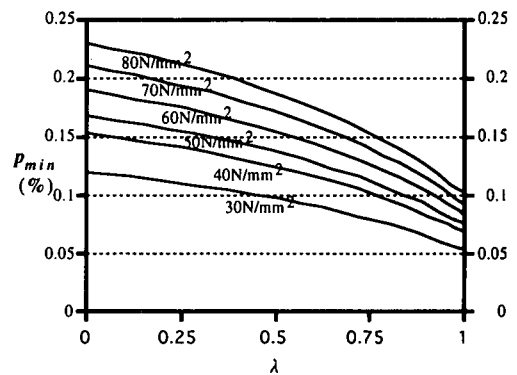


図-6 $p_{min} - \lambda$ 関係 (矩形断面)

$0.93f_{pud} - 0.7f_{pud} = 394 \text{ N/mm}^2$ であり、この値は計算に用いた鉄筋の降伏点よりも大きいために全鋼材量はプレストレスの導入度が増加するのに伴い減少する結果となったと考えられる。

図-5は同じくT形断面(桁高200cm)で、コンクリートの圧縮強度を30N/mm²から80N/mm²まで変化させた場合の式(11-3)で定義される最小鋼材比 p_{min} とプレストレスの導入度 λ との関係を示している。コンクリートの圧縮強度が増加するのに伴い、最小鋼材量は増加するために $p_{min} - \lambda$ 曲線は全体的に上向きに移動する。すなわち、コンクリート強度が増加すると、曲げ破壊に対して必要とされる全鋼材量は増える結果となる。また、コンクリートの圧縮強度が一定の場合には、図-4の場合と同様にプレストレスの導入度が増加するのに伴い全鋼材量が減少する傾向が認められる。また、図-6は矩形断面(桁高200cm)で、コンクリートの圧縮強度を30N/mm²から80N/mm²まで変化させた場合の最小鋼材比とプレストレスの導入度との関係を示しており、T形断面の場合と同様な傾向が認められる。

図-7は、RC($\lambda=0$)の場合の最小鋼材比を基準と

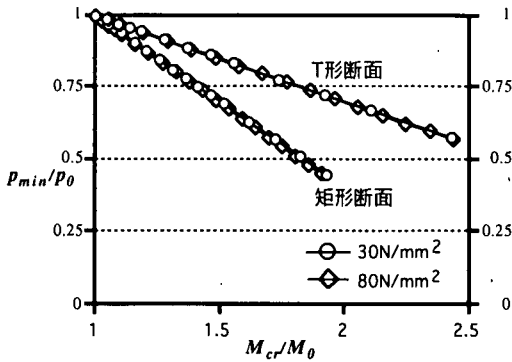


図-7 $p_{min}/p_0 - M_{cr}/M_0$ 関係

した時の最小鋼材比の変化の割合を縦軸にとり、横軸に $\lambda=0$ の場合の曲げひび割れ発生モーメントを基準とした時の曲げひび割れ発生モーメントの変化の割合をとった場合の計算結果を示している。算定はコンクリート強度が、 30N/mm^2 および 80N/mm^2 の場合のT形断面と矩形断面について行っている。プレストレスの導入度の増加に伴い、曲げひび割れ発生モーメントは増加するが、最小鋼材比の変化の割合は減少する。その変化の割合はT形断面、矩形断面のいずれの場合においてもコンクリートの強度に関わらずほぼ一定となっている。プレストレスの導入により曲げひび割れ発生モーメントは増加するが、その増加に対する最小鋼材比の減少の割合は矩形断面の方が大きく、曲げ耐力に対するプレストレスの効果はT形断面よりも矩形断面の方が大きいことを意味している。

