

連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮した ひび割れ幅、鉄筋応力算定法の一提案

長井正嗣¹・奥井義昭²・岩崎英治³

¹正会員 工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

²正会員 博士 (工学) 埼玉大学工学部助教授 (〒335-8570 さいたま市桜区下大久保 255)

³正会員 博士 (工学) 長岡技術科学大学助教授 工学部環境・建設系 (〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

連続合成桁の中間支点部におけるコンクリート床版のひび割れ幅の算定に当たっては、ひび割れ状態が安定ひび割れ状態にあることが前提となっている。また、鉄筋応力の算定にあたっては、コンクリートを無視した「鋼桁+鉄筋」断面が用いられ、ひび割れ状態と無関係な仮定が設けられている。一方、実橋梁では、設計モーメントが作用したときのひび割れ状態は初期ひび割れ状態にあることも考えられ、その場合これまでの提案手法を直接適用するには問題があると考えられる。そこで、本論文では、現行の算定法の問題点を指摘するとともに、初期ひび割れ状態と安定ひび割れ状態を区別したひび割れ幅及び鉄筋応力の新たな算定法を提案する。さらに、主桁作用と床版作用の重ね合わせについても提案を行う。

Key Words : crack width control, composite girder, initial crack state, stabilized crack state

1. まえがき

近年、建設コスト縮減要求に対応するため、PC床版や合成床版等の高い耐久性を有する床版の使用を前提に、連続合成桁の建設が盛んになっている。連続合成桁では、中間支点部に負の曲げモーメントが作用し、コンクリートに引張力が導入され、ひび割れ発生の原因となる。設計法としては、ひび割れを許容しないプレストレスする設計と許容するプレストレスしない設計があるが、最近では、一層の省力化の観点から、プレストレスを導入せず、ひび割れを許容し、ひび割れ幅を許容値以下とする設計が主流になりつつある。

このような状況の中、最近になって、我が国でもひび割れ幅算定法の提案が行われている^{1),2)}。いずれもコンクリート標準示方書³⁾に規定される鉄筋コンクリート桁のひび割れ幅算定法をベースに提案されているが、ひび割れ状態が安定ひび割れ状態(新たなひび割れが発生しない程度にひび割れが生じ、ひび割れ幅が広がっていく状態)にあることが前提となっている。したがって、設計負曲げモーメントが作用した状態でのひび割れ状態が初期ひび割れ状態(最初のひび割れが発生し、その後新たなひび割れが次々に発生する状態)にある場合、その適用について疑問が生じる。更に、文献1),2)では、ひび割れ幅算出のための鉄筋応力の評価にあたり、前者はコンクリートを無視した「鋼桁+鉄筋」断面としての応力を、後者はコンクリートの引張剛性(tension stiffening)を考慮した平均応力を用いており、またコン

クリートの収縮、クリープによる鉄筋応力を考慮するか否かについても差異が見られ統一されたものとはなっていない。また、鉄筋応力そのものの照査にあたり、両手法ともに、ひび割れ状態に関係なく「鋼桁+鉄筋」断面として計算される応力を用いている。さらに、T, L荷重⁴⁾による鉄筋応力の重ね合わせ照査手法にも大きな違いがみられ、照査の結果、文献1)では鉄筋比のアップ(1.9→2.6%)、文献2)ではジャッキアップダウン工法の採用となっている。

そこで、本論文では、まず現行の設計法の適用に関する問題点を整理し、次に、初期ひび割れ状態、安定ひび割れ状態に区別したひび割れ幅及び鉄筋応力の評価法あわせて主桁作用と床版作用の重ね合わせについて一提案を行う。

2. ひび割れ幅の算定

最初にひび割れ幅の算定法について説明する。ひび割れ幅(w)は、鉄筋の平均ひずみ(ϵ_{sm})とコンクリート表面の平均ひずみ(ϵ_{cm})の差異に、ひび割れ間隔(L)を乗じた以下の式で与えられる(図-1参照)。

$$w = L(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (1)$$

ひび割れ間隔は、初期ひび割れ時ではひび割れ導入長さ(L_{ER})の2倍を、安定ひび割れ状態ではひび割れ間隔そのものを用いる。ここで、ひび割れ間隔や ϵ_{sm} 、 ϵ_{cm} の具体的な定義を図-2,3⁵⁾に与える。なお、図中の記号については文末の付録Iを参照されたい。

す。第3項が平均を考慮するために差し引く応力である(図-3中の $\beta\Delta\epsilon_{sr}$ 参照)。すなわち、式(6)の右辺をヤング係数で割ると ϵ_{sm} が得られる。式(6)の応力は式(5)より常に小さくなる($\alpha_{sr} > 1.0$)。これは、コンクリートの引張剛性を考慮して曲げ剛性を大きく評価するため、平均ひずみが「鋼桁+鉄筋」断面として求めたひずみに比べて小さくなるためである。なお、式(5),(6)の記号については文末の付録Iを参照されたい。 β については、Hanswille⁶⁾は、初期ひび割れ状態で0.6、安定ひび割れ状態で0.4を用いているが、この値は文献7)から引用されている。 β 値は繰返し載荷に伴い低下することが指摘されており、そのため、文献2)では、フランス⁸⁾と同様の $\beta = 0.2$ を採用している。一般に β の値が小さくなるほど、鉄筋の最大応力は、式(6)を見ればわかるように、小さく評価することになる。一方、曲げ剛性が小さく評価されるため鉄筋の平均応力は大きくなり、 $\beta = 0$ は式(5)、すなわち、「鋼桁+鉄筋」断面を表すことになる。

