

高強度鉄筋の PPC 構造への適用について

出雲 淳一*

1. はじめに

1988年から1993年にかけて国土交通省（旧建設省）が中心となって実施した総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート造構造物の超軽量・超高層技術の開発」（以下 New RC 総プロという）において、高強度鉄筋の実用化のための検討が行われ、建築構造部材としての柱・梁の主筋用として USD 685 および USD 980、さらに柱・梁の横補強筋用として USD 785 および USD 1275 の高強度鉄筋が開発された。高強度鉄筋の化学成分および機械的性質は、JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」とは異なり、文献1)にはその規格案（以下 New RC 規格案とよぶ）が示され、また文献2)では高強度鉄筋に要求される機械的性能が報告されている。また、New RC 規格案では、JIS と区別する意味から鉄筋の種類の記事として「USD」が用いられている。

一方、土木構造物においては、東海北陸自動車道路鷲見橋の3橋脚（高さ55 m, 118 m, 68 m）（写真-1）に日本で初めて降伏点 685 N/mm² 級の高強度鉄筋が使用された^{3), 4), 5)}。鷲見橋の建設においては、New RC 総プロの USD 685 鉄筋に関する規格をベースに、土木構造物としての要求性能を満足させるために鷲見橋独自の仕様を規定して、高強度鉄筋が製造された。その後、宮崎県の上岩戸大橋に高強度鉄筋が使用され、さらに高強度・高流動コンクリート（自己充填型高強度耐久性コンクリート）と高強度鉄筋とを第二名神高速道路の栗東橋に使用するなど、その使用実績を上げつつある。高強度鉄筋の使用は、部材断面が終局耐力によって決定される場合には、従来の鉄筋に比べて、断面の軽量化、過密配筋が解消されるなどの利点があるが、一方ではひび割れ制御のためのプレストレス力も必要となることもある。高強度鉄筋を高強度コンクリートとプレストレスとを組合せて用いることにより、高強度・高品質・高耐久コンクリート構造物を目指した設計の可能性もあることから、平成12年度に、高炉メーカー3社（新日本製鐵、神戸製鋼所および住友金属小倉）の委託を受けて、(社)プ



写真-1 鷲見橋（最高橋脚高さ 118 m）

レストレストコンクリート技術協会では、「高強度鉄筋 PPC 構造研究委員会」（委員長 横浜国立大学 池田尚治 名誉教授）を発足させた。さらに当委員会の作業部会として幹事会を設置し、高強度鉄筋を用いた PPC 構造の設計指針作成のための具体的な作業を行ってきた。

本報告では、幹事会でとりまとめた内容を中心に、高強度鉄筋の規格の内容とそれを PPC 構造に適用する際の要点について紹介する。

2. 高強度鉄筋に要求される性能

2.1 高強度鉄筋の分類

本稿で取り扱う高強度鉄筋とは、降伏点強度が 685 N/mm² 以上を有している構造用鉄筋をいうものとする。図-1 は、従来の鉄筋（SD 345）と高強度鉄筋の応力-ひずみ関係の概略図を示している。高強度鉄筋は、一般に、従来の鉄筋と比べて、降伏棚が短く、降伏比が大きく、破断伸びが小さい。また、高強度鉄筋は、その圧延方法の違いに

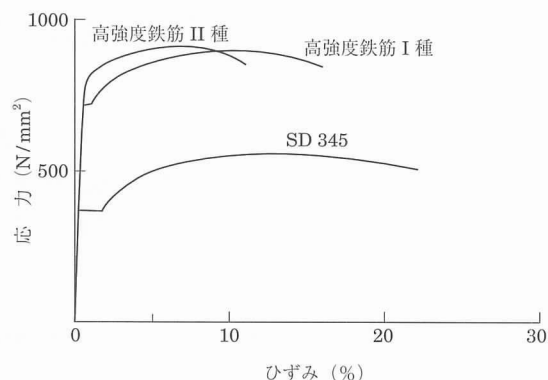


図-1 高強度鉄筋および SD 345 の応力-ひずみ関係



* Junichi IZUMO

*1 Doitsu

関東学院大学 工学部土木工学科
教授

より応力-ひずみ曲線が異なる。ここでは、鉄筋を直棒圧延で製造することで明瞭な降伏棚を有し、降伏点強度に上下限値を定めるものを高強度鉄筋Ⅰ種とよぶことにする。また、鉄筋をコイル圧延により製造するため、細径で、明瞭な降伏棚が現れず降伏点強度の下限値のみを定めるものを高強度鉄筋Ⅱ種とよぶことにする。

2.2 高強度鉄筋の規格（Ⅰ種）

現在、建設に使用されている高強度鉄筋は、New RC 総プロで規定された品質規格（USD 685 A, B）に基づき製造されている。USD 685 A および USD 685 B は構造用部材の主筋として用いられることを考慮して、機械的性質が規定されている。表-1 および図-2 に高強度鉄筋の機械的性質を JIS G 3112 「鉄筋コンクリート用棒鋼」に規定された SD 490 と比較しながら示している。高強度鉄筋Ⅰ種は、鉄筋を直棒圧延によって製造され、鉄筋径として D 19 ～ D 51 までが規格化されている。高強度鉄筋の機械的性質の特徴を以下に、説明する。

(1) 降伏点の上下限値幅

JIS 規格の SD 490 の場合、降伏点または 0.2 % 耐力の上限値は下限値に対して 1.28 倍、上下限値幅を 135 N/mm² と規定しているのに対して、USD 685 A の場合には降伏点の上限値は下限値に対して 1.15 倍、上下限値幅 100 N/mm²、USD 685 B の場合には降伏点の上限値は下限値に対して 1.10 倍、上下限値幅 70 N/mm² と規定している。すなわち、高強度鉄筋の場合には降伏点強度が SD 490 に比べ 1.4 倍高いにもかかわらず、降伏点の上下限値幅は小さい。曲げ耐力の算定時には、降伏点または 0.2 % 耐力の規格値の下限値が用いられるが、せん断耐力の照査時には、せん断破壊が曲げ破壊よりも先行しないように降伏点または 0.2 % 耐