図-7において、T形断面と矩形断面の場合の最小鋼材比の変化率と曲げひび割れ発生モーメントの変化率との関係をプロットしたそれぞれの終点(右端)は $\lambda=1$ となっている。PC($\lambda=1$)時の最小鋼材量は、T形断面および矩形断面のいずれの場合もRCの場合に比べてほぼ半分程度まで減少していることが理解できる。今回計算に用いた鉄筋とPC鋼材の強度特性の組み合わせの範囲においては、プレストレスの導入によってひび割れ発生モーメントは増加するものの、曲げ破壊に抵抗する全鋼材量は減少する傾向にあると言える。

b) 桁高の影響

図-8はT形断面において、桁高を $h=160\text{cm}$ および $h=240\text{cm}$ とした場合と $h=200\text{cm}$ の場合の最小鋼材比とプレストレスの導入度との関係を示している。桁高を変化させる場合、桁高に対する圧縮縁から鉄筋重心までの位置の比(d_p/h)は一定(0.95)とし、圧縮縁からPC鋼材の重心までの位置 d_p は、鉄筋よりさらに10cm内側にあるものとして計算を行った。この

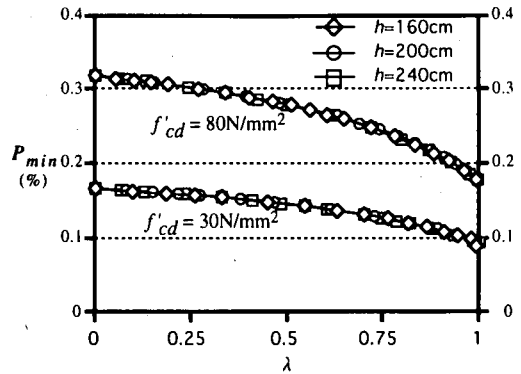


図-8 桁高が変化する場合の $p_{min} - \lambda$ 関係

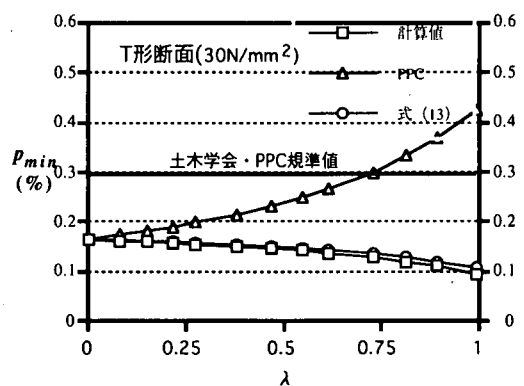


図-9 PPC規準による最小鋼材比

場合の最小鋼材比とプレストレスの導入度との関係はほとんど一致する結果となっており、桁高と有効高さとの比が一定ならば最小鋼材量は桁高に影響されないことを示している。また解析では矩形断面の場合にも、T形断面の場合と同様に桁高を $h=160\text{cm}$ および $h=240\text{cm}$ とした場合と $h=200\text{cm}$ の場合について、桁高と有効高さの比を一定として計算を行ったが、この場合にも最小鋼材比とプレストレスの導入度との関係はほとんど一致する結果となった。

c) 各種の設計規準との関連

曲げによるぜい性破壊に対する最小鋼材量に関する各種の設計規準において、プレストレスの影響を考慮した規定がPPC構造設計規準(案)に見られる。この規定では、PC鋼材量の50%を鉄筋の降伏点強度に換算して最小鋼材量に考慮してもよいことになっている。図-9には、コンクリート強度が 30N/mm^2 のときのT形断面の場合の計算から求められる最小鋼材比とプレストレスの導入度との関係、および計算から求められた最小鋼材量をPPC構造設計規準の規定に適用した場合を示している。