さて、実際の設計にあたっては、後死荷重、活荷重、クリープ及び収縮によって生じる負曲げモーメントの合計が作用した場合のひび割れ状態が合成、初期ひび割れ、安定ひび割れ状態のどの状態にあるかが重要となると考えられるが、文献1),2)では、状態の区別は行わずに、安定ひび割れ状態として一律に扱われることになる。この状況を作用曲げモーメント(M)と床版分担軸力(N_C)の関係を用いて説明しよう。

図-4に作用負曲げモーメントと床版の分担軸力の関係、すなわち、 $M-N_C$ 関係を、関係式を含めて示す。与えられた関係式に数値を代入して作図が可能となる。この関係式を用いて、設計負曲げモーメント(M)に対する床版の分担軸力(N_C)が得られ、それを鉄筋断面積(A_s)で割ることで、ひび割れ位置での鉄筋最大応力が計算できる。あわせて、初期ひび割れ状態と安定ひび割れ状態の区別が可能となる。ここで、図中の記号は文末の付録Iを参照されたい。また、図中の状態Iは合成断面を、状態IIは「鋼桁+鉄筋」断面を表す。なお、実際には、収縮、クリープによる引張軸力が導入されており、図中の初期ひび割れモーメントより小さい負曲げモーメントでひび割れが発生するが、ここでは簡単のためこの影響を無視して図を作成している。

先に説明した文献1)の方法では、コンクリートを無視することから、ひび割れ状態に関係なく、すなわち、設計負曲げモーメントの大きさにも関係なく、図中の状態II(斜め破線上)の軸力を鉄筋断面積で割った応力を用いてひび割れ幅を計算することになる。例えば、設計曲げモーメントが初期ひび割れモーメントに一致すると仮定した場合、図中の○印の軸力から応力を求めてひび割れ幅を計算することになる。しかし、このような

鉄筋応力が実在しないことは明らかである。文献2)も、同じくひび割れ状態に関係なく、引張剛性を考慮した軸力(斜め一点鎖線と斜め実線上)から応力を求める。なお、この手法では平均応力を考慮している。すなわち、図中の軸力を鉄筋断面積で割って、さらに $(\beta f_{cm}/\rho_s)$ を差し引く(式(6)を参照)。コンクリートが安定ひび割れ状態にあるとき、式(5)または(6)を用いて鉄筋応力を評価してよいと考える。しかし、先にも説明したように、後死荷重や活荷重他による合計曲げモーメントでのひび割れ状態が初期ひび割れの始まり程度、あるいは初期ひび割れ状態であれば、それに対応したひび割れ間隔(導入長さの2倍)や鉄筋応力を使用すべきであるにも関わらず、破線や斜め一点鎖線から軸力、鉄筋応力、そしてひずみを算出することになり、実際とは乖離したものとなる。

次に、上記のひび割れ幅算定用とは別に、鉄筋応力そのものを照査するための評価法について説明する。鉄筋応力の照査に当り、文献1),2)ともに「鋼桁+鉄筋」断面で応力評価を行っている。すなわち、図-4中の破線の軸力を鉄筋断面積で割ることになる。この方法では、初期ひび割れ時に、ひび割れ位置で発生する比較的大きな応力を評価できない。また、引張剛性を無視して分担軸力を小さく見積もることから危険側の評価となる問題を有する。

4. ひび割れ幅

(1) 照査方法

主桁作用によるひび割れ幅(w_M)、床版作用によるひび割れ幅(w_B)は、

$$w_M \leq w_a, \quad w_B \leq w_a \quad (7)$$

を満足するものとする。ここで、 w_a はコンクリート標準示方書³⁾に規定される、環境条件、純かぶり(C)をパラメータとした許容値を表す。

両者の重ね合わせは、重ね合わせ時のひび割れが雨水の侵入の機会が少ない床版下面側に生じることから照査の対象外とする。

(2) $M-N_C$ 関係の作成と設計負曲げモーメントの定義

図-5に、コンクリートの収縮、クリープによる初期引張軸力(N_e)を考慮した $M-N_C$ 関係を示す。状態I、II及びコンクリートの引張剛性を考慮した $M-N_C$ 関係、また安定ひび割れ移行時のモーメント(M_{ER})は図-4に示す通りである。 N_e は、コンクリート応力を、コンクリートがひび割れていないとして計算し、コンクリート重心位置の応力から算出する。具体的な計算手順は次の通りである。後死荷重によるクリープ力(ただし、正モー

