

鉄筋のひずみ硬化を考慮した CPC 梁の曲げ性状

辻 幸和*1・栖原 健太郎*2・李 春鶴*3・小竹 弘寿*4

A flexural tension failure capacity calculation method considering strain hardening effect of reinforcing bar is proposed in the paper. The calculation method is based on a laminate cross sectional method in rectangular and T-type cross sections. The strain hardening effect of reinforcing bar is considered as the concept of mean stress and mean strain. Both chemical pre-stress introduced in concrete and chemical pre-strain introduced in reinforcing bars of Chemically Pre-stressed Concrete are estimated by the concept of work-done produced in expansive concrete. Differences between measured failure moments and calculated ones by the ordinary laminate cross sectional method can be alleviated by the consideration of strain hardening effect of reinforcing bar effectively in small tensile reinforcements both of rectangular and T-type cross sections.

Key words : Flexural tension failure capacity calculation method, Strain hardening effect of reinforcing bar, Chemically Pre-stressed Concrete, Laminate cross sectional method

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 梁だけでなく、RC 梁に膨張コンクリートを用いてケミカルプレストレスとケミカルプレストレインを導入した CPC (Chemically pre-stressed concrete) 梁の曲げ引張破壊耐力の実験値が計算値に比べて 20% 以上大きい場合がある¹⁾。曲げ引張破壊耐力の計算値は、引張鉄筋が降伏し、降伏状態のあいだに中立軸が上昇して、コンクリートの圧縮縁のひずみが終局値のたとえば $-3\,500 \times 10^{-6}$ に達して圧縮破壊 (圧壊) になったときを仮定している。しかしながら、コンクリートの圧縮縁のひずみが終局値に達しない前に、引張鉄筋が降伏域を超えてひずみ硬化域に達することにより鉄筋が分担する引張力が降伏強度に対応する引張力以上となって、抵抗モーメントが増加することも考えられるのである。

本論文は、引張鉄筋にケミカルプレストレインの引張ひずみがあらかじめ導入されている CPC 梁について、引張鉄筋が降伏域を超えてひずみ硬化域にある場合に、コンクリートの圧縮縁のひずみが終局値になり圧壊する時の曲げ引張破壊耐力の計算方法を提示する。この方法は、鉄筋のひずみ硬化を考慮する平均応力 - 平均ひずみの概念を積層モデルに適用するものである。そして、下段鉄筋の呼び名を主として変化した 3 段配置の矩形断面と T 形断面の RC 梁と CPC 梁の曲げ性状を報告し、曲げ引張破壊耐力の実験値と計算値を対比した結果を報告する。なお、下段鉄筋の呼び名と太径鉄筋の位置を変えたのは、外力を受ける前の CPC 梁のコンクリートに導入されるケミカルプレストレスと引張鉄筋に導入されるケミカルプレストレインの

断面内の分布を変化させるのと同時に、外力を受けた場合の CPC 梁の主として曲げ性状を変化させて、ボックスカルバートに代表されるケミカルプレストレストコンクリート製品への適用範囲の拡大を想定した。また、提案する計算方法の適用範囲を広げるために、一般的な鉄筋の配置方法とは異なるが、太径鉄筋の位置を断面の中央側に配置し、ケミカルプレストレスおよびケミカルプレストレインの断面内の分布、CPC 梁の主として曲げ性状を極端に変化させた場合の実験の水準を設けた。

2. RC 梁と CPC 梁の引張鉄筋のひずみの増加量と外力曲げモーメントの関係

図 - 1 は、外力曲げモーメントを受ける RC 梁と CPC 梁の引張鉄筋のひずみの増加量について、これまでに提案している計算値¹⁾ (以降、従来法と称す) と実験値を整理して比較した一例である。図中には、破壊時の曲げモーメントの計算値および実験値を併記した。RC 梁および CPC 梁の断面は、図 - 2 に示す矩形断面の RB と RE である。RE は、一般の配筋方法ではないが、提案する計算方法の適用範囲を広げるために採用した。

RE を含めた梁軸方向の膨張ひずみの高さ方向の分布を、図 - 3 に示す²⁾。いずれの CPC 梁においても膨張ひずみは、高さ方向に直線分布している。

コンクリートの配合、JIS A 6202 (コンクリート用膨張材) 附属書 B に規定する A 法拘束器具による一軸拘束膨張率、および圧縮強度は表 - 1 に、鉄筋の機械的性質は表 - 2 に示すものである。なお、従来法および後述する提案法の算定に用いた鉄筋のヤング係数は 200 kN/mm^2 とした。ま

*1 Yukikazu TSUJI : 群馬大学・前橋工科大学 名誉教授

*2 Kentaro SUHARA : デンカ (株) インフラソリューション開発研究所 主席研究員

*3 Chunhe LI : 宮崎大学 工学教育研究部 准教授

*4 Hirohisa OTAKE : デンカ (株) インフラソリューション開発研究所 所長

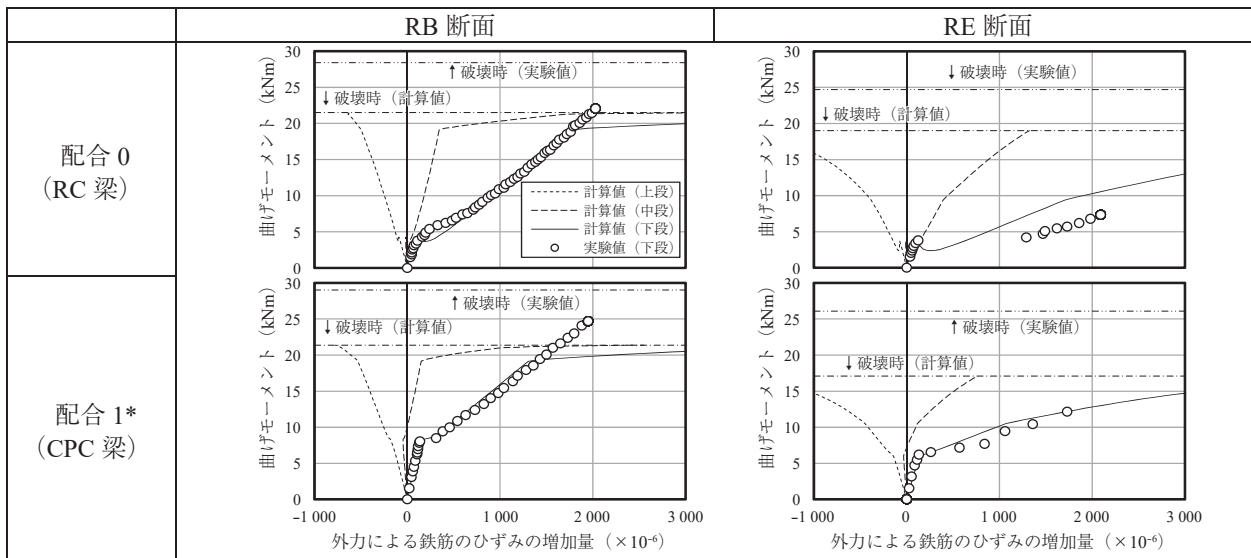


図 - 1 曲げモーメントと下段鉄筋のひずみの増加量の比較の一例 (計算値は従来法)

