

(77) PC 曲げ部材に対する超高強度コンクリートの適用可能性について

(株)ピー・エス 大阪支店 建築部 正会員 ○寒川 勝彦
 (株)ピー・エス 大阪支店 建築部 正会員 戸瀬 隆
 (株)ピー・エス 大阪支店 建築部 正会員 古林 桂太
 大阪大学 大学院工学研究科建築工学専攻 正会員 中塚 侑
 京都大学 名誉教授 名誉会員 六車 照

1. まえがき

近年、コンクリートの高強度化が進み、超高強度コンクリート($F_c=100\text{MPa}\sim 200\text{MPa}$)の実用化も目指されつつある。しかし、コンクリートが高強度化すると、その曲げ引張強度も当然大きくなるため、高強度コンクリートを用いた PC 部材では、曲げひび割れ時にコンクリートで負担していた引張応力が引張側鋼材(PC鋼材、引張鉄筋)に移行して引き起こされる、鋼材応力および断面曲率の急激な増大(ジャンピング)現象がより激しく生じると予想される。

本研究は、このジャンピング現象に及ぼすコンクリート強度の影響を、補強鋼材量、プレストレス量をパラメーターとした数値解析から調べ、PC 曲げ部材に対する超高強度(100~200MPa)コンクリートの適用可能性・問題点などを検討したものである。

2. 解析方法の概要

2.1 解析仮定

(1) 高強度コンクリートの圧縮応力-ひずみ(S-S)特性モデルとしては、図-1 中の点線のような、応力上昇域を n 次曲線で、応力下降域を直線で表すモデル¹⁾ などもある。しかし、コンクリートは高強度になるほど S-S 特性の上昇域は直線的なものとなるので、本解析では、計算式を簡便化するため、応力上昇域および下降域ともに直線であるモデルを仮定した。また、S-S 特性のピーク

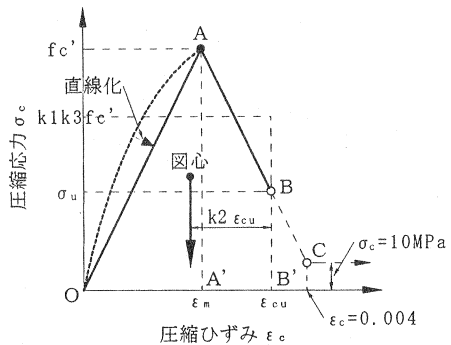


図-1 コンクリートの応力ひずみ曲線モデル

点のひずみ ϵ_m 、および圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} は下式で与えられるとした。また、ひび割れ後はコンクリートの

引張応力は無視した。 $\epsilon_m = 0.0013 \left(1 + \frac{f_c'}{98.0665} \right)$ $\epsilon_{cu} = \epsilon_m \sqrt{1 + \frac{2 \times (f_c' - S_1 / \epsilon_m) \cdot (0.004 / \epsilon_m) - 1}{f_c' - 10}}$

ここに、 f_c' : コンクリートの圧縮強度、 S_1 : 応力ひずみ曲線のピークまでの囲む面積(O-A-A')

表-1 は、S-S モデルの上昇域が n 次曲線と直線の場合における、限界ひずみ時のストレスブロック係数(k_1, k_3, k_2)を比較したものである。高強度になるほど両者の差は少なく、 $F_c=100\text{MPa}\sim 200\text{MPa}$ を対象とする本解析では上昇域の直線化は問題ないと考えられる。

表-1 圧縮限界ひずみ・ストレスブロック係数の比較

f_c'	ϵ_m	ϵ_{cu}	k_1k_3	k_2
40	0.1830%	0.2940% (0.2816%)	0.6163 (0.6582)	0.3963 (0.4095)
60	0.2095%	0.3030% (0.2963%)	0.5912 (0.6203)	0.3847 (0.3927)
80	0.2361%	0.3161% (0.3117%)	0.5725 (0.5958)	0.3756 (0.3814)
100	0.2626%	0.3302% (0.3270%)	0.5571 (0.5780)	0.3675 (0.3726)
120	0.2891%	0.3443% (0.3418%)	0.5436 (0.5641)	0.3601 (0.3651)
140	0.3156%	0.3582% (0.3562%)	0.5316 (0.5529)	0.3531 (0.3585)
160	0.3421%	0.3717% (0.3703%)	0.5207 (0.5437)	0.3466 (0.3527)
180	0.3686%	0.3849% (0.3840%)	0.5108 (0.5361)	0.3404 (0.3476)
200	0.3951%	0.3977% (0.3975%)	0.5016 (0.5298)	0.3344 (0.3431)