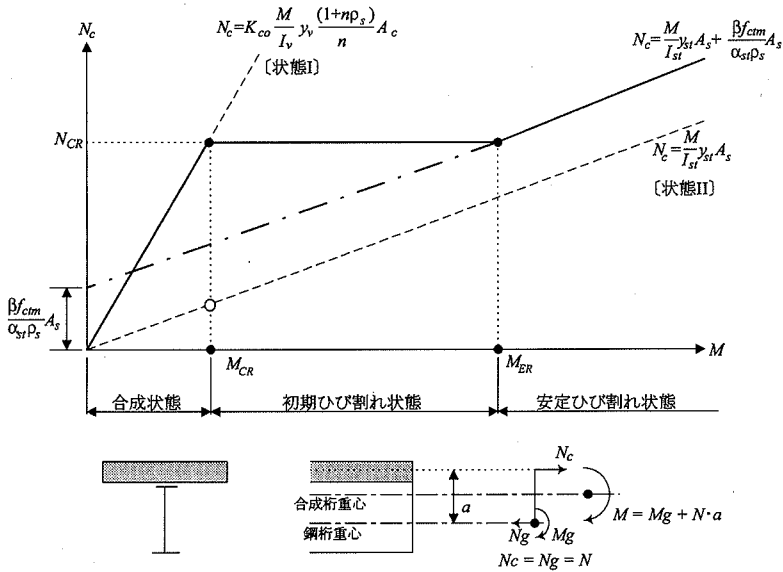


図-4 M-Nc 関係

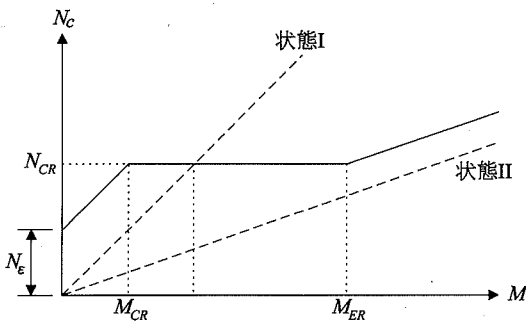


図-5 N_e を考慮した M-Nc 関係

メント領域のみ)と収縮力(中間支点近傍を含む全領域)を、 $n=7$ として断面諸量を計算した合成断面に作用させて断面力を求める。クリープ、乾燥収縮による応力計算にあたり、断面諸量の計算には、それぞれ $n=14$ 、 $n=21$ を用いる。ここで、 n は鋼とコンクリートのヤング係数比である。 N_e が求まると、図-5に示したように初期ひび割れモーメント(M_{CR})が計算できる。

さて、初期ひび割れ軸力(N_{CR})は、文献6)では、

$$N_{CR} = k_c f_{cm} (1 + n p_s) A_c \quad (8a)$$

$$k_c = k_{c0} + 0.3 < 1.0 \quad (8b)$$

と与えられている。

ここで、上記の係数0.3であるが、文献6)において、数値の根拠に関する明確な説明はないが、収縮の効果(1次効果：不静定力の効果を考慮しない)と記述されている。すなわち、 k_{c0} が荷重載荷によるコンクリート内

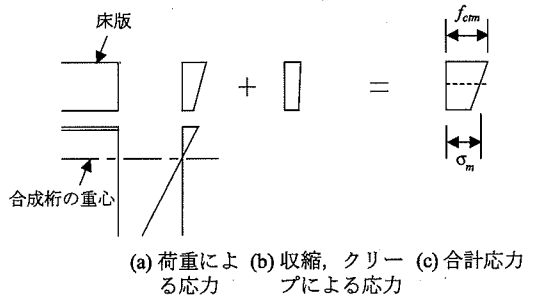


図-6 N_{CR} 算定のための応力 σ_m の定義

の応力勾配(直線変化)を表す係数(文末の付録I参照)で、コンクリートの収縮による1次応力の勾配(荷重載荷による応力勾配とは逆勾配となる)の影響を考慮して係数0.3が加えられたものと考えられる。しかし、実際には不静定力が作用していることから、不静定力の影響を無視する理由が不明であるとともに、この影響を考慮した場合、応力勾配が荷重作用による応力勾配と同じとなる可能性がある。また、文献9)では、根拠は明確に示されていないが、集中力の作用する中間支点を対象とする場合、係数0.3を収縮の影響に加えて、軸引張挙動を曲げ挙動に拡張する際の実験的な補正量とみなしており、また、等曲げ状態を対象とする場合、係数0.3を不必要とするか小さめにすべきとの見解を示している。

以上説明したように、上記の係数0.3の根拠が明確でないことから、本提案では、図-6を参照して、

$$N_{CR} = \sigma_m (1 + n p_s) A_c \quad (9)$$

を採用する。なお、文献6)では、初期ひび割れ時の鉄筋応力評価にあたり、コンクリートの収縮による応力が床版の厚み方向に非線形分布すること、ひび割れ時に鋼桁への力の移行が生じることを考慮して式(8)の約70%を使用している。しかし、これは文献6)の著者の経験的な数値と考えられること、また、これを実証するデータがないことから、現状、式(9)を使用するものとし、70%の妥当性の検討は今後の課題とする。

次に設計負曲げモーメント (M_d) を、

$$M_d = M_{d2} + M_{I+i} + M_{CRE} + M_{SH} \quad (10)$$

と定義する。ここで、 M_{d2} は後死荷重によるモーメント、 M_{I+i} は活荷重モーメントである。また、 M_{CRE} 、 M_{SH} はそれぞれクリープ、収縮によるモーメントである。これらの評価において、後死荷重によるクリープ力は正曲げモーメントの部分にのみ作用させ、支点部ではひび割れが生じているものとして、収縮力は中間支点位置から両側 $0.15L_0$ の区間を除く部分に作用させる。ただし、不静定断面力を算出する場合、中間支点部のコンクリートは有効と考える。さらに、断面諸量には $n=7$ とした合成断面の値を用いる。ここで、 L_0 はスパン長である。