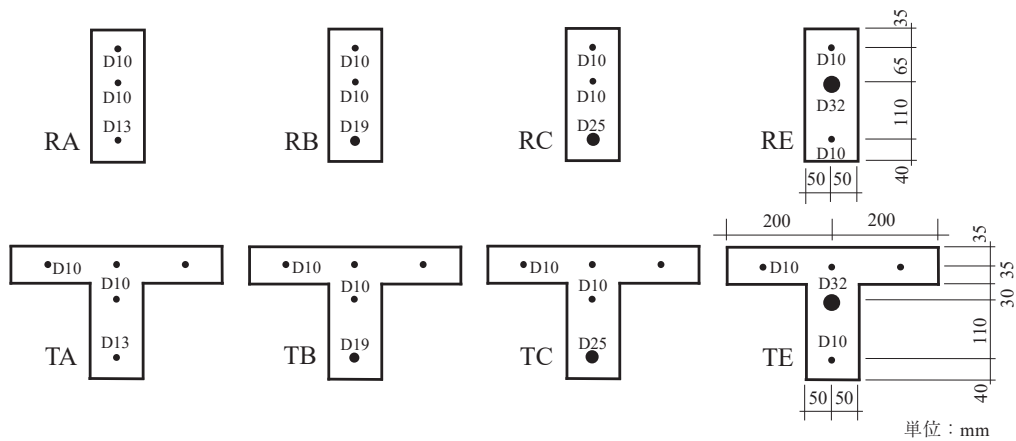


図 - 2 鉄筋の呼び名と配置が異なる矩形断面とT形断面の形状寸法

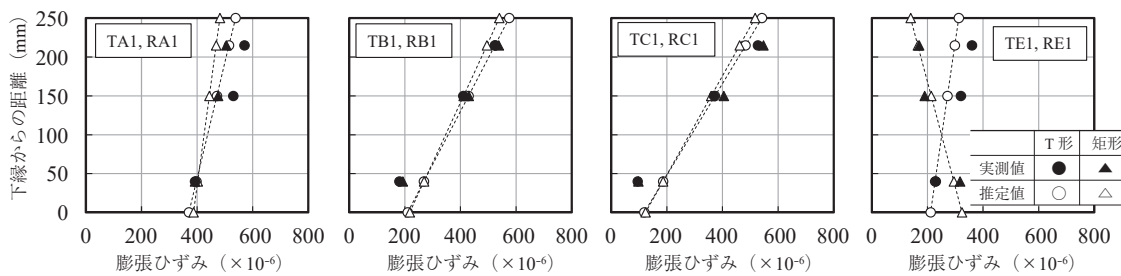


図 - 3 梁軸方向膨張ひずみの高さ方向の分布の一例 (配合1)

た、以降では、梁供試体の種別を、図 - 2 の断面記号と表 - 1 の配合名を組み合わせる (例: RB 断面と配合 0 の場合には「RB0」と表記する)。なお荷重試験は、図 - 4 にしたがって行った。

下段の引張鉄筋は RB 断面が呼び名が D19 と RE 断面が呼び名が D10 であるが、図 - 1 より、曲げひび割れの発生モーメントは、いずれの断面もコンクリートに導入されたケミカルプレストレスにより、CPC 梁が RC 梁に比べて大きくなる。そして曲げひび割れ発生後における引張鉄筋

のひずみの増加量は、ケミカルプレストレスに相当する分、CPC 梁が RC 梁に比べて小さくなっている。

ケミカルプレストレスを考慮した CPC 梁の下段引張鉄筋のひずみの増加量の計算値はほぼ実験値に一致しており、RC 梁もほぼ同様に下段引張鉄筋のひずみの増加量の計算値は実験値とほぼ一致している。

CPC 梁と RC 梁はほぼ同じ曲げモーメントで下段引張鉄筋が降伏した後は、RB0 および RB1* では中段鉄筋の D10 が降伏し、抵抗曲げモーメントの増加はほとんどない状態

表 - 1 コンクリートの配合, A 法一軸拘束膨張率, 圧縮強度

配合名	W/(C+E) (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			スランブ (cm)	空気量 (%)	A 法一軸拘束 膨張率(× 10 ⁻⁶)*2	圧縮強度 (N/mm ²)*2
			水 W	セメント C	膨張材*1 E				
配合 0	50	39	165	330	0	4.0 ~ 5.5	1.5 ~ 2.0	0, 0, 0	40.6, 43.1, 42.2
配合 1	50	39	165	290	40	4.0 ~ 5.5	1.5 ~ 2.0	460, 421, 432	42.5, 42.6, 38.0
配合 1*	50	39	165	280	50	4.0 ~ 5.5	1.5 ~ 2.0	798, 982, 949	39.8, 42.4, 34.9
配合 2	36	42	180	450	50	5.5 ~ 8.0	1.5 ~ 2.0	537, 533, 551	58.8, 57.0, 61.7
配合 3	60	37	167	225	50	5.0 ~ 7.0	1.5 ~ 2.0	487, 482, 482	29.9, 31.9, 34.7

* 1 E: エトリンガイト系 (30 型) の単位膨張材量

* 2 左側の値は RA, RB, TA, TB の, 中側の値は RC, TC の, 右側の値は RE, TE の梁供試体

表 - 2 鉄筋の機械的性質

呼び名	公称 断面積 A _s , A' _s (cm ²)	降伏点強度 f _y (N/mm ²)	引張強さ f _u (N/mm ²)	ヤング率 E _s (kN/mm ²)
D10	0.7133	346	508	200
D13	1.267	330	498	200
D19	2.865	356	547	200
D25	5.067	334	521	200
D32	7.942	350	548	200

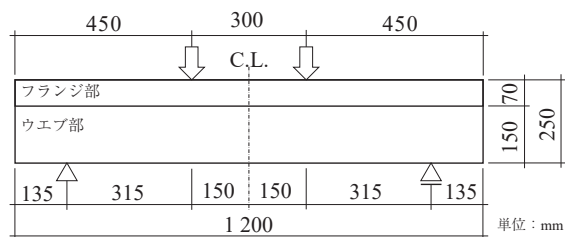


図 - 4 曲げ载荷方法 (T 形断面)

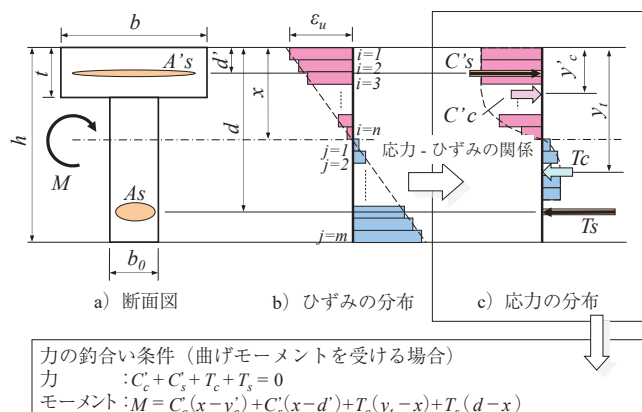
で, 中段鉄筋のひずみの増加量が急激に生じるように計算される。そして, RE0 および RE1* では中段鉄筋が D32 のため, 下段鉄筋の降伏後の引張力の分担が大きくなり, 下段鉄筋の降伏現象が緩やかで曲げ引張破壊に至るように計算される。

しかしながら, その後に圧縮縁のコンクリートのひずみが -3.500×10^{-6} に達する曲げ引張破壊耐力の計算値は, いずれの梁も, 実験値との差が大きい。

このように, CPC 梁および RC 梁ともに, 鉄筋降伏前の曲げ挙動は, おおむね従来法により実験値を再現することができるが, 終局時の曲げ引張破壊耐力の算定においては, 引張鉄筋が降伏してひずみ硬化の無い降伏棚が続く従来法の計算値は, 実験値よりもかなり小さい値として安全側に評価する必要がある。

3. 積層モデルの曲げ解析と鉄筋のひずみ硬化

CPC 梁と RC 梁の曲げ解析方法は, 図 - 5 に示す積層モデルを用いている。積層モデルは, 梁断面を高さ方向に分割した有限の微小要素の力の釣合いから, 断面応力度の算定を行う力学モデルであり, 従来の曲げ解析方法である。