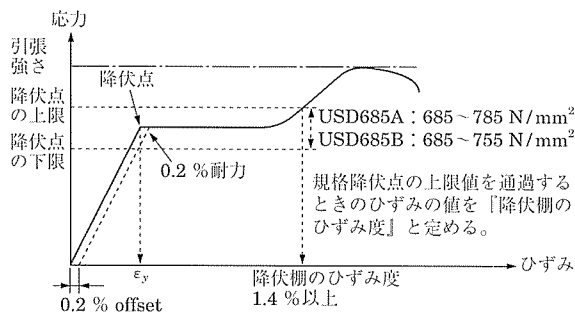


図-2 高強度鉄筋Ⅰ種の応力-ひずみ関係

力の規格値の上限値が用いられる。降伏点の上下限値幅が小さい方が、構造物の破壊機構を確実にすることができるために必要な設計強度の割り増しを小さくできる利点があるが、降伏点の上下限値幅を小さく規定すると、より高度な品質管理が要求され、製造コストにも反映される。高強度鉄筋Ⅰ種には、降伏点の上下限値幅 100 N/mm² で規定される USD 685 A とそれよりも上下限幅をさらに狭く規定した USD 685 B があり、設計者はそれぞれの特徴を考慮して採用を決定する必要がある。

(2) 降伏棚のひずみ度の規定

地震時のエネルギー吸収を大きくし、じん性のある構造物を設計するには、降伏後の鉄筋の性質として降伏棚は必要であるが、JIS G 3112 では伸びの規定はあるものの、降伏棚の長さの規定はなされていない。USD 685 A および USD 685 B の場合には、降伏棚の最終点までのひずみを降伏点または 0.2 % 耐力時のひずみの 4 倍すなわち 1.4 % 以上（降伏棚の長さとしては降伏ひずみの 3 倍）と規定している。

(3) 降伏比

鉄筋の降伏点または 0.2 % 耐力を引張強さで除した値を降伏比とよんでいる。JIS G 3112 SD 295 B ～ SD 390 に対しては、下限値降伏比 (0.67) ～ 上限値降伏比 (0.91) の規格となっている。また、SD 490 の場合には、下限値降伏比 (0.79) ～ 上限値降伏比 (1.01) の規格となっており、降伏後破断しても良い規格となっている。降伏点強度が上がると、引張強度も上昇し、降伏比は一般に大きくなる傾向にある。降伏点または 0.2 % 耐力に対する強度の余裕をもたせるために、高強度鉄筋Ⅰ種の場合 USD 685 A および USD 685 B に対して降伏比を、0.85 以下および 0.80 以下に規定している。降伏比の規定があるために、実際には最大引張り強度は規定されていることになるので、最大引張り強度に関する規定は設けられていない。

(4) 曲げ性の確保

梁主筋などの定着は、通常折り曲げ定着が行われるが、一般的には鉄筋が高強度になると曲げ性能が低下することから、曲げ半径を大きくする必要があり。曲げ半径が大きくなると部材寸法も大きくする必要が生じ不経済となる。このため、USD 685 A および USD 685 B では SD 345 と同等の曲げ性が規定されている。(写真-2 参照)

(5) 高応力繰返し時のじん性

地震時における大変形を想定し、ひずみ制御で両振り試

表-1 USD 685 と SD 490 の機械的性質の比較

高強度鉄筋の種類		USD 685 A	USD 685 B	SD 490 (JIS)	
機械的性質	降伏点または 0.2 % 耐力 (YP : N/mm ²)	685 ~ 785	685 ~ 755	490 ~ 625	
	引張強さ (TS : N/mm ²)	—	—	620 以上	
	伸び	降伏棚のひずみ度	1.4 % 以上		> D 25 : 14 % 以上
		伸び	10 % 以上		—
	降伏比 (YR=YP/TS)	85 % 以下	80 % 以下	—	
曲げ性	内側半径 : 2d (d : 公称直径)			内側半径 : 3d	
	曲げ角度 : 90°			曲げ角度 : 90°	
主な使用部位		柱および梁			

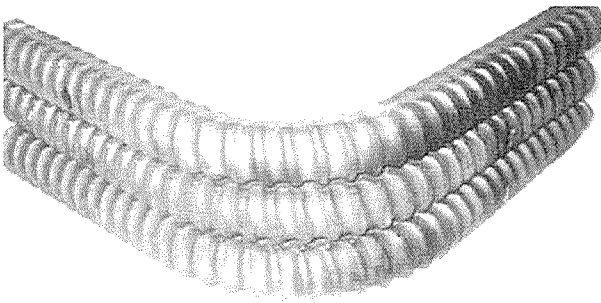


写真-2 D 51 の曲げ試験後の試験片外観

験 (0 ⇒ ± 2 % ⇒ ± 4 % ⇒ ± 6 %) , 片振り試験 (+ 2 % ⇔ + 1 % → 4 % ⇔ + 2 % → + 6 % ⇔ + 3 %) および一方試験 (0 ⇒ + 8 %) を行ない, SD 345 と比較した両振り試験結果を図-3に示している。USD 685 の繰返し載荷時の履歴特性は, SD 345 と同等のじん性を有していることが確認されている。

(6) 耐食性

異種の金属が腐食環境下で接触するなど電氣的に接続されていると, 電氣的に卑な金属が腐食することがある。普通鉄筋に比べて多くの強化元素を添加している高強度鉄筋を使用した場合に, この現象が起こる否かについてコンクリート内部環境を模擬した実験が行われている。実験では, 1) 単体での浸漬試験, 2) 電気化学的自然電位測定, および 3) 異種鉄筋を流れるカップリング電流測定などが行われ, 高強度鉄筋の耐食性が, SD 345 と同等であることが確認されている。また, 異種鉄筋が接触した場合のカップリングによる腐食は, 低強度側の鉄筋が腐食される傾向にあり, その速度は pH 12 の場合で, 0.001 ~ 0.019 mm / 年で非常に小さいものであったことも確認されている。