(3) ひび割れ幅算定式

最初に主桁作用によるひび割れ幅算定法について説明する。初期ひび割れ状態および安定ひび割れ状態で区別した設計式、すなわち異なるひび割れ間隔を明記しているのは文献6),7),10)である⁹⁾。このうち、ひび割れ間隔について、比較的簡潔に記述されているのがCEB/FIP-90⁷⁾である。ひび割れ間隔は、

a) 初期ひび割れ時

$$L = \frac{\sigma_{sr2}\phi}{2.7f_{ctm}(1+n\rho_s)} \quad (11)$$

b) 安定ひび割れ状態

$$L = \frac{\phi}{3.6\rho_s} \quad (12)$$

と与えられる。ここで、 $\sigma_{sr2} = N_{CR}/A_s$ と与えられる。

以上のひび割れ間隔を用いて、ひび割れ幅は、

a) 初期ひび割れ時

$$w_M = L \left(\frac{N_{CR}}{E_s A_s} - \frac{\beta_m N_{CR}}{E_s A_s} - \epsilon_{csd} \right) \quad (\beta_m = 0.60) \quad (13)$$

b) 安定ひび割れ状態

$$w_M = L \left(\frac{M_d}{E_s I_{st}} y_{sr} + \frac{\beta f_{ctm}}{E_s \alpha_{st} \rho_s} - \frac{\beta f_{ctm}}{E_s \rho_s} - \epsilon_{csd} \right) \quad (\beta = 0.20) \quad (14)$$

と与えられる。ここで、 N_{CR} は式(9)で定義される初期ひび割れ時の軸力である。また、コンクリートの平均ひ

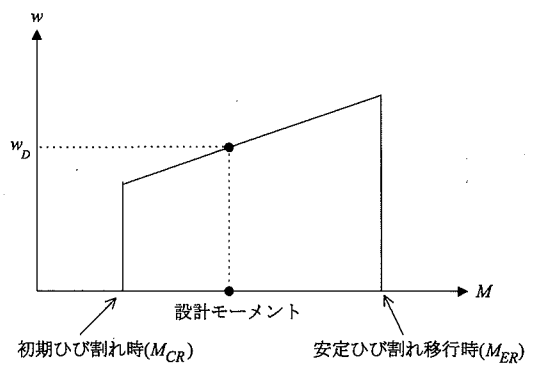


図-7 ひび割れ幅の算定

ずみ (ϵ_{cm}) の影響は安全側の立場から無視している。この点はCEB/FIP-90の考えと異なるものの、コンクリートのひずみが小さいことから、その影響は小さいと考えられる。CEB/FIP-90では、安定ひび割れ状態での β として0.38が与えられるが、ここでは、文献2),8)の考えに従い、繰返し荷重による影響を考慮して $\beta = 0.2$ を採用する。

式(14)の右辺の()内は ϵ_{csd} を除いて、式(6)²⁾をヤング係数 (E_s) で割ったものと同一となる。文献2)では、ひび割れ間隔 (L) として式(4)を使用している。ここでは、統一をはかるため、CEB/FIP-90の式(12)に代わって、式(4)を用いることとする。これより、 ϵ_{csd} の扱いを後ほど説明するが、本論文で提案する安定ひび割れ状態におけるひび割れ幅の算定式は文献2)と同じものとなる。

さて、式(13)は初期ひび割れ時を対象としている。図-4では初期ひび割れ状態での軸力を一定として扱っているものの、実際には軸力が多少変化し、さらにひずみの平均を表す係数 β やひび割れ間隔も変化し、それに伴ってひび割れ幅も変化する¹¹⁾。したがって、初期ひび割れ状態でのひび割れ幅を同定するには、軸力や先の係数 β 、またひび割れ間隔が必要となり、それを一意的に決定するには困難を伴う。そこで、本論文では、初期ひび割れ時から安定ひび割れ時(移行時)に向かってひび割れ幅がほぼ直線的に広がったことに着目し¹¹⁾、初期ひび割れ時および安定ひび割れ移行時のひび割れ幅を用いて、図-7に示すように算定する手法を提案する。

また、ひび割れた後の収縮によるひび割れ幅の広がり を考慮する乾燥収縮度 ϵ_{csd} を定義する必要がある。文献12)では、膨張コンクリートを使用することもあって、 $150 \sim 160 \mu$ の計測結果が得られている。式(3)で与えられる 150μ の根拠は不明とされているが、このデータを参照し、本論文でも $\epsilon_{csd} = -150 \mu$ とする。このため、安定ひび割れ状態での式(14)は文献2)と同一となる。

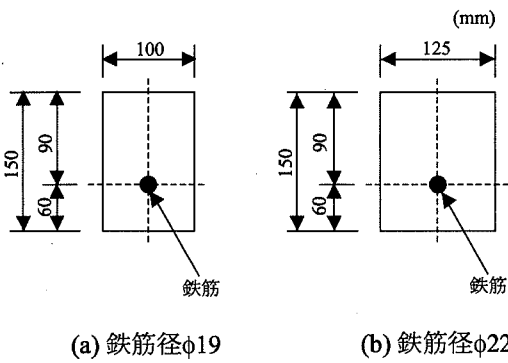


図-8 鉄筋コンクリート断面

表-1 許容ひび割れ幅を満足する鉄筋応力 (σ_B)