力の釣合い条件 (曲げモーメントを受ける場合)

$$\text{力} : C'_c + C'_s + T_c + T_s = 0$$

$$\text{モーメント} : M = C'_c(x - y'_c) + C'_s(x - d') + T_c(y_t - x) + T_s(d - x)$$

C'_c: コンクリートの圧縮合力 (N) T_c: コンクリートの引張合力 (N)
C'_s: 圧縮鉄筋の圧縮力 (N) T_s: 引張鉄筋の引張力 (N)

y'_c, y_t: それぞれ, コンクリートの圧縮合力および引張合力の作用位置 (m)

図 - 5 積層モデルによる曲げ解析

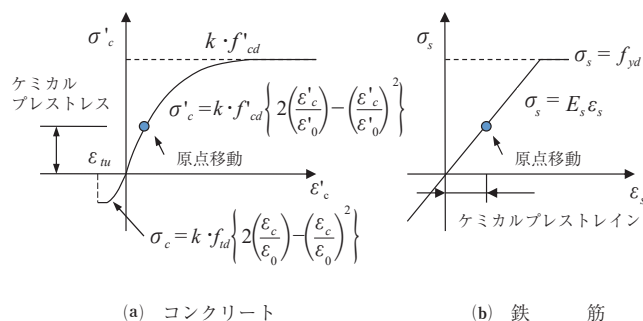


図 - 6 コンクリートと鉄筋の応力 - ひずみ曲線

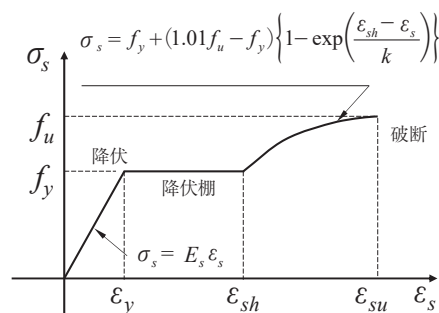


図 - 7 鉄筋のひずみ硬化を考慮した応力 - ひずみ曲線

CPC 梁は, コンクリートのケミカルプレストレスと, 鉄筋のケミカルプレストレインに応じた応力度とが釣り合

った状態にあり、図 - 6 に示すように、コンクリート部ではケミカルプレストレスの分だけ、鉄筋ではケミカルプレストレスインの分だけコンクリートと鉄筋の応力 - ひずみ曲線の原点がそれぞれ移動した状態となる。この応力 - ひずみ曲線を積層モデルに適用することで、従来の曲げ解析方法である曲げモーメントを受ける CPC 梁と RC 梁の断面応力度と断面耐力を算定¹⁾することができる。

鉄筋のひずみ硬化を考慮した曲げ解析方法は、図 - 6 に示した鉄筋の応力 - ひずみ曲線の代わりに、図 - 7 に示す降伏棚を経由してひずみの増加に伴って、応力が増加して引張強さに達したときに破断に至るモデルを採用する。降伏後に、降伏棚を経た後の応力 - ひずみ曲線^{3,4)}は、式 (1) となる。

$$\sigma_s = f_y + (1.01f_u - f_y) \left\{ 1 - \exp\left(\frac{\varepsilon_{sh} - \varepsilon_s}{k}\right) \right\} \quad (1)$$

ここに、 σ_s : 鉄筋の応力 (N/mm²)、 f_y : 鉄筋の降伏点強度 (N/mm²)、 f_u : 鉄筋の引張強さ (N/mm²)、 ε_{sh} : 鉄筋のひずみの硬化点、 ε_s : 鉄筋のひずみ、 k は、式 (2) で表す。

$$k = 0.032 \left(\frac{400}{f_y}\right)^{1/3} \quad (2)$$

ひずみの硬化点である ε_{sh} は、鉄筋の降伏後の降伏棚を再現する部分である。また σ_s が f_u に達した時には鉄筋の破断となる。なお、図 - 7 は、鉄筋単体の応力 - ひずみの関係である。RC と CPC には、コンクリートと鉄筋の付着により、ひび割れ間のコンクリートも引張力を分担する Tension Stiffening 効果を有し、その効果は鉄筋降伏後においても存在する。そのため、積層モデルへの組入れに際しては、以下に示す鉄筋降伏後においても応力分担を再現できる平均応力 - 平均ひずみの概念^{3,4,5)}を適用する。

4. 平均応力 - 平均ひずみの積層モデルへの組入れ

4.1 平均応力 - 平均ひずみの概念

RC 部材の一軸引張試験において、ひび割れ発生後の引張力は、ひび割れ間では、鉄筋とコンクリートの付着によってコンクリートと鉄筋が分担し、ひび割れ面では鉄筋のみが受け持つ。このため、鉄筋コンクリートの引張剛性は、鉄筋単体よりも大きい。ひび割れ面における鉄筋の応力が、降伏点強度に達したときに鉄筋の降伏が始まるが、この段階でひび割れ間の鉄筋の応力は、降伏点強度に達していない。ひび割れ間の鉄筋の応力の平均が平均応力であり、これに対応したひずみ分布の平均が平均ひずみである。

図 - 8 は、平均応力 - 平均ひずみの概念におけるひび割れ間の鉄筋応力の分布である。鉄筋の応力は、ひび割れ面において最大で、ひび割れ間の中央で最小となる分布をもつ余弦曲線で仮定し、ひび割れ間の鉄筋とコンクリートの力の釣合い条件によって、平均応力と平均ひずみの関係を表すものである。以下に、その関係を算定フローにしたがって示す。

(1) 応力分布 σ_s の設定および未知 σ_{scr} の仮定

図 - 8 に示すように、ひび割れ間の鉄筋の応力を振幅

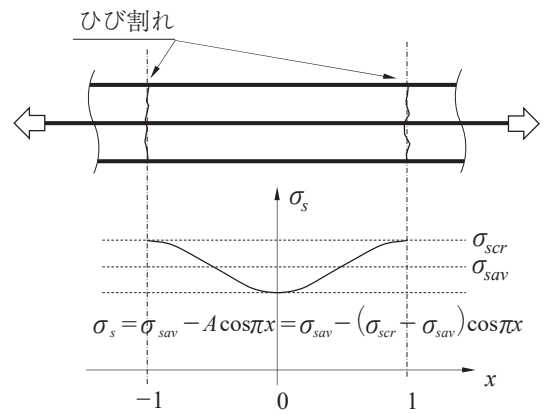


図 - 8 平均応力のモデル化 (余弦曲線で仮定)

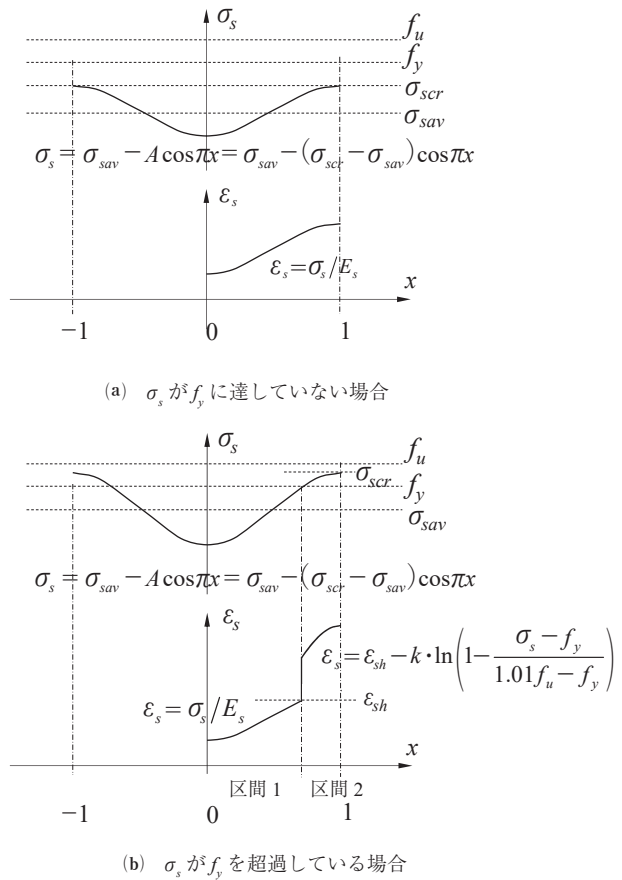


図 - 9 応力 - ひずみの構成則

($\sigma_{scr} - \sigma_{sav}$) の余弦曲線で仮定すると、応力である σ_s の分布は式 (3) となる。 σ_{scr} はひび割れ面での鉄筋の応力、 σ_{sav} は鉄筋応力の平均値である。このとき σ_{sav} が既知で、 σ_{scr} が未知とすると算定が容易となるので、未知である σ_{scr} を仮定する。