()内はピーク点までを n 次曲線としたモデル

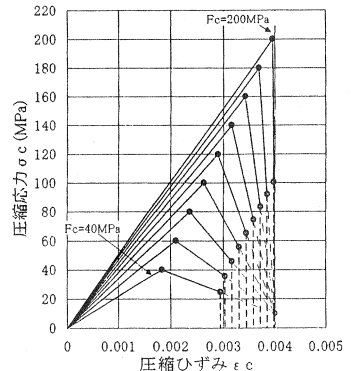


図-2 各強度の応力ひずみ曲線

- (2) PC 鋼材および普通鉄筋の S-S モデルは完全弾塑性型とし、コンクリートとの付着は完全と仮定した。
- (3) 解析断面は図-3 に示すように梁幅×梁せい = $b \times D = 500 \times 1000\text{mm}$ の長方形断面で、PC 鋼材および普通鉄筋はそれぞれ上縁から d_p, d_r の位置に配置されている。

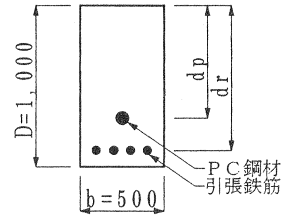


図-3 解析断面

2.2 曲げモーメント-曲率関係の算定式

解析 PC 断面における力の釣合条件およびひずみ適合条件から求めた、コンクリートの圧縮縁ひずみが ϵ_c の時の中立軸比(x_{n1})、曲げモーメント(M/bD^2)および断面曲率($\phi \cdot D$)の計算式を、 ϵ_c の範囲および PC 鋼材、普通鉄筋の未降伏、降伏状態に対して以下に示す。

a) ひびわれ前まで (コンクリート全断面有効)

$$x_{n1} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + |\epsilon_t|} \dots\dots(1.1) \quad \frac{M}{bD^2} = P_p \cdot \sigma_{p0} \left(d_{p1} - \frac{2}{3} \right) + \frac{1}{6} E_c \epsilon_c \dots\dots(1.2) \quad \phi D = \epsilon_c + \left| -\epsilon_c + \frac{2P_p \cdot \sigma_{p0}}{E_c} \right| \dots\dots(1.3)$$

b) ひびわれ後、 ϵ_c がコンクリートの最大圧縮応力度時点のひずみ (ϵ_m) に至る範囲

・ Case1 (コンクリート引張応力無視、鉄筋弾性、PC 鋼材弾性)

$$x_{n1} = P_p n_p \left(\frac{\epsilon_{p0}}{\epsilon_c} - 1 \right) - P_r n_r + \sqrt{\left\{ -P_p n_p \left(\frac{\epsilon_{p0}}{\epsilon_c} - 1 \right) + P_r n_r \right\}^2 + 2(P_p n_p d_{p1} + P_r n_r d_{r1})} \dots\dots(2.1)$$

$$\frac{M}{bD^2} = P_p \left(\sigma_{p0} + E_p \frac{\epsilon_c (d_{p1} - x_{n1})}{x_{n1}} \right) \left(d_{p1} - \frac{1}{3} x_{n1} \right) + P_r E_r \frac{\epsilon_c (d_{r1} - x_{n1})}{x_{n1}} \left(d_{r1} - \frac{1}{3} x_{n1} \right) \dots\dots(2.2)$$

$$\phi D = \frac{\epsilon_c}{x_{n1}} \dots\dots(2.3)$$

・ Case2 (コンクリート引張応力無視、鉄筋降伏、PC 鋼材弾性)

$$x_{n1} = P_p n_p \left(\frac{\epsilon_{p0}}{\epsilon_c} - 1 \right) - P_r n_r \frac{\epsilon_{ry}}{\epsilon_c} + \sqrt{\left\{ -P_p n_p \left(\frac{\epsilon_{p0}}{\epsilon_c} - 1 \right) - P_r n_r \frac{\epsilon_{ry}}{\epsilon_c} \right\}^2 + 2P_p n_p d_{p1}} \dots\dots(3.1)$$

$$\frac{M}{bD^2} = P_p \left(\sigma_{p0} + E_p \frac{\epsilon_c (d_{p1} - x_{n1})}{x_{n1}} \right) \left(d_{p1} - \frac{1}{3} x_{n1} \right) + P_r \sigma_{ry} \left(d_{r1} - \frac{1}{3} x_{n1} \right) \dots\dots(3.2)$$