(7) その他の諸性能

鉄筋としては機械的性質のほかに着性能, 継手性能, 高温時の力学的性能などの諸特性があるが, 高強度鉄筋 USD 685 はこれらの基本性能を満足していることが確認されている。

2.3 高強度鉄筋の規格 (Ⅱ種)

高強度鉄筋Ⅱ種は, 図-1に示されるように, 高強度鉄筋Ⅰ種に比べ, 明確な降伏点を有しておらず, 伸び性能も高強度鉄筋Ⅰ種に比べて小さい。高強度鉄筋Ⅱ種は, 鉄筋をコイル圧延して製造するため, 鉄筋径の規格は D 10 ~ D 16 となっており, その用途は主に横方向の補強筋などの主筋以外として用いられる。表-2に高強度鉄筋Ⅱ種の機械的性質を示している。

表-2 高強度鉄筋Ⅱ種の機械的性質

高強度鉄筋の種類		KSS 785	HDC 685	
機械的性質	降伏点または 0.2 % 耐力 (N/mm ²)	785 以上	685 以上	
	引張強さ (N/mm ²)	930 以上	785 以上	
	伸び (%)	8 以上 (2号)		
	曲げ性	曲げ角度	180°	
		内側半径	公称直径 1.5 倍	
適用サイズ		D 10 ~ D 16		

高強度鉄筋Ⅱ種の場合, 明瞭な降伏棚を有しておらず, 0.2 % 耐力によって降伏強度が規定されている。降伏強度は下限値のみが定められ, 高強度鉄筋Ⅰ種のような降伏点の上下限値幅の規定は設けられていない。また, 高強度鉄筋Ⅰ種のような降伏棚のひずみ度の規定もとくに規定されていない。降伏比に関しては 0.85 ~ 0.87 の規格となっている。

高強度鉄筋Ⅱ種の曲げ性に関しては, その用途としてとくに横補強筋が対象となるために, 配筋上曲げ半径は小さくできるのが好ましい。高強度鉄筋Ⅱ種の最小曲げ半径は, 従来の鉄筋と同程度の 1.5 d が規定されている。

3. 高強度鉄筋の設計への適用

3.1 応力-ひずみ関係

図-1に示すように, 高強度鉄筋は, 一般に, 従来の鉄筋と比べて, 降伏棚が短く, 降伏比が大きく, 破断伸びが小さい。従来の鉄筋の場合には, 設計上は鉄筋の応力-ひずみ関係を完全弾塑性でモデル化し, 終局ひずみに制限を設けなくても, 鉄筋単体の破断伸びが十分に大きいために, 最小鋼材量の規定を満足していれば, コンクリートの圧壊に先行して鉄筋の破断に至ることはないと考えられる。し

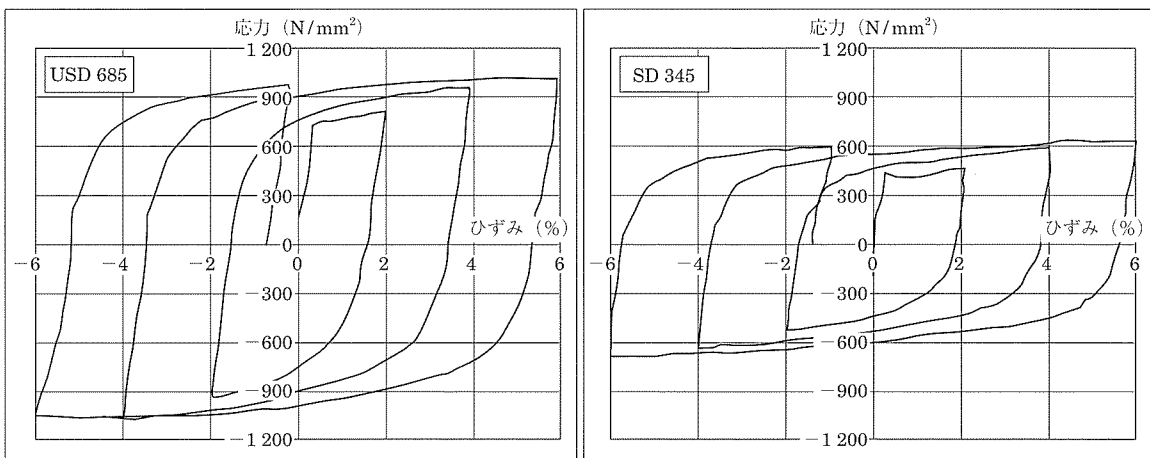


図-3 両振り試験結果

かし、高強度鉄筋を用いる場合には、従来の鉄筋に比べて鉄筋比が小さくなる傾向にあるため、ひび割れ断面における鉄筋の局所ひずみが部材の破壊に影響を及ぼすことが報告されている⁶⁾。とくに、耐震性の検討の際には、コンクリートの圧壊に先行して鉄筋の破断による破壊が生じないことを設計で確認しておく必要がある。