$$\sigma_s = \sigma_{sav} - A \cos \pi x = \sigma_{sav} - (\sigma_{scr} - \sigma_{sav}) \cos \pi x \quad (3)$$

(2) ひずみ分布 ε_s の算定

前節(1)の応力分布に、応力 - ひずみの構成則を適用して、ひずみ分布を算定する。ただし、構成則は、鉄筋の降伏点強度 f_y に達している場合と達していない場合の 2 とお

りに分ける。

図 - 9(a) は、 σ_s が f_y 以下の場合で、応力 - ひずみの構成則はフックの法則を適用して線形となり、ひずみは、式(4)で算出する。

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (4)$$

一方、図 - 9(b) は、 σ_s の一部が f_y を超過した場合である。 σ_s が降伏点強度 f_y を超過していない区間 1 では、a) 図と同様にフックの法則を適用する。超過した区間 2 では、前述した式(1)の応力 - ひずみの関係を適用する^{3,4)}。なお、 σ_s が引張強さ f_u に達した時には鉄筋の破断となる。

式(1)を、 ε_s について整理したものが式(5)となる。

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{sh} - k \cdot \ln \left(1 - \frac{\sigma_s - f_y}{1.01 f_u - f_y} \right) \quad (5)$$

式(3)および式(5)から、 σ_s が与えられた場合の ε_s を算定することができる。

(3) 平均ひずみ ε_{av} の算出

式(5)のひずみ分布 ε_s をひび割れ区間で総和して、ひび割れ間の平均ひずみ ε_{av} を算出する。

σ_s の一部が f_y を超過している場合で示す。すなわち、 ε_{av} は、図 - 9(b)における区間 1 と区間 2 の ε_s の面積を全区間長 (0 から 1 まで) で除したものであり、式(6)となる。

$$\varepsilon_{av} = \left[\int_0^{x_0} \frac{\sigma_s}{E_s} dx + \int_{x_0}^1 \left\{ \varepsilon_{sh} - k \cdot \ln \left(1 - \frac{\sigma_s - f_y}{1.01 f_u - f_y} \right) \right\} dx \right] / 1 \quad (6)$$

区間 1 と区間 2 の境界となる x_0 は、式(2)において、 σ_s が f_y であるときの x であり、これを式(2)に適用して整理すると、式(7)を得る。

$$x_0 = \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{\sigma_{sav} - f_y}{A} \right) = \frac{1}{\pi} \cos^{-1} \left(\frac{\sigma_{sav} - f_y}{\sigma_{scr} - \sigma_{sav}} \right) \quad (7)$$

(4) コンクリートの平均応力 σ_{cav} の算出

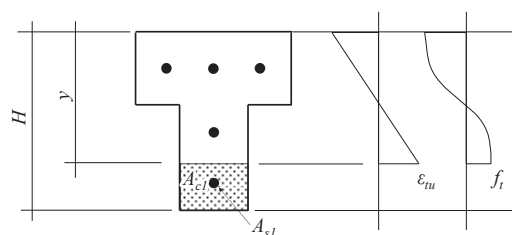
力の釣合い条件を構成するコンクリートの受けもつ力を算出する。参考文献 2) および 3) のいずれもひび割れ発生後のコンクリートの応力 - ひずみの構成則として、式(8)のモデルを適用しているため、本論文も採用する。なお、 c は実験値から 0.4 を、コンクリートのひび割れ発生ひずみ ε_{cr} は、参考文献 2) が 0.02% (200×10^{-6}) を、参考文献 3) では式(9)を適用している。また、 f_t はコンクリートの引張強度 (N/mm²)、 E_c はコンクリートの弾性係数 (N/mm²) である。

$$\frac{\sigma_{cav}}{f_t} = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{av}} \right)^c \quad (8)$$

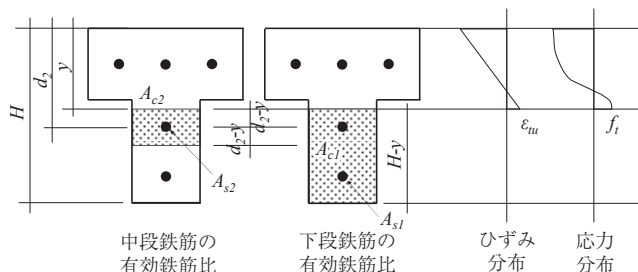
$$\varepsilon_{cr} = 2 \frac{f_t}{E_c} \quad (9)$$

(5) 力の釣合い条件を適用して σ_{scr} を算出

ひび割れ面では鉄筋のみが、ひび割れ間では鉄筋とコン



(a) ひび割れの進展範囲が下段鉄筋のみの範囲



(b) ひび割れの進展範囲が中段鉄筋まで達した段階

図 - 10 有効鉄筋比の取扱いの概念図

表 - 3 試算要因の整理

要因	概要	要因数
断面形状	矩形：RA, RB, RC, RE T形：TA, TB, TC, TE	8
配合	0, 1, 1*, 2, 3	5
降伏棚	降伏ひずみ (f_y/E_s) に対して、 1, 5, 10, 20, 30 倍	5

クリートが引張力を受けもつため、鉄筋比を p として式(10)の力の釣合い条件が成立する。

$$\sigma_{scr} = \sigma_{sav} + \frac{1}{p} \sigma_{cav} \quad (10)$$

式(10)より、 σ_{sav} が既知、 σ_{cav} は(1)~(4)の過程によって算定した値であり、 σ_{scr} を算出することができる。

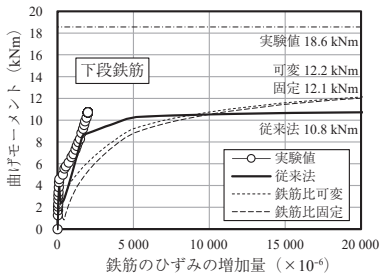
この σ_{scr} が(1)で仮定した σ_{scr} と同じになるように、収束計算を行い、条件を満足する σ_{scr} を得ることができる。この σ_{scr} を式(3)に適用したものが、既知である σ_{sav} のときのひび割れ間の応力分布 σ_s となる。