(a) $w_a = 0.0035C$		
モデル	w_a (mm)	σ_B (N/mm ²)
φ19 100mm ピッチ	0.177	133.0
φ22 125mm ピッチ	0.172	122.6

(b) $w_a = 0.0040C$		
モデル	w_a (mm)	σ_B (N/mm ²)
φ19 100mm ピッチ	0.202	152.3
φ22 125mm ピッチ	0.196	140.5

以上、与えられた断面に対して、図-5 を作画し、設計負曲げモーメントが初期ひび割れ状態にあるか、安定ひび割れ状態にあるかを判断する。安定ひび割れ状態にある場合は式(14)でひび割れ幅を算出する。また、初期ひび割れ状態にある場合、式(13)、(14)よりひび割れ幅を算出して、図-7 に示すように算出する。

次に、床版作用によるひび割れ幅は以下の式より算出するものとする。

$$w_B = L \left(\frac{\sigma_B}{E_s} - \frac{\beta f_{cam}}{E_s \rho_s} - \epsilon_{csd} \right) \quad (\beta = 0.2) \quad (15)$$

ここで、 L は式(4)を用いる。 σ_B は床版を複数鉄筋断面として算出した鉄筋応力で、応力算出のための設計曲げモーメントは道路橋示方書⁴⁾(以後、道示)による。鉄筋比 ρ_s の計算にあたっては、下側配力鉄筋に着目し、コンクリート下面から鉄筋中心までの距離の2.5倍⁷⁾の厚みをもつコンクリート断面積を用いる(図-8 参照)。

床版曲げに対するひび割れ状態の判定方法は明確でないため、ここでは安全側の立場から安定ひび割れ状態を仮定することとした。

今、床版厚を300mmと仮定し、図-8に示すような2ケースの下面側の配力鉄筋配置を考える($\phi=19, 100$ mmピッチと $\phi=22, 125$ mmピッチ)。この場合、それぞれのかぶり(C)は50.5mm, 49.0mmとなる。ここで、許容ひび割れ幅³⁾を仮定し、式(15)を満足するように鉄筋応力を計算すると表-1のようになる。なお、コンクリー

トの引張強度は2.50N/mm²とする。

特に厳しい腐食環境($w_a = 0.0035C$)では、鉄筋応力度が120~130N/mm²、腐食性環境($w_a = 0.004C$)では、鉄筋応力度が140~150N/mm²に制限される。現行の道示⁴⁾では、引張鉄筋の許容応力度は140N/mm²で、20N/mm²程度の余裕が推奨されている。一計算例ではあるが、今回の計算結果から推測すると、推奨される鉄筋応力度は、ひび割れを特に厳しい腐食環境における許容ひび割れ幅³⁾程度に制御する値に対応していると考えられる。

5. 鉄筋応力

(1) 照査方法

主桁作用による鉄筋応力(σ_M)、床版作用による鉄筋応力(σ_B)は、

$$\sigma_M \leq \sigma_{a1}, \quad \sigma_B \leq \sigma_{a2} \quad (16)$$

を満足するものとする。ここで、 $\sigma_{a1} = 140$ N/mm²(SD295, SD345)で、 σ_{a2} は道示⁴⁾に規定される許容引張応力度である。

また、主桁作用と床版作用の重ね合わせについては、

$$\sigma_M + \sigma_B \leq \gamma \sigma_{a3} \quad (17)$$

を満足するものとする。ここで、 $\gamma (=1.4)$ は安全係数で、道示⁴⁾8.4.2の許容応力度の割増し係数1.4に準じた。また、 σ_{a3} は道示⁴⁾3.2.4より180N/mm²(SD295, SD345)とする。

道示⁴⁾8.2.7によれば、鉄筋応力が引張りの場合、先にも説明したように、許容応力度は材質に関係なく140N/mm²と規定され、さらに20N/mm²程度の余裕をもたせることを推奨している。これは、ひび割れ(ただし、ひび割れ幅の照査は行わない)や、それに伴うせん断抵抗の低下に対する配慮から設けられた規定と考える。本論文では、これまで照査しなかったひび割れ幅の照査を行っており、したがって、鉄筋の許容応力度は180N/mm²でよいと考えるが、床版の耐久性を阻害する要因が100%解明されていない可能性もあることから、 σ_B の許容値については現行道示に従うこととした。あわせて σ_M の許容値も140N/mm²とした。また、仮に鉄筋の許容応力度を180N/mm²まで許容したとしても、本手法によれば、ほとんどのケースで許容ひび割れ幅を満足できず、おおよそ140N/mm²程度以下に制限する必要があることから、 σ_{a1} 、 σ_{a2} ともに最大140N/mm²とした。

次に、主桁作用と床版作用の重ね合わせであるが、道示は20%の割増を規定している。しかし、両者の鉄筋応力を計算するとほとんどすべての連続合成桁でこの条項を満足できないことになる。つまり、この規定は連続

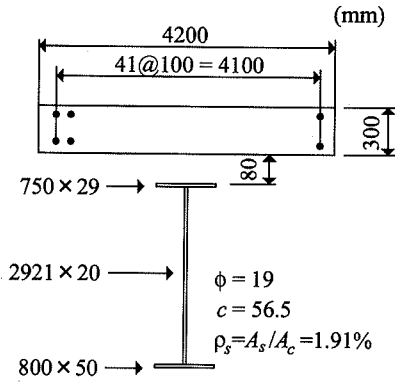


図-9 計算断面¹⁾

合成桁の設計では鉄筋比で3%近い配置¹⁾とするか、またはプレストレスの導入²⁾が前提となる条項と考える。本論文では、それぞれ単独のひび割れ状態を照査すること、両者のひび割れ幅の重ね合わせを行わないことから、許容応力度を緩和した式(17)の照査式を提案する。