図-5は、一軸引張を受けるRC棒部材の平均応力-平均ひずみの関係を模式化して示している。鉄筋の応力は、コンクリートとの付着作用により一様ではなく、ひび割れ面において鉄筋応力 σ_{ser} は最大となり、鉄筋軸方向の平均応力は、ひび割れ面における鉄筋応力 σ_{ser} よりも、つねに低い値となる⁷⁾。一軸引張を受ける鉄筋コンクリート棒部材の挙動は、図-6で模式化される。鉄筋コンクリート部材の引張応力 σ_{ser} は、図-6における鉄筋が分担する平均応力 σ_{save} とコンクリートが分担する平均応力 σ_{conc}/p との和で表わすことができる。ここに、 p は鉄筋比である。鉄筋の降伏は、ひび割れ面での鉄筋が降伏点強度に達したときに開始するために、鉄筋降伏時の平均応力は、鉄筋単体の降伏点強度よりも見かけ上低くなる。したがって、コンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみの関係は、鉄筋単体のそれとは異なる挙動となる。設計において鉄筋降伏後の挙動が重要な場合に、鉄筋単体の応力-ひずみ関係を用いると、実際よりも降伏を高めめに評価するために、危険側の評価を与えることになる。降伏後の挙動に影響を及ぼす要因には、鉄筋の機械的性質によるもの（降伏比、降伏棚の長さ、破断ひずみ）とコンクリートの引張強度および鉄筋比があり、たとえば、増川ら⁶⁾によると、鉄筋の降伏比が高いほど、降伏棚の長さが短いほど、鉄筋の破断ひずみが小さいほど、鉄筋破断時の平均ひずみ ϵ_{save} は小さくなることを報告されている。また、増川らは、高強度鉄筋I種(USD 685 B)に相当する性能(降伏比が0.8以下、降伏棚の長さが降伏ひずみの3倍以上、破断ひずみが10%以上)の鉄筋を用いた場合、鉄筋破断時の平均ひずみは、およそ6%であったことも明らかにしている。図-7は、コンクリート強度が50 N/mm²の時、引張鉄筋比と鉄筋の降伏比が異なる(USD 685 AとUSD 685 B)場合の鉄筋破断時の平均ひずみを解析から求めて示したものである。この場合、引張鉄筋比は、コンクリートの引張を無視した断面解析において鉄筋降伏時に引張側に配置されるすべての鉄筋を引張鉄筋として、引張鉄筋の断面積を圧縮フランジの幅と断面の有効高さで除した値としている。図-7からは、コンクリート強度が一定であっても、鉄筋比および降伏比の違いによって、終局時の鉄筋の平均ひずみが異なることが理解される。

動的解析に用いる鉄筋の応力-ひずみ曲線の履歴モデルには、鉄筋による履歴吸収エネルギー特性を考慮できるモデルを採用することが必要であるが、設計時ごとに解析から求めるのは、あまり実用的でない。たとえば、「高強度鉄筋PPC設計指針」⁸⁾では、高強度鉄筋I種を用いる場合以下のような2つのタイプのバイリニア型モデルを提案している。

(1) 鉄筋とコンクリートに個々のモデルを用いる場合

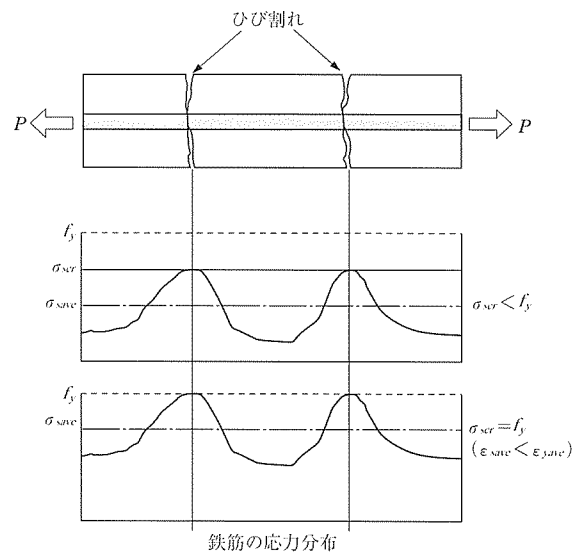


図-5 コンクリート中の鉄筋の応力分布

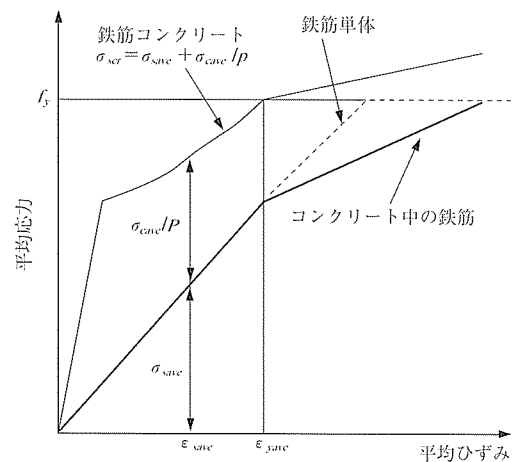


図-6 コンクリート中における鉄筋の平均応力-平均ひずみの関係

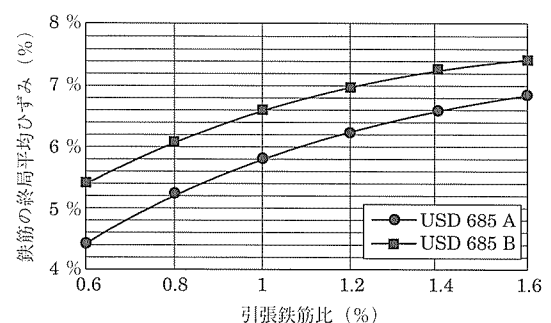


図-7 降伏比の違いによる引張鉄筋比と鉄筋の終局時の平均ひずみとの関係

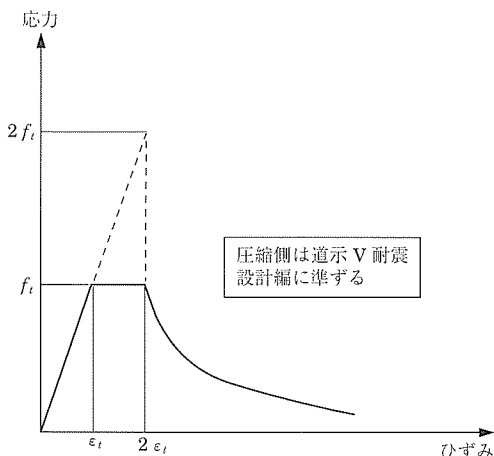


図 - 8 コンクリートの平均引張応力-平均ひずみモデル⁹⁾

鉄筋コンクリートの引張挙動をコンクリートが分担する部分と鉄筋が分担する部分との重ね合わせで表現する場合には、コンクリートの応力-ひずみ関係として図 - 8 に示されるモデルおよび鉄筋の応力-ひずみ関係として図 - 9 の実線で示されるモデルが提案されている。また、鉄筋の応力-ひずみ関係を設定するために必要な諸量は、式(1)で与えられる。このモデルの導出にあたって、コンクリートの引張特性には岡村・前川モデル⁹⁾が用いられている。