この収束計算モデルを作成し、前述した積層モデルによる曲げ解析に組み入れる方法を、以下に提案する。その際に、収束計算モデルにおける次の仮定を用いる。

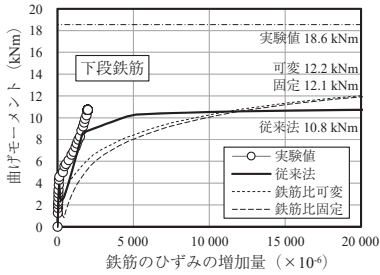
4.2 平均応力 - 平均ひずみの概念の積層モデルへの適用

(1) 適用範囲

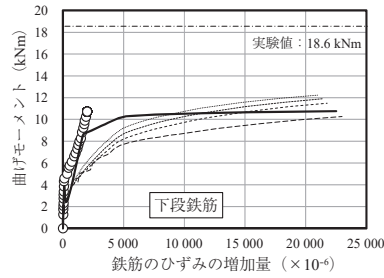
平均応力 - 平均ひずみの概念を適用する条件として、参考文献 2) と 3) とは異なり、鉄筋位置のコンクリートの維ひずみが、コンクリートの引張ひずみの終局値 ε_{tu} であるコンクリートのひび割れ発生時のひずみを超過する場合とする。すなわち、鉄筋位置のコンクリートの維ひずみがコンクリートのひび割れ発生時のひずみ ε_{tu} に達していない状態では、鉄筋位置にひび割れが発生していない状態であり、平均応力 - 平均ひずみの概念の適用範囲外と考える。その場合には、鉄筋の応力度は軸方向に均等に分布するも



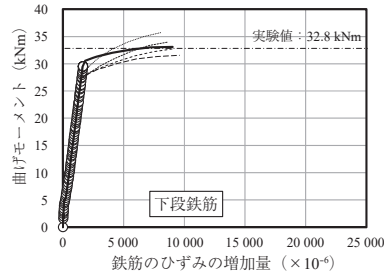
(a) 下段鉄筋のみに適用



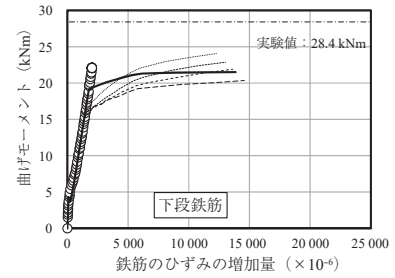
(b) 下段および中段鉄筋に適用



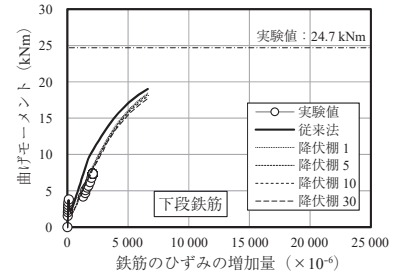
(a) RAO



(c) RCO



(b) RB0



(d) RE0

図 - 11 平均応力 - 平均ひずみの概念の適用方法と鉄筋比のとり方が及ぼす鉄筋のひずみの増加量と曲げモーメントの関係 (RAO)

図 - 12 降伏棚を要因とした鉄筋のひずみの増加量と曲げモーメントの関係

のとして、従来法のフックの法則を適用する。

(2) コンクリートのひび割れ発生時のひずみ ϵ_{cr}

平均応力 - 平均ひずみの概念におけるひび割れ発生後のコンクリートの平均応力 σ_{sav} の算出において、コンクリートのひび割れ発生時のひずみ ϵ_{cr} を用いる。この ϵ_{cr} は、前述したように、参考文献3) では 0.02% (200×10^{-6}) を、参考文献4) では f_t/E_c を 2 倍した値を適用している。しかしながら、今回の積層モデルへの組込みでは、コンクリートのひび割れ発生時のひずみ ϵ_{cr} を、図 - 6 に示したコンクリートの引張ひずみの終局値 ϵ_m と同等として取り扱う。

(3) 有効鉄筋比

平均応力 - 平均ひずみの概念の適用において、特に、

① 平均応力 σ_{sav} が小さい範囲、② 鉄筋比が小さい場合、③ 鉄筋の降伏値が小さい場合など、荷重レベルが小さい段階から σ_{scr} が f_y を超過し、現象を適切に再現できないことがあることが、試算から明らかとなった。すなわち、平均応力 - 平均ひずみの概念では、図 - 8 に示すように、ひび割れ間の応力分布を、ひび割れ面で最大応力が、ひび割れ間の中央で最小応力がそれぞれ作用するように余弦曲線で仮定するが、鉄筋比が小さい場合や鉄筋の降伏点強度が小さい場合などには、曲げひび割れの発生とほぼ同時にひび割れ面の最大応力が f_y を超過し、条件によってはひび割れ間の応力が負となることで力の釣合い条件を満足する。実際にはこのような現象は生じないことから、余弦曲線の仮定において適用範囲があることが指摘されている³⁾。

平均応力 - 平均ひずみの概念を今回の積層モデルへの組込みにおいて、この現象を抑制するため、平均応力 - 平均ひずみの概念における鉄筋比を、以降に述べる有効鉄筋比として取り扱う。

平均応力 - 平均ひずみの概念の力の釣合い条件において、式(10)に示したようにコンクリートの受けもつ力を鉄筋比で除す。この鉄筋比は、参考文献3) のように RC 梁の一軸両引き試験のひび割れ発生以後の結果に基づくものであり、この場合には固定値をとる。一方、曲げモーメントを受ける場合には、曲げひび割れの進展に伴って、鉄筋比の算出における分母が変化する。したがって、曲げひび割れが進展した断面領域に対する鉄筋断面積の比を、有効鉄筋比と考える必要がある。

図 - 10 に概念図を示す。(a) 図は、荷重レベルが小さく、下段鉄筋の位置のコンクリートの縦ひずみが、コンクリートの引張ひずみの終局値 ϵ_m であるコンクリートのひび割れ発生時のひずみ ϵ_m を超過している場合である。下段鉄筋の有効鉄筋比に適用する分母は、ひび割れが進展している領域で、高さ方向では (H-y) の範囲となる。なお、この段階のひび割れは中段鉄筋に達していないため、中段鉄筋はこれまでどおりのフックの法則の適用範囲となる。

(b) 図は、ひび割れが中段鉄筋の上方に達した状態である。この状態では中段鉄筋にひずみ硬化を考慮しなければならない場合がある。以降の検討では、下段鉄筋のみに適用した場合と、下段鉄筋および中段鉄筋の両方に適用した場合についても検討する。

5. 下段鉄筋のひずみの増加量、中立軸および断面内のひずみ分布

平均応力 - 平均ひずみの概念の積層モデルへの組込みに際して、表 - 3 に示すそれぞれの要因が計算結果に及ぼす影響の全体像を把握することを目的として、鉄筋のひずみの増加量と曲げモーメントを試算する。なお、鉄筋の降

伏棚は、降伏ひずみ (f_y/E_s) の倍数で定義する。

図 - 11 は、有効鉄筋比を算出する際の分母を断面全体の $B \times H$ として有効鉄筋比を固定した場合と、曲げひび割れの進展に応じて図 - 10 のように可変にした場合における鉄筋のひずみの増加量と曲げモーメントの関係であり、鉄筋比の小さい RA0 について例示したものである。(a) 図は平均応力 - 平均ひずみの概念を下段鉄筋のみに適用した場合、(b) 図は下段鉄筋および中段鉄筋の両方に適用した場合であり、降伏棚は、降伏ひずみの 1 倍である。

図 - 11 より、有効鉄筋比を可変にして平均応力 - 平均ひずみの概念を適用した場合の下段鉄筋のひずみの計算値は、(a) および (b) 図ともに、曲げひび割れが発生するまでは従来法の計算値に一致する。曲げひび割れ発生後では、曲げモーメントの増加に応じてしばらくは従来法に一致するが、その後に従来法のひずみの曲線から外れてひずみの増加量が大きくなる。この外れたところは、平均応力 - 平均ひずみの概念におけるひび割れ面の鉄筋の応力 σ_{scr} が鉄筋の降伏点強度 f_y に達したときである。また、下段鉄筋および中段鉄筋の両方に適用した場合には、中段鉄筋の応力 σ_{scr} が鉄筋の降伏点強度 f_y に達し、わずかであるが勾配が増加する様子が認められるが、下段鉄筋のひずみ硬化の及ぼす影響に比較しては小さい。