(2) 鉄筋応力の算定法

主桁作用による鉄筋応力について説明する。

a) 初期ひび割れ状態

$$\sigma_M = \frac{N_{CR}}{A_s} \quad (18)$$

より算出する。先にも説明したが(4.(2)参照)、EC(ENV)¹³⁾では、式(18)に約0.7の係数を乗じているが⁶⁾、先にも説明した通り実証データもないため、現状この係数を考慮しないこととした。クリープ、収縮による鉄筋応力については、圧縮の場合、安全側の立場から無視する。また、引張の場合、式(18)は係数0.7を無視していることから、この係数を考慮しないこととする。したがって、初期ひび割れ状態でのクリープ、収縮による鉄筋応力は無視した扱いとなる。

b) 安定ひび割れ状態

$$\sigma_M = \frac{M_d}{I_{st}} y_{sr} + \frac{\beta f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \quad (\beta = 0.4) \quad (19)$$

より算出する。ここで、初期荷重では係数 β として0.4が報告されていること^{6),7)}、また安全側の立場から、 $\beta = 0.4$ とした。

最後に、床版作用による応力度の算定であるが、既に定義した式(15)の σ_B を用いる。

6. 計算例

(1) 文献1)の断面

図-9に計算対象とした断面を示す。この断面は文献1)の中間支点部から引用したもので、橋梁のスパン割

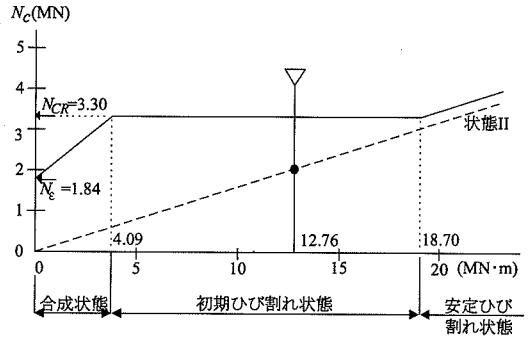


図-10 計算モデル¹⁾の $M-N_c$ 関係

表-2 計算モデル¹⁾のひび割れ幅の推定 (mm)

初期ひび割れ時	安定ひび割れ時	推定ひび割れ	$w_a = 0.0035C$	文献1)*	文献2)**
0.149	0.209	0.185	0.198	0.138	0.119

*クリープ、収縮による鉄筋応力を考慮した場合¹⁴⁾: 0.167mm

**活荷重モーメントを0.6倍している。0.6倍しない場合は、0.151mm

は、3@50(m)である。合成断面、「鋼桁+鉄筋」断面および鋼桁断面としてのそれぞれの断面諸量に関する具体的数値は文献1)を参照されたい。

図-10に断面の $M-N_c$ 関係を示す。ここで、 $f_{ctm} = 2.50 \text{ N/mm}^2$ としている。図中の N_c はクリープ、収縮による応力から算出された軸力である。ちなみに、クリープ、収縮によるコンクリート上、下縁の応力は $1.29 \text{ N/mm}^2 (0.07+1.22)$ 、 $1.29 \text{ N/mm}^2 (0.05+1.24)$ と同じになった。両方の()内数値は、前者がクリープ応力、後者が収縮応力で、このケースでは、収縮応力が支配的であることがわかる。また、図中の縦実線がクリープ、収縮を含む設計曲げモーメント(12.76MNm)である。これより、設計曲げモーメント下でのひび割れ状態は初期ひび割れ状態にあると考えられる。

表-2にひび割れ幅の計算結果を示す。表中、初期ひび割れ時、安定ひび割れ移行時と、両者から図-7の通り計算した推定ひび割れ幅(予測したひび割れ幅)及び許容ひび割れ幅の一例($w_a = 0.0035C$)³⁾を示す。あわせて、文献1),2)の手法で推定した結果を示す。推定ひび割れ幅は許容値以下となっている。次に、鉄筋応力の照査について説明する。本論文の式(18)による応力度は $137.1 \text{ N/mm}^2 (\leq 140 \text{ N/mm}^2)$ で、床版作用による応力度¹⁾が $107.0 \text{ N/mm}^2 (\leq 120 \text{ N/mm}^2)$ と与えられているため、合計 $244.1 \text{ N/mm}^2 (\leq 252 \text{ N/mm}^2 = 1.4 \times 180)$ となる。一方、文献1)では、主桁作用による応力度は 79.5 N/mm^2 で、主桁作用と床版作用による合計応力度は $186.5 \text{ N/mm}^2 (\geq 168 \text{ N/mm}^2 = 1.2 \times 140)$ と与えられている。このため、 $\phi 19 \text{ mm}$ 、100mmピッチ(図-9参照)を