・ Case3 (コンクリート引張応力無視、鉄筋降伏、PC 鋼材降伏)

$$x_{n1} = \frac{2(P_p \sigma_{py} + P_r \sigma_{ry})}{\epsilon_c E_c} \dots\dots(4.1) \quad \frac{M}{bD^2} = P_p \sigma_{py} \left(d_{p1} - \frac{1}{3} x_{n1} \right) + P_r \sigma_{ry} \left(d_{r1} - \frac{1}{3} x_{n1} \right) \dots\dots(4.2)$$

ここに、 P_p :断面に対する PC 鋼材比(= A_p/bD) P_r :断面に対する引張鉄筋比(= A_r/bD)

d_{r1} :圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離の断面の高さに対する比

d_{p1} :圧縮縁から PC 鋼材重心までの距離の断面の高さに対する比

E_c :コンクリートのヤング係数(= f_c' / ϵ_m)

E_r :鉄筋のヤング係数(= 2.05×10^5 MPa) E_p :PC 鋼材のヤング係数(= 2.0×10^5 MPa)

n_r :鉄筋のコンクリートに対するヤング係数比(= E_r/E_c)

n_p :PC 鋼材のコンクリートに対するヤング係数比(= E_p/E_c)

ϵ_c :コンクリートの圧縮縁ひずみ ϵ_t :コンクリートの引張縁ひずみ

σ_{p0} :PC 鋼材の初期応力度 σ_{py} :PC 鋼材の降伏点応力度 σ_{ry} :鉄筋の降伏点応力度

ϵ_{p0} :PC 鋼材の初期ひずみ ϵ_{py} :PC 鋼材の降伏点ひずみ ϵ_{ry} :鉄筋の降伏点ひずみ

c) ϵ_c が ϵ_m から圧縮限界ひずみ (ϵ_{cu}) となる範囲

・ Case1 (コンクリート引張応力無視、鉄筋弾性、PC 鋼材弾性)

$$x_{n1} = \frac{P_p E_p (\epsilon_{p0} - \epsilon_c) - P_r E_r \epsilon_c + \sqrt{\{-P_p E_p (\epsilon_{p0} - \epsilon_c) + P_r E_r \epsilon_c\}^2 + 4k_1 k_3 F_c \epsilon_c (P_p E_p d_{p1} + P_r E_r d_{r1})}}{2k_1 k_3 F_c} \dots\dots\dots (5.1)$$

$$\frac{M}{bD^2} = P_p \left(\sigma_{p0} + E_p \frac{\epsilon_c (d_{p1} - x_{n1})}{x_{n1}} \right) (d_{p1} - k_2 x_{n1}) + P_r E_r \frac{\epsilon_c (d_{r1} - x_{n1})}{x_{n1}} (d_{r1} - k_2 x_{n1}) \dots\dots\dots (5.2)$$

・ Case2 (コンクリート引張応力無視、鉄筋降伏、PC 鋼材弾性)

$$x_{n1} = \frac{P_p E_p (\epsilon_{p0} - \epsilon_c) + P_r E_r \epsilon_{ry} + \sqrt{\{-P_p E_p (\epsilon_{p0} - \epsilon_c) + P_r E_r \epsilon_{ry}\}^2 + 4k_1 k_3 F_c \epsilon_c P_p E_p d_{p1}}}{2k_1 k_3 F_c} \dots\dots\dots (6.1)$$

$$\frac{M}{bD^2} = P_p \left(\sigma_{p0} + E_p \frac{\epsilon_c (d_{p1} - x_{n1})}{x_{n1}} \right) (d_{p1} - k_2 x_{n1}) + P_r \sigma_{ry} (d_{r1} - k_2 x_{n1}) \dots\dots\dots (6.2)$$

・ Case3 (コンクリート引張応力無視、鉄筋降伏、PC 鋼材降伏)

$$x_{n1} = \frac{P_p \sigma_{py} + P_r \sigma_{ry}}{k_1 k_3 F_c} \dots\dots\dots (7.1)$$

$$\frac{M}{bD^2} = P_p \sigma_{py} (d_{p1} - k_2 x_{n1}) + P_r \sigma_{ry} (d_{r1} - k_2 x_{n1}) \dots\dots\dots (7.2)$$