PPC構造設計規準(案)の規定を適用した場合には、プレストレスの導入度が増加するのに伴い最小

鋼材比が増加する結果となり、PC鋼材量を単に鉄筋量に足し合わせて最小鋼材比を表わす場合と大きくかけ離れる結果となる。これは、PC鋼材の効果をその強度と鉄筋の降伏点強度との比をそのまま用いて考慮するために、PC鋼材の効果を50%に低減しても、最小鋼材量を過大に評価するためである。PC鋼材の効果を有効応力から降伏強度までの応力増加分、すなわち $\Delta\sigma = 0.93f_{pud} - 0.7f_{pud} = 0.23f_{pud}$ を考慮し、その応力増加分を鉄筋の降伏点強度に換算する場合の最小鋼材比は式(13)となる。この(13)式を用いて、最小鋼材比を算定した結果も図-9に示している。

$$\rho_{min} = \frac{A_s + A_p(0.23f_{pud} / f_{syd})}{b_w d} \quad (13)$$

この場合の算定結果は、計算から求められたPC鋼材量と鉄筋量とを足し合わせて最小鋼材比を表わす場合とほぼ同じ結果を与えている。これは初期応力状態から降伏に至るまでのPC鋼材の応力増加分と鉄筋の降伏点強度とがほぼ等しくなっているためである。

コンクリート標準示方書、およびPPC構造設計規準(案)においては、T形断面の場合の最小鋼材比は0.3%以上となっている。この規定は、曲げひび割れ発生時のモーメントが終局曲げモーメントに等しいと置くことにより得られる最小鋼材量に対して安全側となっている。しかし、PPC構造設計規準(案)において、PC鋼材の影響を考慮した場合の最小鋼材比はλの増加に伴い0.3%を越えてしまい、0.3%の規定は危険側となってしまう。PPC構造設計規準(案)の規定のようにPC鋼材の効果を考慮する場合には、PC鋼材を単に鉄筋と見なすかあるいは初期応力状態から破壊に至るまでのPC鋼材の応力増加分を鉄筋の降伏点強度に換算する方が良いと考えられる。

次に、コンクリート強度が変化した場合の最小鋼材量について、各種設計規準の比較を行ってみることにする。表-1で紹介した設計規準において、プレストレスを考慮した設計規準は少ないので、ここではコンクリート強度が変化するRCの場合を検討の対象としている。

RCの曲げ破壊に対する最小鋼材量に関する規定は、コンクリート標準示方書においては、「6.2.2構造細目」の解説にコンクリート強度および鉄筋降伏点強度を考慮して算定する式が示されている(表-1参照)。この式を用いて、鉄筋の降伏点強度に表-2の値を用い、桁高200cm、有効高さ190cmとしてコンクリートの圧縮強度を30N/mm²から80N/mm²まで変化した時の最小鋼材比の算出を行った。T形断面の場合には、算出される最小鋼材比を1.5倍している。

一方、ACI 439 委員会はRCの曲げによるぜい性的な破壊を防ぐための最小鋼材比の算定式を提案している(表-1参照)。この式に表-2に示されている鉄筋の降伏点強度を用い、鉄筋の破断ひずみ $\epsilon_{ju} = 0.13$ 、コンクリートの終局ひずみ $\epsilon'_{cu} = 0.003$ として算定を行っている。等価応力ブロック換算係数 β_1 は次式を用いている。

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4000}{10000} \right) \quad (14)$$