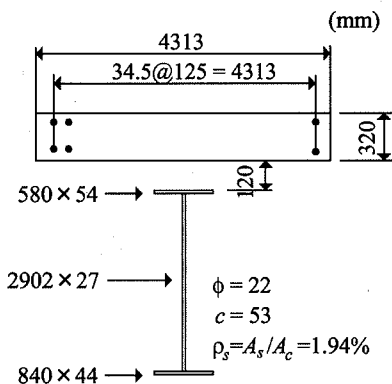


図-11 計算断面²⁾

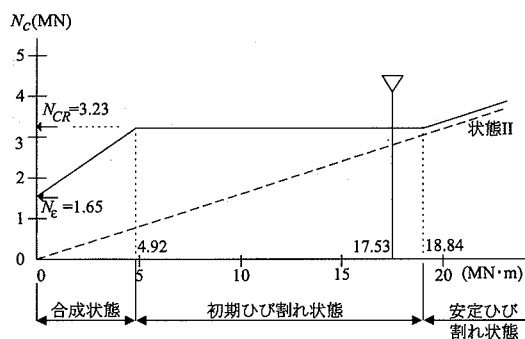


図-12 計算モデル²⁾の $M-N_c$ 関係

$\phi 22\text{mm}$ に変更(鉄筋比2.6%)する必要性を示している。なお、文献1)の主桁作用による応力度は 79.5N/mm^2 で、式(18)による 137.1N/mm^2 の約60%と計算されるのは、図-10中の破線(状態II)上の●印の床版分担軸力を用いるためである。

以上より、本手法によれば、鉄筋比をアップする必要がなくなる。

(2) 文献2)の断面

図-11に計算対象とした断面を示す。この断面は文献2)の橋梁モデルの中間支座位部から引用したもので、スパン割は $50+3@60+50(\text{m})$ である。合成断面、「鋼桁+鉄筋」断面および鋼桁断面それぞれの断面諸量の具体的数値は文献2)を参照されたい。この橋梁では、鉄筋応力度を許容値以下とするためジャッキアップダウン対策が施されている。そのため、後死荷重によるモーメントは正モーメントとなっている。そこで、文献1)の後死荷重モーメントと活荷重モーメントの比率(後死荷重モーメントが活荷重モーメントの約20%)を利用して、後死荷重モーメントを仮定した。すなわち、ジャッキアップダウン対策を行わないとして検討を行う。

図-12に断面の $M-N_c$ 関係を示す。ここで、

表-3 計算モデル²⁾のひび割れ幅の推定(mm)

初期ひび割れ時	安定ひび割れ時	推定ひび割れ	$w_a = 0.0035C$	文献1)*	文献2)**
0.136	0.187	0.182	0.186	0.137	0.144

* クリープ、収縮による鉄筋応力を考慮した場合¹⁴⁾; 0.201mm
 ** 活荷重モーメントを0.6倍している。0.6倍しない場合は、 0.175mm

$f_{ctm} = 2.50\text{N/mm}^2$ としている。 N_c はクリープ、収縮による初期軸力であるが、この断面では、コンクリート上、下縁の応力は $1.28\text{N/mm}^2(0.64+0.64)$ 、 $0.82\text{N/mm}^2(0.48+0.34)$ である。ここで、両方の()内数値の前者がクリープ応力、後者が収縮応力である。なお、本論文でのクリープ応力の計算は、文献2)と異なり、床版はひびわれていない、かつ1次効果を見捨てる仮定に基づいている。図中、縦実線がクリープ、収縮を含む設計曲げモーメント(17.53MNm)で、設計曲げモーメント下でのひび割れ状態は初期ひび割れ状態にあるが、安定ひび割れ状態に近い。

表-3にひび割れ幅の計算結果を示す。推定ひび割れ幅は許容ひび割れ幅の一例($w_a = 0.0035C$)以下の値となっている。表中には、文献1),2)の手法で推定した結果も示す。文献1)の手法で、クリープ、収縮の影響を考慮すると、許容値をオーバーする。一方、文献2)の方法は許容値を満足する。次に、鉄筋応力の照査について説明する。本論文の式(18)による応力度は $120.9\text{N/mm}^2 (\leq 140\text{N/mm}^2)$ で床版作用による応力度²⁾が $94.9\text{N/mm}^2 (\leq 120\text{N/mm}^2)$ と与えられているため、合計 $215.8\text{N/mm}^2 (\leq 252\text{N/mm}^2 = 1.4 \times 180)$ となる。一方、文献2)では、ジャッキアップダウン操作を行っていることから、鉄筋応力度が同定できないが、重ね合わせ時に 140N/mm^2 (影響線解析で得られる活荷重モーメントを車両載荷の実体にあわせて60%とするが、床版作用との重ね合わせ時には 140N/mm^2 の割増を行わない)をオーバーしたと考えられる。

以上より、本手法によれば、ジャッキアップダウン作業を不要とできることになる。

7. まとめと今後の課題

以上、現行法²⁾、CEB/FIP-90⁷⁾、道示⁴⁾をベースに初期ひび割れならびに安定ひび割れ状態に応じたひび割れ幅および鉄筋応力の算定法を提示した。本論文の目的は、今後頻繁に使用されると予想される文献1),2)の提案が“安定ひび割れ状態”を対象としており、それを実際の橋梁において発生するであろう“初期ひび割れ時”や“初期ひび割れ状態”に適用するには矛盾があることを指摘する点と、その対応策を提案する点にある。本

論文では、ひび割れ幅制御を前提として重ね合わせ時の鉄筋応力の許容値を緩和している。これにより、文献1)での鉄筋比アップ(1.9→2.6%)、また文献2)でのジャッキアップダウン工法の採用が不要とできると考える。しかし、この前提には、T、L荷重によるひび割れ幅の重ね合わせを考慮しないことが前提になっている(4.(1)参照)。この対応については、今後も議論が必要と考えている。