降伏時の平均応力；

$$\begin{aligned} \text{USD 685 A, USD 685 B : } f_{yave} \\ = [\{ 0.0037 \ln(p) - 0.0033 \} f'_c + 1] f_y \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \text{ただし, } 0.5 \leq f_{yave} / f_y \leq 1.0 \end{aligned}$$

終局時の平均ひずみ；

$$\begin{aligned} \text{USD 685 A : } \epsilon_{uave} \\ = \{ (0.02 f'_c + 1.5) \ln(p) - 0.04 f'_c + 7.8 \} / 100 \\ \text{USD 685 B : } \epsilon_{uave} \\ = \{ (0.02 f'_c + 1.5) \ln(p) - 0.03 f'_c + 8.3 \} / 100 \end{aligned} \quad (1)$$

終局時の平均応力；

$$\begin{aligned} \text{USD 685 A : } f_{uave} \\ = \{ 0.0012 f'_c - 0.007 \} \ln(p) - 0.0009 f'_c + 1 \} f_u \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \text{USD 685 B : } f_{uave} \\ = \{ 0.0009 f'_c - 0.001 \} \ln(p) - 0.0008 f'_c + 1 \} f_u \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、 $p = A_{st} / b_r d$ ：引張鉄筋比 ($0.6 \leq p \leq 1.6$ (%))

A_{st} ：鉄筋降伏時に引張側に配置されるすべての鉄筋断面積

b_r ：圧縮フランジの幅

d ：有効高さ

f'_c ：コンクリート強度 ($30 \leq f'_c \leq 80$ (N/mm²))

f_u ：鉄筋の引張強度 (N/mm²)

(2) コンクリートの引張軟化特性を鉄筋に含めたモデルを用いる場合

使用する設計解析ツールによっては、コンクリートの引張軟化特性が考慮できない場合がある。その場合には、鉄筋の応力-ひずみ曲線にコンクリートの引張負担も考慮した平均応力-平均ひずみ関係を用いることにより間接的にコンクリートの引張軟化特性を設計で考慮することが可能となる。この場合の鉄筋の平均応力-平均ひずみモデルと

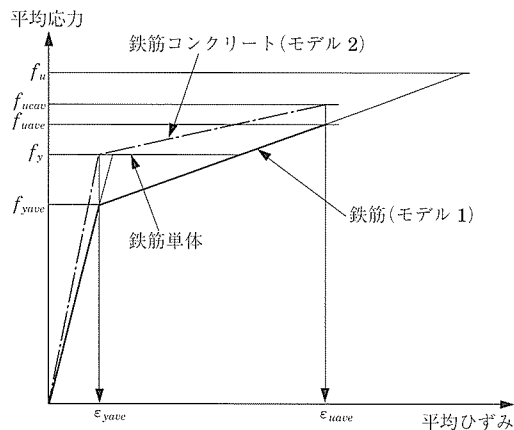


図 - 9 コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみモデル

して、図 - 9 の一点鎖線で示される応力-ひずみ関係が与えられている。鉄筋降伏時の平均応力は、つねに鉄筋の降伏強度に等しく、コンクリートの強度や引張鉄筋の値によって変わることはない。終局時の平均ひずみは式(1)で与えられる。一方、降伏時の平均ひずみは、鉄筋降伏時の平均応力に達した時のひずみに等しいので、式(2)で与えられる。

$$\epsilon_{yavc} = \frac{f_{yave}}{E_s} \quad (2)$$

ここに、 E_s ：鉄筋のヤング係数

また、終局時の鉄筋平均応力とコンクリート平均応力との和で表わされる平均応力 f_{ucav} は、式(3)で与えられる。

$$\begin{aligned} \text{USD 685 A : } f_{ucav} \\ = (-0.1f'_c + 3.7) \ln(p) + 0.1f'_c + 800 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \text{USD 685 B : } f_{ucav} \\ = (-0.1f'_c + 9.0) \ln(p) - 0.1f'_c + 860 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned} \quad (3)$$

3.2 疲労強度

異形鉄筋の疲労強度は、鉄筋の径、ふし形状等の影響を受ける。わが国で行われた鉄筋の疲労強度試験結果をもとに、土木学会「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」では、異形鉄筋の疲労強度算定式として、式(4)が提案されている。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^a}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s \quad (4)$$

ここに、 f_{srd} ：鉄筋の設計疲労強度 (N/mm²)

N ：疲労寿命 (回)

a ： $0.81 - 0.003 \phi$ (ϕ ；鉄筋の直径 (mm))

k ：0.12

σ_{sp} ：鋼材の応力度 (N/mm²)

f_{ud} ：鉄筋の設計引張強度

γ_s ：鉄筋の材料係数

高強度鉄筋 I 種の場合の疲労試験結果と従来の鉄筋 SD 345 の疲労試験結果を図 - 10 に示している。疲労試験では鉄筋径としては、D 51、D 32 (SD 345 の場合)、D 38 (USD 685 の場合) が用いられている。高強度鉄筋は、SD 345 よりも降伏強度が高いにもかかわらず、疲労強度は SD 345 よりも幾分小さめの傾向を示している。図中には実験値