ここに、 f'_c はコンクリートの圧縮強度で単位は[psi]である。

鉄筋の破断ひずみの値はここでは文献⁹⁾に示されている実験値を参考にしている。コンクリートの終局ひずみはコンクリート標準示方書の規定を参考にすると、コンクリートの強度が50N/mm²以下と60N/mm²以上の場合にそれぞれ $\epsilon'_{cu} = 0.0035$ 、 $\epsilon'_{cu} = 0.0025$ を用い、等価応力ブロックの換算係数もそれぞれのコンクリート強度に応じて、 $\beta_1 = 0.85$ 、 $\beta_1 = 0.8$ を用いることになる。しかし、ACI 439 委員会の提案式にこれらの値を当てはめた場合、最小鋼材比はコンクリート強度が50N/mm²と60N/mm²の間で不連続になり、しかもコンクリートの終局ひずみの小さい60N/mm²の場合の方が50N/mm²の場合よりも最小鋼材比が小さくなる結果となる。これは算定式の性質上、コンクリート強度よりもコンクリートの終局ひずみが最小鋼材比の算定に大きく影響を及ぼすためと考えられる。したがって、ACI 439 委員会の算定式を用いて最小鋼材比を求める際のコンクリートの終局ひずみと等価応力ブロック換算係数は、前述の値を設定することにした。また、ACI 439 委員会の算定式では、断面形状の違いについて特に記述はなされておらず、矩形断面とT形断面の場合の最小鋼材比は同じ結果を与えることになる。T形断面の場合の最小鋼材比は、コンクリート標準示方書と同様に矩形断面の場合の1.5倍して検討を行うことにした。すなわち、ACI 439 委員会の場合、矩形断面の場合の最小鋼材比は算定式から得られた値とし、T形断面の場合矩形断面の最小鋼材比を1.5倍することにした。

以上の最小鋼材比の算定式以外にも、Leonhardtによって最小鋼材比の算定式が提案されている¹¹⁾。Leonhardtは、ひび割れ発生後、断面内でコンクリートが負担していた引張力と鉄筋の引張強度が釣り合う条件から、最小鋼材比の算定式を導出している。式(15)に、Leonhardtが提案する矩形断面とそれ以外の断面の場合の最小鋼材比の算定式を示している。この算定式を用いた場合の最小鋼材比の評価も行うこ

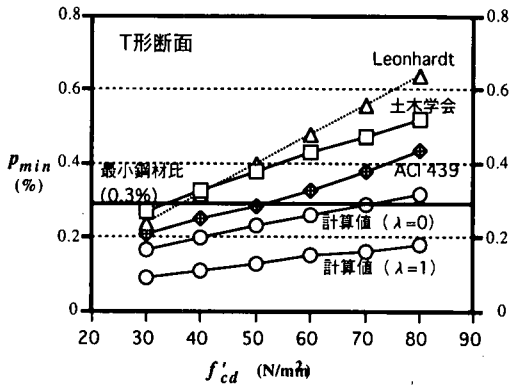


図-10 $p_{min} - f'_{cd}$ 関係 (T形断面)

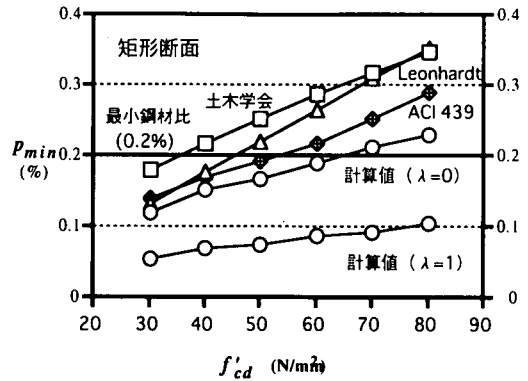


図-11 $p_{min} - f'_{cd}$ 関係 (矩形断面)

とにする。

$$p_{min} = 0.0217 \frac{\beta_{WN}}{\beta_z} \quad (15-1)$$

$$p_{min} = 0.0326 \frac{\beta_{WN}}{\beta_z} \quad (15-2)$$

ここに、 β_{WN} は立方体供試体の圧縮強度、 β_z は鉄筋の引張強度である。

最小鋼材比の算定において、 β_{WN} にはコンクリートの圧縮強度、 β_z には表-2に示されている鉄筋の引張強度を用いている。 β_z に鉄筋の降伏点強度を用いる場合には、最小鋼材比はさらに増え、算定式は安全側に評価を与えることになる。