有効鉄筋比を全断面に対する鉄筋量の比に固定した場合には、可変の場合と比べて、曲げモーメントが小さい範囲において、鉄筋のひずみの増加量に差異が生じ、曲げモーメントの増加に応じて、可変した場合の曲線に近づく。有効鉄筋比を固定した場合では、4.2 節で述べたように、有効鉄筋比が小さい場合に相当し、曲げひび割れの発生直後に、ひび割れ面の鉄筋の応力 σ_{scr} が鉄筋の降伏点強度 f_y に達した状態となったためである。平均応力 - 平均ひずみの概念を、曲げを受ける部材に適用する場合には、ひび割れの進展領域に応じて、有効鉄筋比を適切に定める必要がある例といえる。

図 - 12 は、下段鉄筋のみにひずみの硬化を適用して鉄筋比を可変にした場合であり、降伏棚を要因として断面ごとに整理したものである。なお、図中にそれぞれの破壊時の曲げモーメントの実験値を併記している。図 - 12 より、他の断面に比べて引張側の鉄筋比が小さい RA0 では、かなり早い荷重段階でひび割れ面における下段鉄筋の降伏が生じる。その後の曲げモーメントの増加に伴い、従来法に比べて急に下段鉄筋のひずみの増加量が増える曲線を描いて、従来法で求めた曲げモーメントを超えて破壊に至る。

図 - 13 に、有効鉄筋比を可変にした場合の RA0 の中立軸の位置と曲げモーメントごとに变化する圧縮縁のひずみの増分量との関係を示す。降伏棚を要因として併記する。図からも明らかなように、圧縮縁のひずみが大きくなると中立軸は小さくなり、従来法に比べてひずみ硬化を考慮した場合は小さく、降伏棚の及ぼす影響は小さい。そしてコンクリートの圧縮ひずみの終局値である $-3\,500 \times 10^{-6}$ に達したときの中立軸の位置は、降伏棚が小さい場合の計算値は従来法より少し大きく、降伏棚が大きい場合には従来法より少し小さいものの、降伏棚の及ぼす影響は小さい。

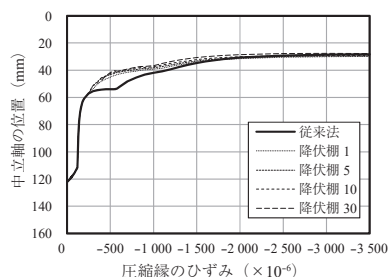


図 - 13 中立軸の変化

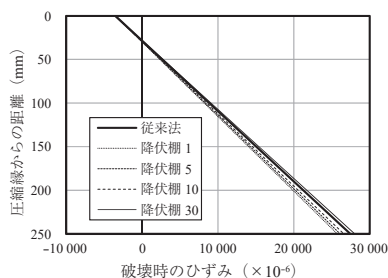


図 - 14 断面内のひずみ分布
(圧縮縁のひずみが $-3\,500 \times 10^{-6}$ のときの RA0)

図 - 14 に、圧縮縁のひずみがコンクリートの圧縮ひずみの終局値である $-3\,500 \times 10^{-6}$ に達したときの断面内のひずみの分布を示す。なお、破壊時の荷重は、降伏棚の影響も受けるが、その影響については後述する。

図からも明らかなように、従来法では鉄筋降伏後の鉄筋が受けもつ引張応力は降伏点強度のままで一定となり、ひずみのみが増加するが、平均応力 - 平均ひずみの概念を適用した場合には、鉄筋降伏後においても鉄筋が受けもつ引張応力の増加量を考慮しているため、降伏棚が小さい場合には、従来法に比べて引張ひずみの増加量は小さくて中立軸位置が大きい状態で、断面内の力の釣合い条件を満足する。降伏棚が大きい場合では、降伏後の応力増加がひずみ硬化域に達しないため、引張ひずみの増加量は大きくて中立軸位置が小さい状態で断面の釣合い条件を満足し、結果として破壊時の曲げモーメントは小さくなり、従来法よりも少し小さくなる断面がある。

6. 下段鉄筋量の影響

図 - 12 (a) に示す RA0 の計算値は、断面の鉄筋比が小さいために、曲げひび割れ発生後以降の比較的早い段階でひび割れ面の応力 σ_{scr} が降伏点強度 f_y に達する結果を得ている。一方、断面の鉄筋比が大きい図 - 12 (b) および (c) に示す RB0 および RC0 では、曲げひび割れ発生後も、平均応力 - 平均ひずみの概念を適用した計算値は、実験値および従来法の計算値に沿うことが確認できる。

鉄筋の降伏に着目すると、RB0 および RC0 では、従来法における鉄筋の降伏に達する前の段階において、ひび割れ面の応力 σ_{scr} が降伏点強度 f_y に達し、鉄筋比が大きい断面ほど、従来法の降伏との差が小さくなる。コンクリート中の鉄筋の平均応力 - 平均ひずみの関係は、鉄筋単体の応力 - ひずみの関係と異なり、図 - 9 (b) に示すように、ひ

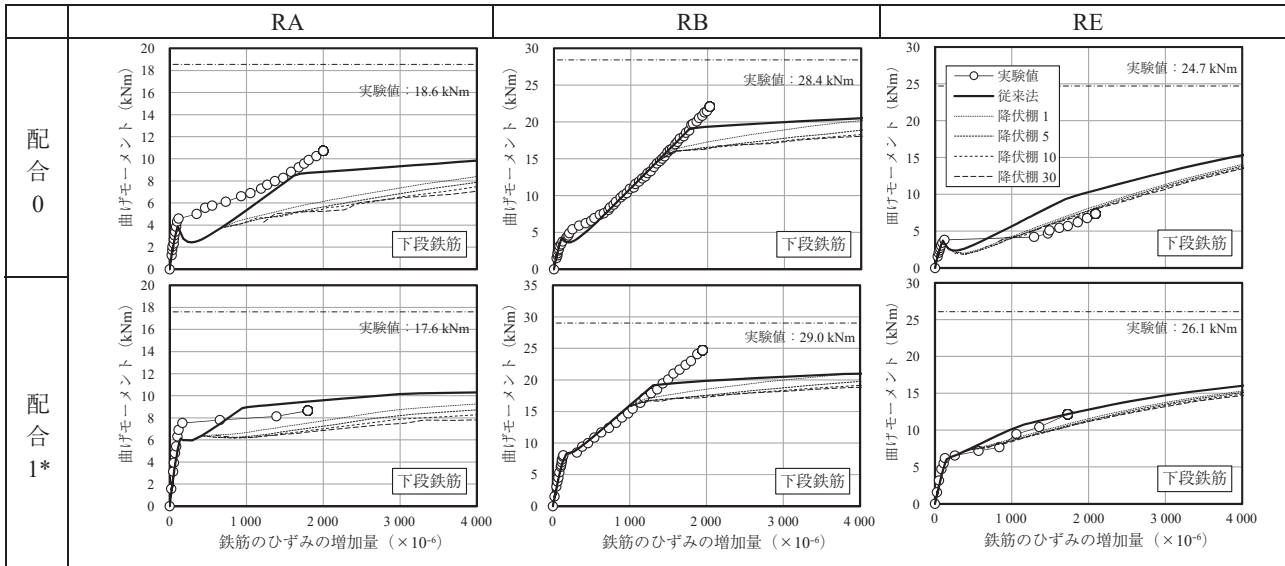


図 - 15 RC 梁 (配合 0) と CPC 梁 (配合 1*) の比較

び割れ面において鉄筋の降伏が開始しても、ひび割れ間での鉄筋はコンクリートとの付着によって弾性範囲に留まる。すなわち、ひび割れ間の鉄筋の平均応力 σ_{av} が鉄筋の降伏に達していない状態であっても、ひび割れ面での鉄筋がひずみ硬化を開始するため、従来法の降伏に比べて、早い段階で降伏する。図 - 12 より、鉄筋比が小さい断面ほど、小さな曲げモーメントで降伏することを示しており、鉄筋降伏に至るまでの曲げ挙動の再現においては、その適用範囲が存在することを示唆している。