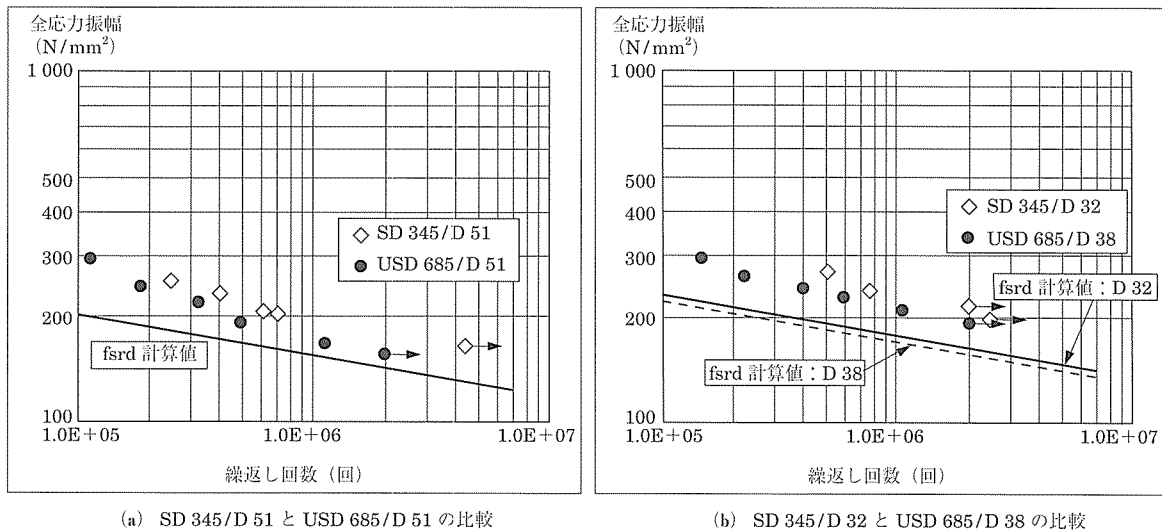


図 - 10 高強度鉄筋 USD 685 と従来の鉄筋 SD 345 の疲労試験結果

以外に、式 (4) より求められる f_{srd} の計算値を実線および破線で示している。ただし、高強度鉄筋母材の設計疲労強度 f_{srd} の算定には、鉄筋の設計引張強度 f_{ud} に 685 (N/mm²) の値を用いる代わりに 345 (N/mm²) を用い、鉄筋の材料係数などの部分安全係数はすべて 1.0 を用いている。高強度鉄筋 I 種の設計疲労強度として、鉄筋の設計引張強度 f_{ud} に 345 (N/mm²) を用いて、式 (4) を適用した場合、ほぼ安全側を結果が得られ、高強度鉄筋 I 種に対しても式 (4) が適用できるものと判断される。

なお、高強度鉄筋 II 種については疲労試験データが不足しており、設計疲労強度に関する検討は今後の課題となっている。高強度鉄筋 II 種の設計疲労強度に関しては、試験によってその性能を確認する必要がある。

3.3 曲げひび割れ幅の算定

ひび割れ発生限界部材、すなわち使用限界状態において、曲げモーメントおよび軸力による緑応力度がコンクリートの曲げひび割れ強度以下であり、ひび割れが発生しないと考えられる部材 (PC 構造) では、コンクリートの全断面を有効として応力度の算定を行うため、高強度鉄筋を用いた場合でも、従来の鉄筋を用いた場合とまったく同様の算定方法を用いることができる。また、ひび割れ幅限界部材、すなわち使用限界状態において、曲げモーメントおよび軸力による緑応力度がコンクリートの曲げひび割れ強度を越え、ひび割れが発生すると考えられる部材 (PPC, RC 構造) においては、鉄筋の応力度を弾性域内に制限するため、従来の鉄筋と同様の仮定を用いることができる。PPC (PRC) のひび割れ幅の算定には、式 (5) が適用されるが、高強度鉄筋に対しても鉄筋の弾性領域内であれば、従来の鉄筋と高強度鉄筋のひび割れ幅はほぼ同様であることが実験により確認されており、式 (5) を適用することができる^{10) 11)}。

$$W = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{sc}}{E_s} \left(\text{または} \frac{\sigma_{pc}}{E_p} \right) + \epsilon'_{csd} \right] \quad (5)$$

ここに、 k_1 : 鋼材の付着性状の影響を表す係数

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす

$$\text{影響を表す係数, } k_2 = \frac{15}{f_c + 20} + 0.7$$

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数,

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

n : 引張鋼材の段数

c : かぶり (mm)

c_s : 鋼材の中心間隔 (mm)

ϕ : 鋼材径 (mm)

ϵ'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

σ_{sc} : 鋼材位置のコンクリート応力度が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

σ_{pc} : 鋼材位置のコンクリート応力度が 0 の状態からの PC 鋼材応力度の増加量 (N/mm²)

高強度鉄筋の場合には、同じ曲げ耐力を得るための鉄筋量は従来の鉄筋に比べて減少し、使用限界状態の検討において、鉄筋応力度が増加するために、式 (5) から求められるひび割れ幅は、従来の鉄筋の場合よりも増加する傾向にある。したがって、高強度鉄筋の場合、従来の鉄筋の場合よりもひび割れ制御のためのプレストレスが必要となる。部材断面が使用限界状態におけるひび割れ幅制限で決まる場合には、高強度鉄筋を用いる場合には、従来の鉄筋を使用する場合よりも PC 鋼材量が増える結果となり、現在の市場価格では、経済的には割高となる傾向にある。一方、部材断面が終局限界状態で決まる場合には、高強度鉄筋を用いることにより、断面の縮小化、はりの桁高の減少、過密配筋の解消などが図られるので、経済的効果以外に施工性、耐久性の向上も期待される。設計者には使用材料の選択にバランス感覚が要求されると同時に、設計の自由度も増すものと考えられる。

3.4 曲げ破壊に対する検討

一般に、高強度鉄筋は従来の鉄筋に比べて、降伏比が大

大きく、破断伸びが小さい。また、高強度鉄筋を採用した断面では低鉄筋比の傾向にあるといえる。曲げモーメントの影響が支配的な部材の軸方向鉄筋に関する最小鋼材量に関する規定は、引張鉄筋比が極端に小さい場合ひび割れ後、直ちに鉄筋が降伏し、さらには鉄筋が破断して脆性的な破壊に至るのを防ぐために、部材の破壊曲げモーメントがひび割れモーメント以上となるように定められている。しかし、橋脚の基部やラーメン橋の柱頭部など、地震時の荷重に対して十分な変形性能が要求される部材では、曲げ降伏以降の破壊モードに着目して最小鋼材量を規定する必要がある。とくに、鉄筋比が小さくなると、ひずみの局所化の影響により、曲げ耐力に達する前に鉄筋の破断が先行して十分な変形性能が得られないと同時に、破壊後の耐力低下が急激であることが報告されており⁶⁾、3.1で述べた応力-ひずみ関係を用いて鉄筋降伏後の部材の挙動を評価した上で、最小鋼材量を設定する必要がある。たとえば、増川らの検討例によれば⁶⁾、ほぼ正方形に近い断面で、軸方向鉄筋が断面の各辺に均等に配置されているような橋脚に高強度鉄筋Ⅰ種を使用する場合には、最小引張鉄筋比として1.0%程度が必要なことが解析から得られている。なお、ここでは引張鉄筋比を、コンクリートの引張を無視した断面解析において鉄筋降伏時に引張側に配置されるすべての鉄筋を引張鉄筋として、引張鉄筋の断面積を圧縮フランジの幅と断面の有効高さで除した値と定義している。