図-10、図-11は、それぞれT形断面および矩形断面の場合の最小鋼材比について、それぞれの算定方法を用いて求めた結果を示している。曲げひび割れ発生時のモーメントが終局曲げモーメントに等しいと置くことにより求められる最小鋼材比の計算値($\lambda=0$ 、および $\lambda=1$)の場合も比較のために図中に示している。現行のコンクリート標準示方書に規定されている最小鋼材比は矩形断面の場合0.2%以上、T形断面の場合0.3%以上となっている。 $\lambda=0$ の場合の必要最小鋼材比は、断面形状の違いに関わらずコンクリート強度がおよそ 65N/mm^2 の以下の場合には、現行示方書の規定を満足すれば大抵の場合、曲げに対するぜい性破壊は防ぐことができると考えられる。PRCの場合には、必要とされる最小鋼材比は $\lambda=0$ の場合よりさらに低下し、特に $\lambda=1$ の場合になると 80N/mm^2 程度までのコンクリートを用いても現行規定で十分曲げによるぜい性破壊を防ぐことができると考えられる。

ACI 439委員会の提案式で求めた最小鋼材比は、コ

ンクリートおよび鉄筋の終局ひずみの設定で結果が大きく左右されるが、 $\lambda=0$ の場合の最小鋼材比の計算値より若干上回る結果を与えている(図-10および図-11参照)。矩形断面およびT形断面の何れの場合にも、Leonhardtの提案式は、ACI 439委員会の提案式よりも最小鋼材量を高めにする傾向が認められる。コンクリート強度が低い場合にはこれらの差はあまり認められないが、コンクリート強度が増加するにつれてその差が開いていく傾向が認められる。これはLeonhardtの提案式から得られる最小鋼材量がコンクリート強度に比例するのに対して、ACI 439委員会の提案式の場合には最小鋼材量はコンクリートの応力ブロックに影響を受け、コンクリート強度が増加するに伴い応力ブロックが減少するためと考えられる。

矩形断面およびT形断面の場合の場合、コンクリート標準示方書「6.2.2 構造細目」の解説に紹介されている最小鋼材比の算定式は、ACI 439委員会の提案式およびLeonhardtの提案式よりも最小鋼材量を高めにする結果となっている。これは土木学会に紹介されている算定式が、曲げひび割れ発生時のモーメントと終局曲げモーメントとを等しいと置くことにより得られる鋼材比に関する方程式において、解が存在する範囲の中で、安全側となる上限値を鋼材比として与えているためである。図-10および図-11において、土木学会の算定式はコンクリート強度が 40N/mm^2 を超えるあたりから現行のコンクリート標準示方書で規定される最小鋼材比(矩形の場合の0.2%、T形断面の場合の0.3%)を上回る結果となっている。したがって、コンクリート強度が 40N/mm^2 以上となる場合、最小鋼材量の規定はコンクリート標準示方書の本文の規定ではなく、算定式によって与えることが必要となってくることになる。しかし、曲げひび割れ発生時のモーメントが終局曲げモー

ントに等しいと置くことにより得られる鋼材比は、断面形状の違いに関わらずコンクリート強度がおよそ65N/mm²の以下の場合には、現行示方書の規定（矩形の場合0.2%以下，T形の場合0.3%以下）で、曲げに対するぜい性破壊は防ぐことができる結果となっている。したがって、土木学会の解説に記載されているコンクリート強度が変化する場合の算定式は、その使用が限られたものとなっていると考えられる。

4. せん断に対する最小鋼材量

(1) 最小せん断補強筋量の算定方法

せん断に対する最小鋼材量に関しては、第2章でも触れたように各国の設計規準においても十分に説得力のある理由が示されていない。これは、最小鋼材量に関するせん断破壊実験データが曲げ破壊の場合に比べてはるかに少ないこと、およびせん断に対する最小鋼材量の定量化が難しいためと考えられる。せん断に対する最小鋼材量を具体的に提案することは難しいと考えられるが、本稿において、各国の設計規準との比較も行いながら、せん断破壊に対する最小鋼材量について検討を行ってみたいことにする。