RE0 では、下段鉄筋量をもっとも小さい断面であるが、曲げひび割れの発生と同時に、D10 の下段鉄筋が大きな引張ひずみを受け、D32 の中段鉄筋が引張力を分担する。この傾向は従来法よりも、平均応力 - 平均ひずみの概念を適用した場合の計算値が実験値に一致している。その後の曲げモーメントの増加に伴って下段鉄筋が降伏すると、D32 の中段鉄筋が下段鉄筋の降伏後の引張力をさらに分担するため、下段鉄筋の降伏現象が緩やかとなる。すなわち、中段鉄筋量を大きした RE0 では、下段鉄筋量が小さい場合であっても、従来法の計算値に比べて、ひずみの硬化を考慮した構成則を適用した計算値のほうが実験値の再現が高くなっている。

7. 鉄筋の降伏棚の影響

鉄筋の応力 - ひずみの関係における降伏棚をパラメータとしたケーススタディを実施した結果も、図 - 12 に示している。基本的な挙動は、前述したとおりであり、降伏棚に起因するものについて以下に整理する。

全体の傾向として、下段鉄筋は、降伏棚を大きくすることで曲げひび割れ発生後の曲げモーメントの増加に伴うひずみの増加量が大きくなる。

破壊時の荷重は、降伏棚が小さい範囲では、鉄筋降伏後に下段鉄筋が受けもつ引張応力が増加するために従来法よりも大きくなるが、降伏棚を大きくした場合には、下段鉄筋の応力が、ひずみ硬化域に達しないため、降伏後の応力

増加小さくなる。

8. 膨張コンクリートの使用効果

膨張コンクリートの使用によるケミカルプレストレスとケミカルプレストレインの導入効果を、図 - 15 に例示する。それぞれ RA, RB および RE の 3 つの断面である。

各断面について RC 梁と CPC 梁を比較すると、ケミカルプレストレスの導入により、CPC 梁の曲げひび割れ発生モーメントが RC 梁より増加し、ケミカルプレストレインの導入により CPC 梁の曲げひび割れ発生後の引張鉄筋のひずみの増加量は、RC 梁よりほぼケミカルプレストレインの引張ひずみの量だけ小さくなっている。膨張コンクリートの使用効果は、図 - 1 に示したように、実験値と計算値でいずれも認められている。

9. 曲げ引張破壊耐力

平均応力 - 平均ひずみの概念における鉄筋の降伏棚を要因として、曲げ引張破壊時の曲げモーメントを整理する。

図 - 16 に、配合 0 における RC 梁の矩形断面および T 形断面の計算値と実験値を示す。計算値は、ひずみ硬化を下段鉄筋のみに適用して、その場合の有効鉄筋比を可変にした場合である。

矩形断面において、降伏棚の設定値が大きくなると、破壊時の曲げモーメントの計算値は小さくなり、おおむね一定値に収束し、従来法よりも少し小さな数値を示す。降伏棚の設定値が小さい場合は、変形が少ない段階で、ひずみの硬化域における応力 - ひずみの関係が適用されるため、曲げ引張破壊時の曲げモーメントが増加して計算されるためである。

また下段鉄筋量が小さい RA および TA 断面では、平均応力 - 平均ひずみの概念による計算値は、降伏棚を変化させたことによる影響は小さく、おおむね従来法と同程度の値となる。下段鉄筋量を増やした RB および TB や、さらに下段鉄筋量を増やした RC および TC では、降伏棚を変

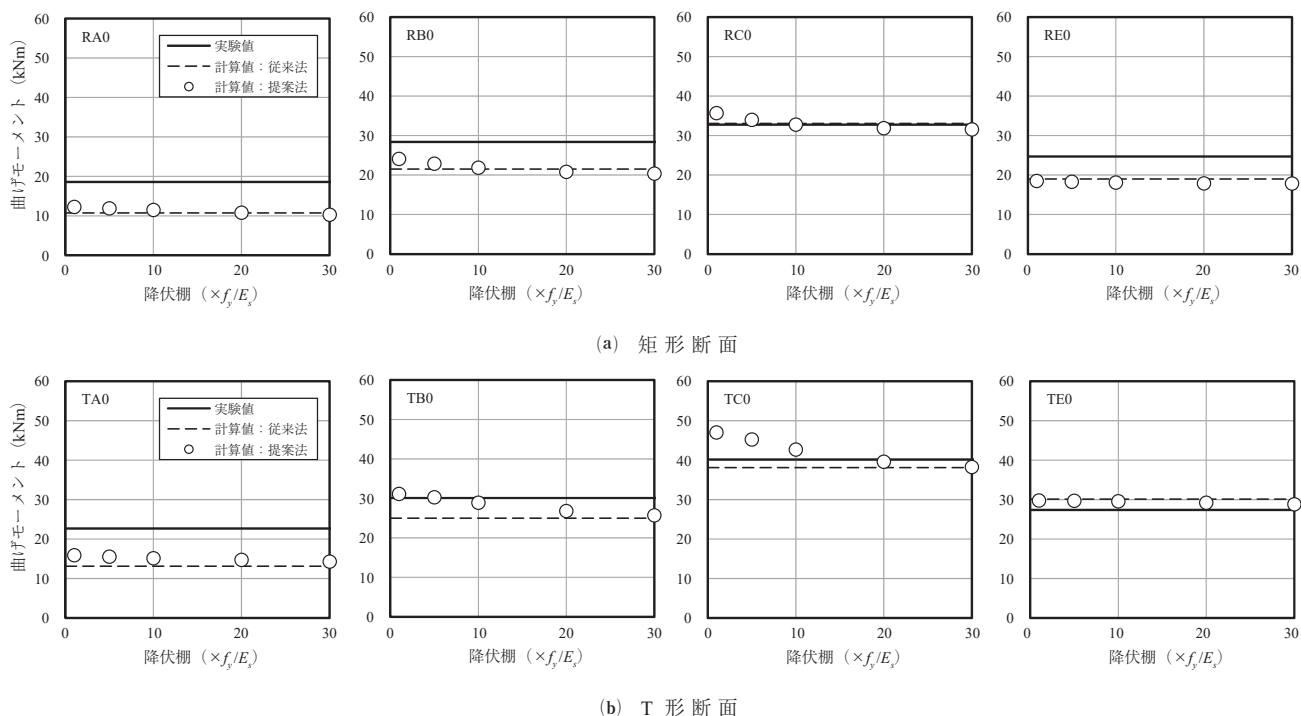


図 - 16 RC 梁の曲げ引張破壊耐力の計算値と実験値 (配合 0)