ここに、 $k_1 k_3 k_2$ は圧縮縁ひずみが ϵ_c の時のストレスブロック係数

3. 解析結果および考察

コンクリート曲げ部材では、曲げひび割れ時にコンクリートの負担していた引張力が引張側鋼材(PC 鋼材、引張鉄筋)に移行するため、断面の M- ϕ 曲線を例示した図-4 中の a 点から a' 点への移行のように、断面曲率および鋼材応力の急激な増大(ジャンピング)現象が起こる。以下にこのジャンピングに関わる諸問題について解析的に検討する。なお、後述する断面の M- ϕ 曲線では、ひびわれが発生点 (a),(a') 点、鉄筋の降伏点(b)点、PC 鋼材の降伏点(c)点、圧縮縁コンクリートひずみ ϵ_c が ϵ_m 時の(d)点、および ϵ_c が ϵ_{cu} 時の(e)点(さらに鋼材量が極めて小なる場合などには鋼材破断点)などを特性点としている。

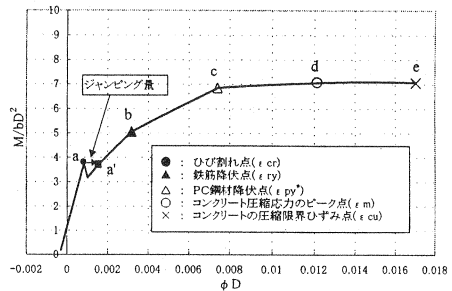


図-4 PC 曲げ部材の M- ϕ 曲線

3.1 最小 PC 鋼材比(minP_p)と最大 PC 鋼材比(maxP_p)の定義

図-5 は、ジャンピング問題の概要を把握するため、コンクリート強度が $F_c=100\text{MPa}$ 及び 200MPa で、PC 鋼材比が $P_p=0.0767\%$ と $P_p=0.2343\%$ である 4 種の梁断面の M- ϕ 曲線をまとめて例示したものである。同図によれば、 $F_c=100\text{MPa}$ で PC 鋼材比が小さい $P_p=0.0767\%$ の断面では、曲げひび割れ耐力と降伏耐力が同じである。それ故、コンクリートにひびわれが発生すると同時に PC 鋼材が降伏し、そのまま耐力は上昇せずに変形だけが增大してコンクリートが圧縮限界ひずみに一気に達し破壊する。さらに、鋼材比は同じ $P_p=0.0767\%$ でコンクリート強度 F_c を 200MPa に引き上げると、ひびわれ耐力の方が PC 鋼材の降伏耐力より大きいので、ひび割れ発生後一気に鋼材破断による破壊まで進行する。さらに、 F_c は 200MPa のままとして PC 鋼材比を $P_p=0.2343\%$ まで大きく増加させると降伏耐力は増大するが、 $F_c=200\text{MPa}$ によるひび割

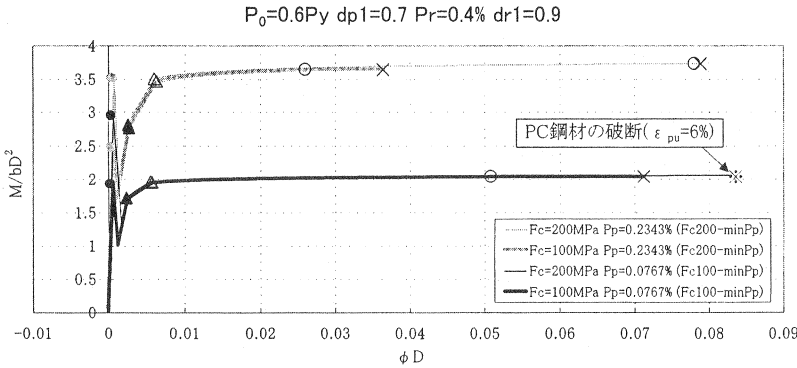


図-5 minP_pにおける M-φ 曲線

れ耐力も大きくなるため、前述と同様、ひびわれ発生と同時に PC 鋼材が降伏し破壊する状態となる。一方、鋼材比 P_p=0.2343%のままで F_c=100MPa と低下させると、ひび割れ耐力が小さくなるため、ひび割れ後破壊まで耐力耐力上昇をする M-φ 関係となる。