また、終局時の検討において、曲げ破壊に先行して、せん断破壊が生じないように、高強度鉄筋の引張降伏強度の特性値を降伏点または0.2%耐力規格値の上限值および下限値のいずれか設計上不利になる値を用いて設計を行う必要がある。すなわち、「高強度鉄筋 PPC 設計指針」では、曲げ耐力の算定時には、降伏点または0.2%耐力の規格値の下限値を用い、せん断耐力の照査時には、降伏点または0.2%耐力の規格値の上限值を用いることが明記されている。

3.5 せん断耐力の算定

高強度鉄筋をせん断補強筋として用いた場合、鉄筋が負担する設計せん断耐力 V_{sd} の評価について既往の実験結果に基づいて検討を行った。図-11は、せん断補強筋に高強度鉄筋を用いた場合のせん断耐力の実験値^{12) 13) 14)}と土木学会「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]」に採用されているせん断耐力式を用いて求めた値との比を示したものである。比較のためにせん断補強筋の設計降伏強度 f_{wyd} の上限値を400 N/mm²に設定した場合(ケース1)、上限値を785 N/mm²に設定した場合(ケース2)、およびせん断補強筋の降伏点を用いた場合(ケース3)の3通りの計算例を示している。ここでは、部分安全係数はすべて1.0として、せん断耐力を求めている。 f_{wyd} の上限値を400 N/mm²に設定した場合には実験結果をかなり安全側に評価する結果となっている。 f_{wyd} に降伏点強度を適用した場合(ケース3)には、実験値との整合性が良いことが理解されるが、実験ケースによっては、せん断耐力比がほぼ1.0のケースも認められる。上限値を785 N/mm²に設定した場合(ケース2)には、ケース3の場合よりも耐力に余裕があり、

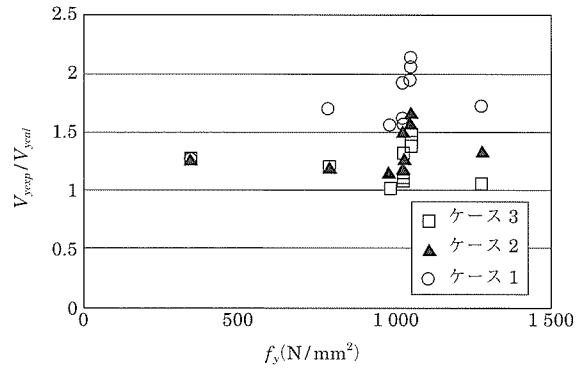


図-11 せん断補強筋の降伏強度とせん断耐力比との関係

実験値との整合性もよいと判断される。したがって、「高強度鉄筋 PPC 設計指針」では、せん断補強筋の降伏強度 f_{wyd} の上限値を785 N/mm²としている。

3.6 横方向拘束効果

帯鉄筋やらせん鉄筋等で囲まれたコンクリートにおいては、それらの鉄筋による拘束効果で、設計圧縮強度および終局ひずみが増加することが一般に知られているが、高強度鉄筋および高強度コンクリートを用いた場合の拘束効果によるコンクリートの応力-ひずみ曲線については現行の規準類において統一された算定式は見当たらず、実験等で適切に確認した上で用いているのが現状である。

Irawan・前川¹⁵⁾は、円形と矩形断面に、コンクリート強度(24 N/mm²と100 N/mm²)と鉄筋の降伏点強度(240 N/mm²と960 N/mm²)とを組合せて実験を行っている。図-12はその実験結果を示している。円形断面の場合には横方向筋の体積比の増加に伴い耐力増加が認められるが、矩形断面の場合には横方向筋が増加しても拘束効果が有効に作用しないために円形断面ほどの耐力増加が見込めない。また、矩形断面の場合には、その耐力増加は横方向筋とコンクリートの組合せによって異なることが報告されている。さらに、圧縮力の増加は、横方向筋の降伏点強度の影響をあまり受けず、むしろ高強度コンクリートを用いた場合に横方向筋を塑性化させ、より大きな拘束効果を発揮させることが指摘されている。

一方、道路橋示方書・同解説「V耐震設計編 平成14年度版」では、横方向筋で拘束された場合のコンクリート強度増加を考慮して設計を行うことが可能となっている。この場合コンクリートの強度増加は、式(6)で算定することができる。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy} \quad (6)$$

ここに、 σ_{cc} ：横方向筋で補強されたコンクリートの最大強度

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

α ：係数(矩形断面、中空円形断面および中空矩形断面では0.2、円形断面の場合には1.0)

ρ_s ：横方向筋の体積比 ($\rho_s \leq 0.018$)