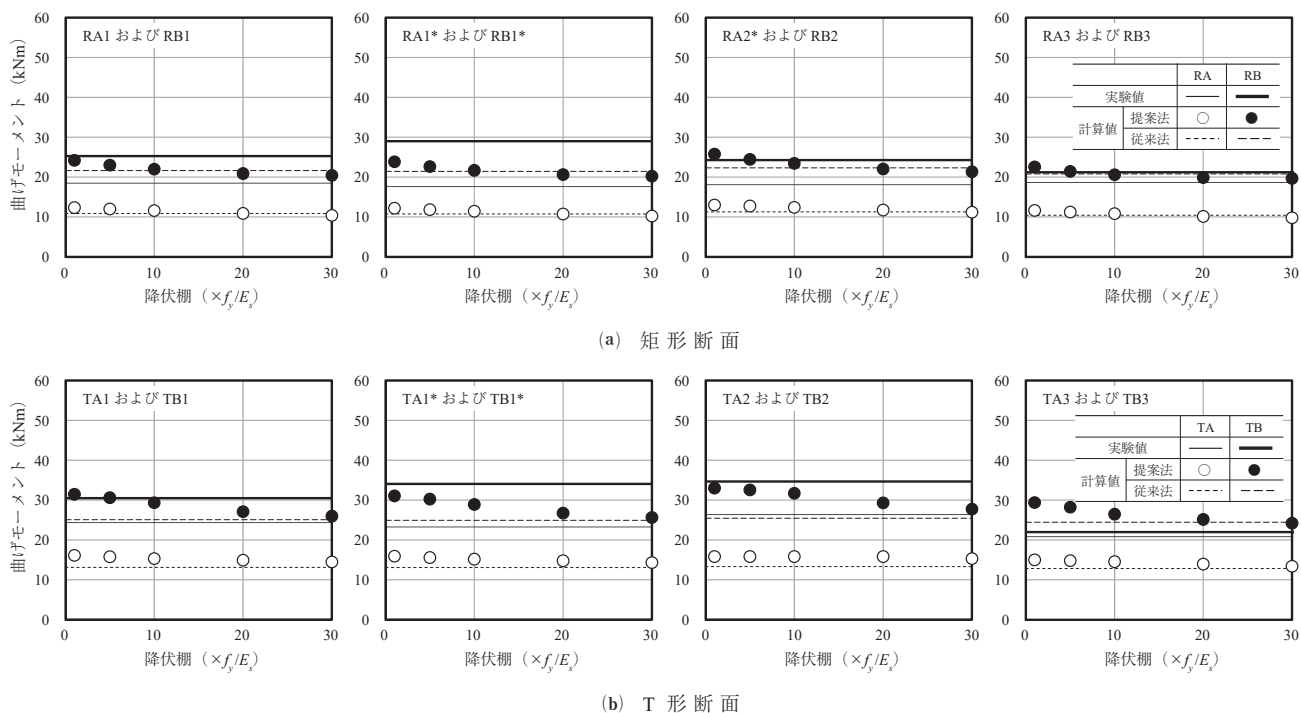


図 - 17 CPC 梁の曲げ引張破壊耐力の計算値と実験値 (矩形の RA と RB および T 形の TA と TB)

化させた影響がより顕著になり、とくに RC および TC では降伏棚の設定が小さい場合に実験値を上回る計算値を示した。

下段鉄筋の量が少ない RA, RB, TA, TB について、配合 1 から配合 3 までの膨張コンクリートを用いた CPC 梁の曲げ引張破壊耐力の計算値と実験値を、図 - 17 に示す。なお、計算値は、図 - 16 と同様にひずみ硬化を下段鉄筋

のみに適用して、有効鉄筋比を可変にした場合である。

膨張コンクリートを用いて CPC 梁にした場合の曲げ引張破壊耐力の計算値と実験値は、ばらつきはあるものの図 - 16 に示した RC 梁の場合と同様な関係となることが認められる。そして、計算値に及ぼす鉄筋の降伏棚の影響も RC 梁と同様である。なお、圧縮強度の及ぼす影響は大きくないが、配合 3 の水結合材比が大きく、単位膨張材

量に比べて単位セメント量が少ない膨張コンクリートは、膨張過程におけるコンクリートの強度などの品質が低下する現象が著しくなった。そのため、圧縮強度の小さいCPC梁は、矩形断面とT形断面とも実験値が小さく、いずれの断面の計算値とも少し小さくなっている。

2017年制定の土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕において、鉄筋のひずみの硬化点 ε_{sh} は、ばらつきが大きいため、実際に用いる鉄筋の材料試験値によって設定することが望ましいと解説されているが、降伏点強度 f_y と鉄筋のヤング係数 E_s を関数とする式(11)も記載されている。

$$\varepsilon_{sh} = (18 - 0.026f_y) f_y / E_s \quad (11)$$

表-2の鉄筋の降伏点強度を式(11)に代入して ε_{sh} を算定し、これを降伏ひずみ(f_y/E_s)の倍数に換算した場合、その値は8.7~9.4となった。この値を元に、図-16と図-17とを対比する。平均応力-平均ひずみの概念による計算値は、下段鉄筋量が小さいRAおよびTAでは実験値よりも小さく、下段鉄筋量の増加に応じて計算値が実験値に近づき、下段鉄筋量が大きいRCおよびTCでは、実験値を少し上回る傾向が認められる。

平均応力-平均ひずみの概念により曲げ引張破壊耐力を算定する場合、下段鉄筋量の程度に応じた適用範囲があり、下段鉄筋量がある程度確保されている場合には有効である。しかしながら、下段鉄筋量が少ない場合には従来法と同程度の値を示すことがそれぞれ確認された。データ数を増やすとともに、下段鉄筋量の閾値および適用範囲については、今後研究を進めていく。

10. おわりに

引張鉄筋が降伏棚を超えてひずみ硬化領域にある場合に、コンクリートの圧縮縁のひずみが終局値になり圧壊する時の曲げ引張破壊耐力の解析方法を提示した。そして、ひずみ硬化の無い降伏棚が続く従来法の計算値とともに、矩形断面の下段鉄筋の呼び名を主として変化した3段配置のRC梁とCPC梁の実験値を含めた曲げ性状を対比して

示した。その結果、以下の知見を得た。

- (1) 鉄筋のひずみ硬化を考慮するため、一軸の両引き試験を出発点とする平均応力-平均ひずみの概念を、曲げを受けるRC梁およびCPC梁の曲げ解析に適用する場合、曲げひび割れの進展に応じて可変する有効鉄筋比の取扱い方法を提案した。すなわち、鉄筋比が小さい断面や鉄筋の降伏点強度が小さい場合などでは、曲げひび割れの発生後に、ひび割れ面の鉄筋応力が鉄筋の降伏点強度を超過し、従来法よりも早い段階で降伏するためである。有効鉄筋比として取り扱うことで、鉄筋比を固定した場合に比べて適用範囲は広がるものの、鉄筋降伏までの曲げ挙動の計算には、従来法が適切であることが確認された。
- (2) 曲げ引張破壊耐力の算定とその前後の挙動の算定において、提案法は従来法よりも実験値に近づくことが確認された。しかし、下段鉄筋量が小さい断面においては、提案法による改善の程度は小さいことも確認された。データ数を増やすとともに、下段鉄筋量の閾値および適用範囲についての評価が今後の課題であり、研究を進めていく。

参考文献

- 1) 李 春鶴, 辻 幸和, 栖原健太郎: 鉄筋の配置が異なるCPCはりの力学的性状, プレストレストコンクリート工学会 第28回シンポジウム論文集, pp.741-746, 2019.11
- 2) 栖原健太郎, 李 春鶴, 辻 幸和: T形断面と矩形断面を有するCPC部材の膨張分布, コンクリート工学年次論文集, pp.1517-1522, 2019.7
- 3) 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-平均ひずみ関係, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.239-247, 1987.2
- 4) 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
- 5) 島 弘, 周 礼良, 岡村 甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集, 第378号/V-6, pp.213-220, 1987.2

【2020年6月19日受付】



刊行物案内

第47回 PC技術講習会テキスト

いま求められるPC技術

令和元年6月

定 価 6,111円(税込)／送料300円

会員特価 5,000円(税込)／送料300円

公益社団法人 プレストレストコンクリート工学会