現行のコンクリート標準示方書において、無筋コンクリートのせん断耐力 V_{cd} は次式で与えられる。

$$V_{cd} = 0.2\beta_d\beta_p\beta_n\sqrt[3]{f_{cd}}b_wd/\gamma_b \quad (16)$$

ここに、 β_d 、 β_p 、 β_n はそれぞれ有効高さ、鋼材比、プレストレスの影響を考慮した係数であり、また b_w は腹部幅、 d は有効高さ、 γ_b は部材係数である。

最小鋼材量の算定は、斜めひび割れを発生させるせん断力がはり部材に作用した時に、急激な破壊が生じない最小のせん断補強筋量として求めることにする。RCはり部材が斜めひび割れ発生後にせん断破壊すると仮定すれば、斜めひび割れ発生時のせん断力はせん断耐力 V_{sd} に等しいと置くことができる。また、そのせん断力に鉛直に配置したせん断補強筋が抵抗するとすると、必要とされる最小せん断耐力 V_{sd} は式(17)で求められる。

$$V_{sd} = \frac{A_w f_{wyd}}{z\gamma_b} \quad (17)$$

ここに、 A_w はせん断補強筋の総面積、 f_{wyd} はせん断補強筋の降伏点強度、 z は圧縮合力の作用位置から引張鋼材の図心までの距離で、一般に $d/1.15$ で表わされる。

最小せん断補強筋比は、 $V_{cd} = V_{sd}$ と置くことより式

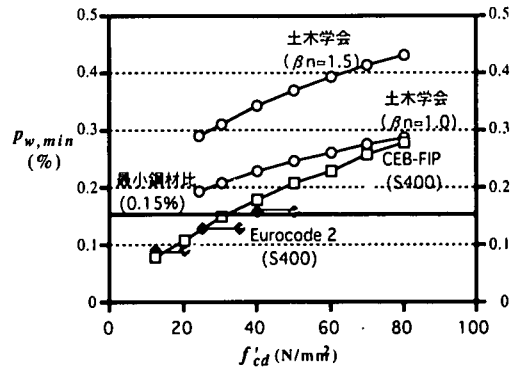


図-12 $p_{w,min} - f_{cd}$ 関係

(18)から求められる。

$$p_{w,min} = \frac{A_w}{b_w s} = \frac{0.2\beta_d\beta_p\beta_n\sqrt[3]{f_{cd}}d}{f_{wyd}z\gamma_b} \quad (18)$$

ここに、 s はスターラップの配置間隔である。

(2) 計算結果および考察

現行のコンクリート標準示方書においては、せん断に対する最小鋼材比は0.15%以上配置することが規定されている。この値はコンクリート強度、プレストレスのレベルに関係なく定められている。一方、式(18)から求められる最小鋼材比はコンクリート強度の関数となっている。

RCはりの最小せん断補強筋比に対するコンクリート強度の影響については、 $V_{cd} = V_{sd}$ となる条件から増井¹²⁾によっても検討が行われている。増井は、コンクリート強度、有効高さ、引張鉄筋比によって、算出される最小せん断補強筋比は大きく左右されるものの、コンクリート標準示方書の規定（最小せん断補強筋比=0.15%）は必ずしも安全側にあるとは言えないと報告している。

また、式(18)では式中の係数 β_n を考慮することにより、プレストレスの影響を間接的に評価することもできるので、これらの値をパラメータとして最小鋼材比を算定し、現行示方書との比較を行うことにした。式(18)中のその他の係数も最小鋼材比を求める際に影響を及ぼすが、今回はコンクリート強度およびプレストレスの影響に着目して検討を行うので、その他の係数については、以下のように設定して計算を行っている。

腹部幅 b_w および有効高さ d に関しては、今回の検討に用いたモデルケースの値とし、それぞれ $b_w = 100\text{cm}$ 、 $d = 190\text{cm}$ とし、せん断補強筋の降伏点強度 f_{wyd} は、 343N/mm^2 (3500kgf/cm^2) とした。また、スターラップの配置間隔 s は、コンクリート標準示方書