以上のように、ジャンピング現象は PC 鋼材量とコンクリート強度に密接に関係し、ひびわれ発生後、適当な耐力上昇と適切な変形を得るためには、コンクリート強度に見合った PC 鋼材量が必要である。本報告では、ひびわれ発生と同時に PC 鋼材が降伏する時の PC 鋼材比を最小 PC 鋼材比(minP_p)と定義し、次節において minP_p に及ぼす諸要因の影響を検討する。

なお、図-6 は参考のために、PC 鋼材の降伏とコンクリートの圧縮限界ひずみへの到達が同時に起こる最大(終局釣合い)鋼材比(maxP_p)について調べたもので、F_c=100MPa 及び 200MPa で PC 鋼材比が P_p=1.1852%と P_p=2.4116%の時の M-φ 曲線を例示している。すなわち、F_c=200MPa、P_p=2.4116%の曲線では、PC 鋼材が降伏すると同時にコンクリートが圧縮限界ひずみに達するが、F_cを 100MPa に低下させると PC 鋼材は未降伏のままコンクリートが圧縮限界ひずみ度となり破壊する。さらに F_cは 100MPa のままとし、PC 鋼材量を P_p=1.1852%まで下げると、前述と同様に PC 鋼材の降伏と同時にコンクリートが圧縮限界ひずみに達する状態となるなど、maxP_pはコンクリート強度の影響を受けることがわかる。

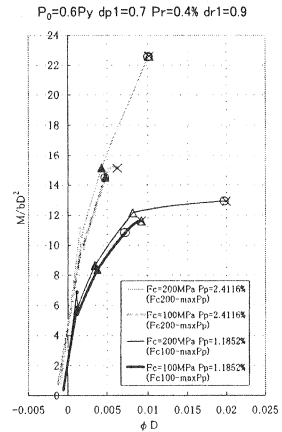


図-6 maxP_pにおける M-φ 曲線

3.2 minP_p および maxP_p に及ぼすコンクリート強度 (F_c)の影響

図-7 は、前節で述べた最小 PC 鋼材比(minP_p)と最大 PC 鋼材比(maxP_p)を縦軸にとって、コンクリート強度(F_c)の影響を調べたものである。同図によれば、maxP_p はコンクリート強度が高くなるにしたがい急激に大きくなるのに対し、minP_p は緩やかに上昇する傾向を示した。この結果は、F_c の大なる範囲ほど使用可能な鋼材量(比)の範囲が広がることを示し、超高強度コンクリートの利用可能性を示唆する。しかし、

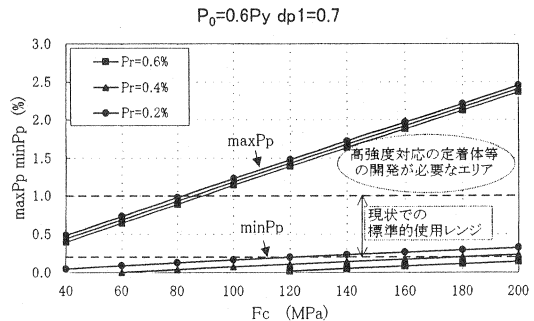


図-7 F_c と minP_p と maxP_p の関係

現状の PC 鋼材、定着体での定着部の納まりを考慮すると、超高強度コンクリートにおいて P_p=1.0%~2.0%の PC 鋼材の使用は難しく、同コンクリートを最大限に利用することができないことが予想される。今後、超高強度コンクリートに見合った定着体、さらに超高強度 PC 鋼材の開発が必要であろう。

3.3 ジャンピング直後の鉄筋応力度とコンクリート強度との関係

図-8は、PC鋼材比(P_p)が標準的な値である0.5%で引張鉄筋比(P_r)をパラメータとした解析断面において、ジャンピング(ひびわれ)直前・直後の鉄筋応力度(σ_{st})を算出し、同応力度をコンクリート強度(F_c)を横軸にとって表した図である。図中の下部にある破線がひびわれ直前の鉄筋の応力度を示し、各々の線と破線との差($\Delta\sigma_{st}$)がジャンピングによる鋼材応力度増分を示す。