σ_{sy} ：は鉄筋の降伏強度

しかし、このモデルの適用範囲は、コンクリートの設計

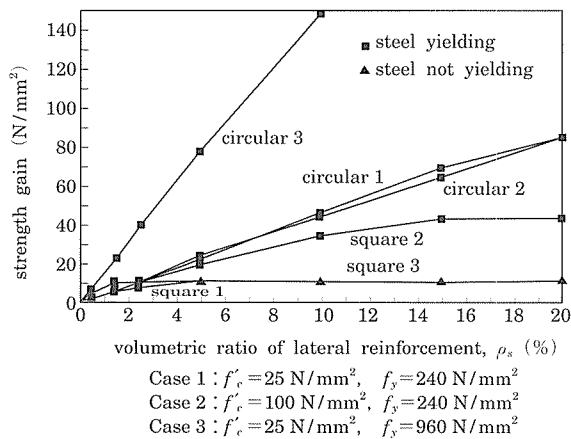


図 - 12 コンクリート強度増加と横方向筋体積比の関係¹⁵⁾

基準強度が 40 N/mm^2 以下で、一般の帯鉄筋を用いた部材を対象にしており、高強度コンクリート、帯鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合を対象としていない。式(6)を適用して、矩形断面で、 $\rho_s = 0.018$ 、横方向筋の降伏点強度 σ_{sy} が 345 N/mm^2 の場合のコンクリート強度増加を求めると 4.7 N/mm^2 となり、 785 N/mm^2 の場合には 10.7 N/mm^2 となる。図 - 12 における矩形断面の強度増加の場合、ケース 1 が横拘束筋の降伏強度 σ_{sy} が 345 N/mm^2 の場合にほぼ対応しており、その場合の強度増加はおよそ 8 N/mm^2 となっている。また、ケース 3 が横拘束筋の降伏強度 σ_{sy} が 785 N/mm^2 の場合にほぼ対応しており、その場合の強度増加はおよそ 11 N/mm^2 となっている。式(6)は、横方向筋体積比が 0.018 の範囲においては、Irawan・前川の実験結果との整合性もよいと判断される。高強度鉄筋を横方向筋として用いた場合のコンクリート強度増加については、今後のデータの蓄積に期待するところが大きいですが、設計では上限値を 10 N/mm^2 として、式(6)を適用してもよいと考えられる。

4. おわりに

コンクリート構造物の高強度化、高品質化、高耐久化などの要求に応えるために高強度鉄筋が開発された。高強度鉄筋の利用に際しては、軸方向筋として使用する場合、鋼材量が従来の鉄筋よりも減少する傾向にあるために、ひび割れ制御のためのプレストレス力が必要となる。したがって、高強度鉄筋はプレストレスとの組合せで設計が行われると考えられる。本稿では、高強度鉄筋の実施例、研究などを背景に高強度鉄筋を PPC 構造設計に適用するための要点を取りまとめたものであるが、高強度鉄筋を採用した PPC 構造物の実施例はまだ少なく、解決すべき課題などについて見過ごしている点もあるかとも思われる。また、高強度鉄筋を緊張材として用いる研究も行われるなど、高強

度鉄筋が利用される新しい分野の開拓も今後期待される。残された課題、新しい発展に伴う課題などについても、さらに引き続き研究開発を行っていく予定であり、読者からの貴重なご意見、ご質問など頂けたら、今後の励みの一助になると思われる。高強度鉄筋のコンクリート構造物への本格的な利用はこれからで、その利点を活かした高強度、高耐久構造物が築造されることを今後期待したい。

謝 辞

本報告は、「高強度鉄筋 PPC 委員会幹事会」において検討した内容を取りまとめたもので、作成にあたり協力を頂いた幹事各位にお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 森田司郎, 今井 弘, 高強度鉄筋分科会, 鉄筋開発・力学特性 WG 研究成果報告書, New RC 研究会, pp.17-38, 1993 年 3 月
- 2) 宇佐見 滋, 鉄筋コンクリート造柱・はり用高強度鉄筋に要求される機械的性能, コンクリート工学, Vol.38, No.10, pp.20-33, 2000.10
- 3) 水口和之, 芦塚憲一郎, 大塚一雄, 高強度鉄筋, 高強度コンクリートの高橋脚への活用, Vol.36, No.11, pp.37-40, 1998.11
- 4) 水口和之, 芦塚憲一郎, 高強度材料を用いた高橋脚 (一東海自動車道 鷺見橋一), 土木技術, 53 巻 9 号, pp.46-53, 1998.9
- 5) 水口和之, 芦塚憲一郎, 大塚一雄, 天野玲子, スーパー RC 工法, 橋梁と基礎, pp.141-144, 1999.8
- 6) 増川淳二, 天野玲子, 須田久美子, 大塚一雄; 高強度鉄筋を用いた RC 橋脚部材の開発, コンクリート工学論文集, 第 9 巻第 1 号, pp.123-132, 1998.1
- 7) 玉井真一, 島 弘, 出雲淳一, 岡村 甫, 一軸引張部材における鉄筋の降伏後の平均応力ー平均ひずみ関係, 土木学会論文集報告集, No.378, pp.233-247, 1987
- 8) 高強度鉄筋 PPC 設計指針, 高強度鉄筋 PPC 構造研究委員会, プレストレストコンクリート技術協会
- 9) 岡村 甫, 前川宏一, 鉄筋コンクリートにおける非線形型有限要素解析, 土木学会論文報告集, No.360/V-3, pp.1-10, 1985.8
- 10) 飯島基裕・山口隆裕・池田尚治, 高強度材料を用いた PPC はりの曲げ挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.1149-1154, 1997
- 11) 近藤吾郎, 高強度材料を使用した鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ性状, 第 52 回セメント技術大会講演要旨, 1998 (P348 ~)
- 12) 下野一行, 柏原 茂, 佐藤 勉, 松岡 茂; 高強度材料を用いた RC 梁部材のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.175-180, 1999
- 13) 新田耕司, 谷村幸裕, 柏原 茂, 佐藤 勉, 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会第 55 回年次講演会, V-520, pp.1044-1045, 2000
- 14) 戸塚信弥, 佐藤 勉, 金森 真, 岡本 大; 高強度せん断補強鉄筋を用いた円形部材のせん断耐力, 土木学会第 53 回年次講演会, pp.1058-1059, 1998 年 9 月
- 15) Paulus Irawan, 前川宏一; 連続鋼材により拘束されるコンクリートの強度・破壊解析, 土木学会論文集, No.472/V-20, 1993.8

【2003 年 9 月 5 日受付】