「6.3.8 構造細目」において「(途中省略) 部材有効高さの3/4倍以下、かつ400mm以下とすることを原則とする。(以下省略)」と規定されている。はりの有効高さは190cmであるので、 $s=40\text{cm}$ を採用することにした。部材係数 γ_p は、一般の場合1.3が採用されているが最小鋼材量を安全側に見積もるために1.0を採用した。有効高さの影響を考慮する係数 β_g 、および軸方向の引張鋼材の影響を考慮する係数 β_p は簡単のためにそれぞれ1.0を採用した。これらの値に対応する有効高さは100cm、鋼材比は1.0%である。

以上のような数値設定に基づき、式(18)を用いてコンクリート強度を変化させた場合の最小鋼材比の算定結果を図-12に示している。算定においては、 $\beta_n=1.0$ と1.5の2通りの値を用いて最小鋼材比を求めている。また、斜めひび割れ発生時の公称せん断応力度 f_{ved} は、コンクリート標準示方書においては、その上限値として 0.72N/mm^2 が定められているが、ここではその上限値を設定しなかった。参考のためにCEB-FIPおよびEurocode 2に定められている最小鋼材比(S400の場合)も図-12に示している。

最小鋼材比を式(18)から求めた場合、コンクリート標準示方書に規定されている最小鋼材比の制限値0.15%およびCEB-FIP、Eurocode 2の規定を上回る計算結果となっている。また、RCの場合($\beta_n=1.0$ の場合)の計算結果は、CEB-FIPの規定より若干上回るもののコンクリート強度全体を通して、ほぼ同じような傾向を示している。

最小鋼材比の制限値0.15%は、CEB-FIPおよびEurocode 2と比較するとおおよそコンクリート強度30~40 N/mm^2 に対応しているようであるが、コンクリート強度が増すに従いそれらの間の差は広がる結果となっている。最小鋼材比を定量的に評価することが現状では難しいので、一概には言えないが、現行のコンクリート標準示方書のせん断に対する最小鋼材比の制限値は曲げ破壊に対する制限値と異なり、必ずしも安全側の規定とは言い難いように思われる。少なくとも、コンクリート強度に応じて最小鋼材量が定められるべきと考えられる。また、プレストレスの影響を考慮した場合、最小鋼材量は増える傾向にあるのでその点についても考慮すべきと思われる。

5. 結論

PRCのT形断面はり、および矩形断面はりをモデルケースにして、曲げおよびせん断に対する最小鋼材量の検討を行った。その結果、今回行った検討の範囲からは、以下のことが結論として得られた。

1) プレストレスの導入度が増加するに伴い、ひび割

れ発生曲げモーメントも増加する。しかし、通常の鉄筋とPC鋼材との組み合わせの場合には、曲げひび割れ発生後のぜい性破壊を防ぐために必要とされる総鋼材量は減少する傾向にある。

- 2) 使用するコンクリート強度が増加するのに伴い、曲げに対する最小鋼材量は増加する傾向となる。
- 3) 桁高に対する有効高さの割合が一定であれば、T形断面、矩形断面のいずれの場合においても、曲げに対して必要とされる最小鋼材量は桁高には影響されない。また、RC($\lambda=0$)の場合の最小鋼材比を基準とした時の最小鋼材比の変化の割合はコンクリートの強度に関わらずほぼ一定となる。
- 4) 現行のコンクリート標準示方書においては、曲げに対する最小鋼材量の算定にPC鋼材の影響が明確にされていないが、通常の鉄筋とPC鋼材との組み合わせの場合には、鉄筋と同程度の効果が期待できる。
- 5) 曲げひび割れ発生時のモーメントが終局曲げモーメントに等しいと置くことにより得られる最小鋼材量は、凡そ 65N/mm^2 以上の高強度コンクリートを用いたRCの場合を除き、現行のコンクリート標準示方書の規定(矩形の場合0.2%、T形の場合0.3%)が安全側にあることを示す結果となった。
- 6) 今回検討を行った限りにおいては、現行のコンクリート標準示方書のせん断に対する最小鋼材比の制限値は必ずしも安全側の規定とは言い難く、少なくとも、コンクリート強度に応じて最小鋼材量が定められるべきと考えられる。