本論文は合成桁のひび割れ制御設計のための基本的な考え方、フレームを示すことに力点を置いている。今回提案した手法で使用した係数の具体的な数値は過去の研究成果を引用したものであり、今後新たな知見が得られれば、係数について変更、対応していくことになると考えている。また、本手法で重要な役割を果たす初期ひび割れ軸力(N_{CR})の同定については、今後も多くのデータの積み重ねが必要と考えている。さらに、初期ひび割れ時の鉄筋応力度が式(18)で評価した値の約70%になるという興味深い指摘^{6),13)}については、鉄筋応力度やひび割れ幅を小さく推定できる可能性があり、今度実証していく必要があると考えている。

付録 I 記号

I_v : 合成桁の断面 2 次モーメント
 y_v : 合成桁の重心からコンクリート上縁までの距離
 I_{st} : 「鋼桁+鉄筋」断面の断面 2 次モーメント
 A_{st} : 「鋼桁+鉄筋」断面の断面積
 y_{st} : 「鋼桁+鉄筋」断面の図心から上、下鉄筋中間までの距離
 y_{sr} : 「鋼桁+鉄筋」断面の図心から上鉄筋までの距離
 $\alpha_{sr} := (A_{st} I_{st} / A_g I_g)$
 I_g : 鋼桁の断面 2 次モーメント
 A_g : 鋼桁の断面積
 A_s : 鉄筋の断面積
 A_c : コンクリートの断面積
 ρ_s : 鉄筋比

f_{ctm} : コンクリートの平均引張強度
 n : ヤング係数比
 $k_{co} := (1 / (1 + t_c / 2y_0))$
 t_c : コンクリート床版厚
 y_0 : 合成桁重心から床版中心までの距離

L_{mean} : 平均ひび割れ間隔

$\sigma_{sr2}, \epsilon_{sr2}$: ひび割れ軸力を鉄筋のみで受け持った場合の鉄筋応力、ひずみ

$\sigma_{sr1}, \epsilon_{sr1}$: ひび割れ軸力を合成断面で受け持った場合の鉄筋応力、ひずみ

$\Delta\sigma_{sr} := (\sigma_{sr2} - \sigma_{sr1})$

$\Delta\epsilon_{sr} := (\epsilon_{sr2} - \epsilon_{sr1})$

β : 平均ひずみを考慮するための係数 (β_m は初期ひび割れ時の係数)

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会: PC 床版を有するプレストレスしない連続合成桁の設計例と解説, 2001.
- 2) (財)高速道路技術センター: PC 床版連続合成 2 主桁橋の設計, 施工マニュアル, 2002.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1996.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 2002.
- 5) 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治: 連続合成桁の各種ひび割れ幅算定法とその相違に関する一考察, 土木学会論文集, No.710/I-60, pp.427-437, 2002.
- 6) Hanswille, G.: *Cracking of concrete, Mechanical model of the design rules in EUROCODE4*, Conf. Report, Composite Construction in Steel and Concrete (Ed. by C.D.Bucker et al), ASCE, pp.420-433, 1997.
- 7) Comite Euro-International du Beton: *CEB-FIP Model Code 1990*, Thomas Telford, 1993.
- 8) SETRA: *Points Mixtes (Recommandations pour maitriser la fissuration des dalles)*, 1995.
- 9) 谷口望, 依田照彦: 負曲げを受ける合成桁のひび割れ挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.668/I-54, pp.243-257, 2001.
- 10) Hanswille, G.: *Zur Rissbereitenbeschaenkung bei verbundtraegern*, Technisch-weissenschaftliche Mitteilungen, Institut for Konstruktiven Ingenieurbau Ruhr-Universitate Bochum, Mitteilung, Nr.86-1, 1986.
- 11) 中本啓介, 長井正嗣, 奥井義昭, 岩崎英治, 細見雅生: 負曲げを受ける合成桁のひび割れ挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, pp.1143-1152, 2003.
- 12) (財)高速道路技術センター: 近畿自動車道(賀賢線) PC 床版鋼 2 主桁橋の連続合成化に関する技術検討(その4)報告書, 2002.
- 13) CEN: Eurocode 4: *Design of composite steel and concrete structures - Part2: Composite bridges (ENV1994-2)*, 1997.
- 14) 藤原稔編: 新しい鋼橋の設計, 山海堂, 2003.

(2003.6.20 受付)

EVALUATION OF CRACK WIDTH OF CONCRETE SLAB AND STRESS OF REINFORCING BAR IN CONTINUOUS COMPOSITE GIRDER BRIDGES

Masatsugu NAGAI, Yoshiaki OKUI and Eiji IWASAKI

In recent years, methods of evaluating the crack width in concrete slabs and those of the stress in reinforcing bars at intermediate supports in continuous composite bridges have been proposed. They are applicable to evaluation of the crack width and stress in reinforcing bars at the stabilized crack state (fully cracked state). In many actual bridges, however, the initial crack state has been observed under the hogging bending moment. In this paper, employing formulas recommended in a current method and CEB/FIP-90, a method of evaluating the crack width and stress in reinforcing bars is proposed, in which the crack width and stress in reinforcing bars for both initial and stabilized crack states can be dealt with.