F_c の増大に対し、ひび割れ後鉄筋応力度(σ_{st})はほぼ直線的に増大し、その傾向は P_r が小さい程顕著である。 $P_r=0.2\%$ 程度の場合、 $F_c=100\text{MPa}$ 程度ではジャンピング現象によって鉄筋は長期許容応力度(f_{st})に、 $F_c=150\text{MPa}$ 程度では降伏点(σ_{ry})にまで一気に達する。逆に $F_c=150\text{MPa}$ 程度するとき、ひび割れ後の鉄筋応力度を f_{st} 以下にするためには $P_r=0.6\%$ 程度の引張鉄筋が必要となる。すなわちP R C梁では、引張鉄筋が降伏点に達してもPC鋼材があるため、梁断面がすぐに終局耐力に達することは無いが、コンクリート強度が大きくなるにともない、それに見合った引張鉄筋補強が必要であることが分かる。

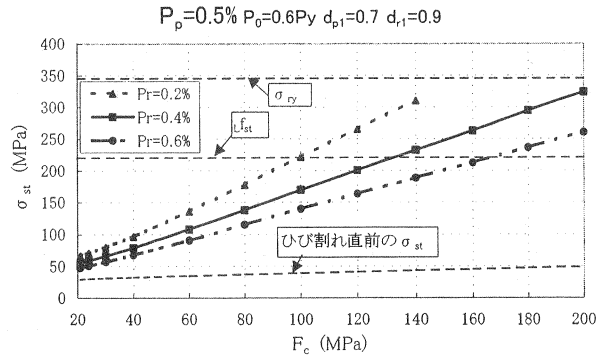


図-8 ジャンピング直後の σ_{st} と F_c の関係

3.4 曲げひびわれ巾とコンクリート強度との関係

図-9は、超高強度コンクリートの範囲に対する算定式の適合性の問題を無視して、ジャンピング直後のひびわれ幅(w_{av})とコンクリート強度(F_c)の関係を試算したものである。すなわち、 $b \times D=500 \times 1000, P_p=0.2\%(2-D25), 0.4\%(4-D25)$ および $0.6\%(6-D25)$ である具体的な断面について、3.3節で求めた鉄筋の応力度からひびわれ巾を計算した。算出方法はプレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針・同解説²⁾に示されるもので、乾燥収縮ひずみは考慮せず、鉄筋の引張応力度のみを用いて行った。図-9によれば、いずれの P_r を有する断面の場合でも、コンクリート強度が高い範囲で、図中の直線①と直線②とで構成される折れ曲がり線でひび割れ幅が与えられる。これは、高強度コンクリートでは引張強度も高いことから、鉄筋の平均ひずみ度が、 $\epsilon_{t,av} \geq 0.4 \sigma_t / E_s \dots$ ①、かつ $\epsilon_{t,av} \geq (\sigma_t - 1050) / E_s \dots$ ②という二つの上限を表す式のどちらかで決まり、また鉄筋応力度がある値以上になると平均ひずみ度算定式が①式から②式に移るためである。

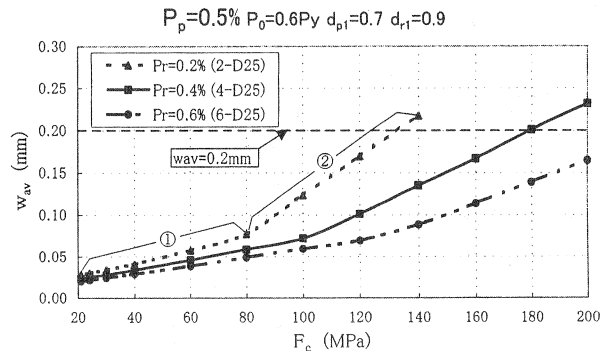


図-9 ひびわれ巾 w_{av} と F_c の関係

同図によれば、3.3での結果と同様、ひびわれ巾(w_{av})はコンクリート強度(F_c)が大となるほど大きくなるが、高強度範囲では、鉄筋の平均ひずみ度算定式が②式となるため、 F_c に対する w_{av} の増分は、3.3の F_c に対する鉄筋応力度の増分に比べ大きくなり、曲げひび割れ幅制御にはより多くの鉄筋量が必要であることを示している。しかしひび割れ幅は、超高強度コンクリートの引張強度、付着強度、ひび割れ間隔などと密接に関係するため、この結果に対しては今後の一層の検討が必要であろう。