6. おわりに

RCとPCの設計統一という観点から、PRCの最小鋼材量について検討を行った。各種の設計規準において、最小鋼材量の取扱いはそれぞれまちまちであり、PRCの最小鋼材量にまで言及した設計規準は少ないと言える。コンクリート標準示方書においても、RCとPCの設計統一を意識して編集がなされているが、最小鋼材量に関する規定に関してはまだ不十分な点も見受けられるように思われる。

今回、RCとPCとを特に区別せずに、これらを含む広義の意味におけるPRCの最小鋼材量について検討を行うことにした。その結果、曲げ破壊に対する最小鋼材量に関してはある程度の論理的な根拠を示すことができたと考えている。RCとPCの設計統一のための数多くの検討課題が報告¹⁾されており、これらについても同様のアプローチがなされるとともに、

PRCの統一的な設計法が確立することを期待したい。

参考文献

- 1) コンクリート標準示方書(設計編), 土木学会, 1996年制定.
- 2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(1988年), 日本建築学会.
- 3) プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造設計施工指針・同解説(1986年), 日本建築学会.
- 4) PPC構造設計規準(案), プレストレストコンクリート技術協会, 1996年3月.
- 5) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89)(Revised 1992) and Commemntary-ACI 318R-89 (Revised 1992), ACI, 1992.
- 6) ACI 439 Committee; Effect of Steel Strength and of Reinforcement Ratio on the Mode of Failure and Strain Energy Capacity of Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, Proceedings V.66, No.3, pp.165-173, March, 1969.
- 7) CEB-FIP Model Code 1990, Thomas Telford, 1991.
- 8) Designer's Handbook to Eurocode 2 (Part 1.1: Design of concrete structures), Thomas Telford, 1995.
- 9) 新井英雄, 北国秀一, 酒井秀昭: PRC橋の設計, 技報堂, 1993.
- 10) 塩屋俊幸, 川崎廣貴: 鉄筋コンクリートはりのせん断強度の寸法効果に関する検討, RC構造の有限要素解析に関するコロキウム論文集, JCI, pp.151-158, 1984年12月.
- 11) 島 弘, 二羽淳一郎, 岡村 甫: 曲げを受ける低鉄筋比はりにおける脆性破壊の防止に関する検討, 土木学会論文報告集 第378号/V-6, pp.231-237, 1987年2月.
- 11) F・レオンハルト, E・メニッヒ: レオンハルトのコンクリート講座1・鉄筋コンクリートの設計, 成井 信, 上坂康雄, 三ツ木幸子 共訳, 鹿島出版会, 1986.
- 12) 増井直樹: 最小せん断補強筋比, 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会RC部会報告, pp.74-79, 1993年12月.
- 13) RC・PC構造物の設計に関する現状と今後の展望, コンクリート技術シリーズ No.22, 土木学会, 1997年12月.

(1998. 1. 29 受付)

MINIMUM REINFORCEMENT REQUIREMENTS FOR PRC BEAMS

Junichi IZUMO

The aim of this study is to investigate the minimum reinforcement requirements for PRC (Prestressed Reinforced Concrete) beams subjected to bending moment and shear. Based on the ultimate limit state design procedure by "Standard Specification for Design of Concrete Structures" of JSCE, the minimum reinforcement requirements have been analytically examined and quantified by using the parameter of concrete strength and the level of prestressing. Furthermore, compared with the foreign design specifications and the Standard Specification of JSCE, the concept of the minimum reinforcement requirements for PRC beams subjected to bending moment and shear have been mentioned.