3.5 鉄筋応力度(σ_{st})—プレストレス量(P_p)—コンクリート強度(F_c)の関係

3.3, 3.4 では、プレストレス量が同じ場合、コンクリートが高強度になればジャンピング現象に伴う鋼材応力度の増加やひびわれ巾が大きくなることを示した。本節では、プレストレス量を変化させた場合の効果について述べる。なお、検討に当たってはプレストレス量(PC 鋼材比; $P_p=A_p/bD$)を変化させ、有効プレストレス量(初期プレストレス量)は $P_0=0.6P_y$ の一定とした。

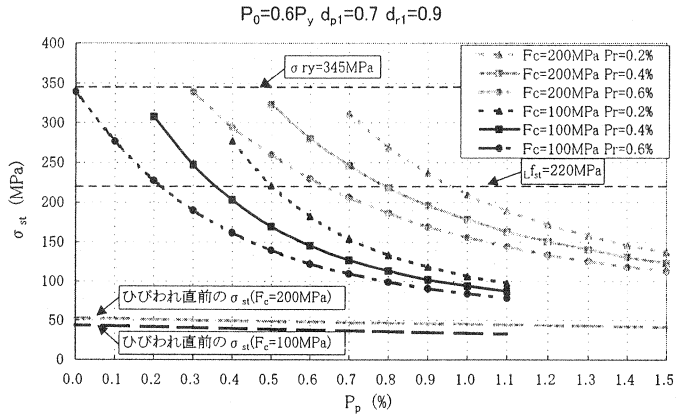


図-10 $\sigma_{st}-P_p-F_c$ 関係

図-10 は、コンクリート強度 (F_c) が 100,200MPa、引張鉄筋比(P_p)が 0.2,0.4,0.6%の断面において、PC 鋼材

比 (P_p)を増加させたとき、ジャンピングによる鉄筋応力度がどのように変化するかを調べたものである。同図によれば、いずれの断面の場合でも、ひび割れ後の鉄筋応力度(σ_{st})は P_p の増加に対して双曲線的に急激に減少し、 σ_{st} に及ぼすプレストレスの効果の大きいことが分かる。また、同じ P_p の断面では P_r の大きい場合の方が σ_{st} の増大を良好に抑止すること、同じ P_r で F_c が異なる断面の $\sigma_{st}-P_p$ はほぼ平行な関係を示す傾向が見られ、ほぼ同じ σ_{st} とするためには図-10の $F_c=200\text{MPa}$ では 100MPa の場合の約2倍の P_p が必要であること、などが分かる。

4. まとめ

本研究で得られた主な結果を以下に示す。

- 1) コンクリート強度(F_c)が大なるほど使用可能な鋼材量(比)の範囲が広がる。しかし、納まりを考慮すると、今後、超高強度に見合った定着体、さらに超高強度 PC 鋼材の開発が必要であろう。
- 2) F_c の増大に対し、ひび割れ後の鉄筋応力度(σ_{st})はほぼ直線的に増大し、その傾向は引張鉄筋比(P_p)が小さい程顕著である。
- 3) 高強度コンクリートの範囲では、鉄筋の平均ひずみ度は、 $\epsilon_{t,av} \geq 0.4 \sigma_t / E_s \dots \textcircled{1}$ 、または $\epsilon_{t,av} \geq (\sigma_t - 1050) / E_s \dots \textcircled{2}$ の上限を表す二つの式のどちらかで決まる。
- 4) σ_{st} は PC 鋼材比の増加に対して双曲線的に急激に減少し、 σ_{st} に及ぼすプレストレスの効果は大きい。

【謝辞】 本研究は、日本材料学会 PC 構造部門委員会(委員長：六車熙)におけるワーキンググループの課題として行われたものである。貴重なご意見等を頂いたWG委員各位に記して謝意を表する。

【参考文献】

- 1) Hiroshi Muguruma et al. : “ Stress-strain Curve Model for Concrete with a Wide-range of Compressive Strength ” , Proceedings of the 3rd International Symposium on Utilization of High Strength Concrete, pp.21-32, Lillehammer, Norway, June.1993.
- 2) 日本建築学会;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
- 3) Hiroshi Muguruma, Fumio Watanabe and Minehiro Nishiyama : “ Minimum Amount of Tensile Reinforcement in Reinforced Concrete Flexural Members with High-Strength Concrete ” , Proceedings of the FIP Symposium on Concrete 95 Toward Better Concrete Structures, Vol.1, pp.329-335, Brisbane, Australia, Sept.1995.
- 4) 谷川恭雄, 中塚 佑, 畑中重光他 ; 鉄筋コンクリート—理論と設計—(第2版), 森北出版, 1994