

EUROCODE4関連文献の翻訳

報告書

WG 1

第2章 EUROCODE4 関連文献の翻訳

§ 1	概要	2-1
§ 2	EUROCODE4 の翻訳	2-2
	2.1 EUROCODE4 における設計法のひび割れコンクリートの力学モデル	2-2
	2.2 合成桁に対する EUROCODE (ENV1994-2:1997)	2-15
	2.3 合成梁の横ねじれ座屈弾性座屈曲げモーメントを算出する新手法と EUROCODE4-1 との比較	2-26
	2.4 横座屈	2-37
§ 3	今後の検討課題	2-52

第2章 EUROCODE4 関連文献の翻訳

§ 1 概要

ここでは、EUROCODE 4 を対象に、主に合成桁の床版の耐久性向上を目的としたコンクリートのひび割れ制御設計、及び合成桁の横座屈問題を中心に、EUROCODE 4 におけるこれら基準の考え方の基礎となっている論文について翻訳を行った。

翻訳の対象としたのは以下の4論文である。

2.1. Hanswille : Cracking of concrete mechanical models of the design rules in Eurocode 4

2.2. Johnson, Hanswille, Tschemmernegg : The Eurocode for composite bridges, ENV 1994-2 : 1997

2.3. Hanswille : Lateral torsional buckling of composite beams

2.4. Lateral-Distortional Buckling

註：ここで、lateral torsional buckling は一般に横座屈、横ねじり座屈、あるいは横倒れ座屈と訳され、断面変形のない初期形状のまま横方向へ座屈することを意味し、lateral-distortional buckling は例えば I 形断面のフランジや腹板が断面変形しながら横方向へ座屈することを意味する。

翻訳にあたり、訳中の章番号や式番号は原文のものをそのまま踏襲しているため、本報告書の章番号とは矛盾することを予めご了承願いたい。

§ 2 EUROCODE 4 の翻訳

2. 1 EUROCODE 4 における設計法のひび割れコンクリートの力学モデル

Univ.-Prof.Dr.-Ing.Gerhard Hanswille
Institute of Steel and Composite Structures
University of Wuppertal
Germany

要約

EUROCODE 4 におけるひび割れ幅制御設計法に使用する力学モデルについて説明する。あわせてコンクリートの引張剛性が、合成梁の使用、終局および疲労限界状態において断面力、応力と曲げ剛性にどのような影響を与えるかについて説明する。

序論

連続合成梁においては、使用、終局限界状態ならびに疲労限界状態は負曲げ領域で生じるコンクリートのひび割れの影響を強く受ける。ひび割れの分布とひび割れ間に生じるコンクリートの引張剛性は、使用限界状態においては、ひび割れ幅の制御とたわみ量の決定に、そして終局限界状態においては負曲げ作用下の断面力や塑性抵抗に影響を与える。疲労限界状態では、コンクリートの引張剛性の効果が鉄筋、鋼、コンクリート間のせん断結合および上フランジ部の破壊に関係する。EUROCODE 4⁽¹⁾,⁽²⁾の作成に当たり、理解しやすい力学モデルの提示が要請された。そこで、本文は、EUROCODE 4 で与えられている設計法の基礎を提示する。

引張力作用下でのひび割れの形成とコンクリート部材の剛性

基礎

負曲げを受ける合成断面の設計法の開発においては、引張力を受けるコンクリート部材の挙動を表わす力学モデルが必要となる。これは、負曲げを受ける合成断面の床版は引張力が支配的となるためである。

ひび割れていない断面では、乾燥収縮を含むひずみと応力は、基本的には弾性解析に従って計算することが可能である。コンクリートが引張強度に達した後の領域 B での荷重増加は、ひび割れとそれによるひずみの急激な増加の原因となる。B 領域の範囲はコンクリートの引張強度のばらつき、鉄筋比および鉄筋とコンクリート間の付着部の挙動に依存する。ひび割れ箇所での軸力 N_s は鉄筋のみに作用し、鉄筋とコンクリート間で異なるひずみが生じる原因となる。図 2. 2 に示す導入長さ l_{es} の領域内において、鉄筋とコンクリート間の付着力が変化し相対ひずみを減少させ、領域外では相対ひずみが 0 となる。このようなひび割れは、初期のひび割れ形成と定義される。

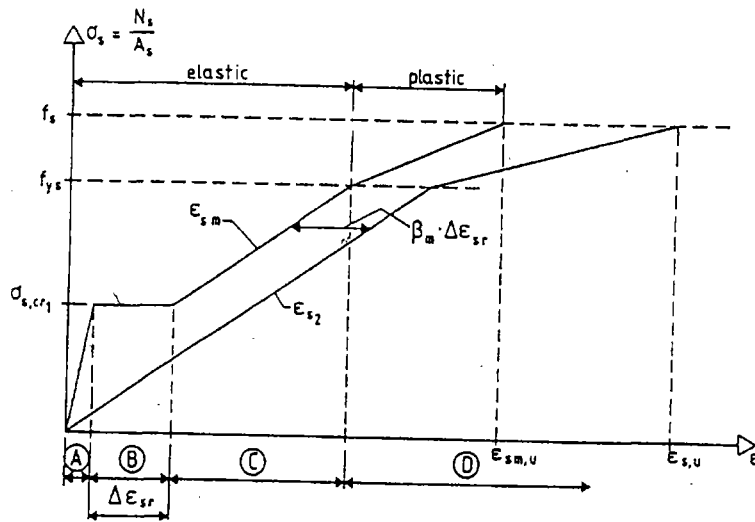


Fig.1 Idealised load deformation behaviour of a concrete member in tension,

図 2. 1 引張領域にあるコンクリート部材の荷重ひずみ曲線

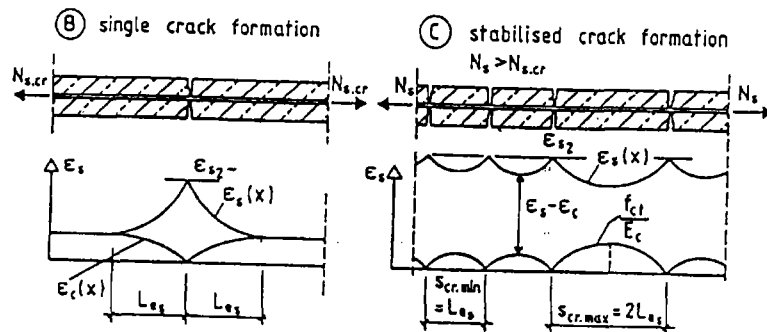


Fig.2 Distribution of strains in the case of single and stabilised crack formation

図 2. 2 単一及び安定ひび割れ状態でのひずみ分布

領域 C では、ひび割れの数はいずれも増加しない。ひずみの増加と荷重に依存する剛性の低減は、コンクリートと鉄筋間の付着挙動とコンクリートの引張強度に影響を受ける。単一のひび割れ状態と比べてこの領域では、コンクリートと鉄筋のひずみが部材全体にわたり異なる特徴がある。付着作用によってひび割れ間にあるコンクリート応力が引張強度に達するところのみ、新たなひび割れが発生する。ひび割れ間の付着力はひび割れ箇所では生じている鉄筋の最大ひずみ量を減少させ、ひび割れ間の引張剛性の効果をもたらされる。このひび割れ状態が安定ひび割れ状態として定義される。

降伏後の D 領域の挙動は、ひび割れ位置の局所的な付着切れ、最大荷重時の鉄筋の伸び量および鉄筋の降伏強度と引張強度との比の影響も受ける。

ひび割れ幅と平均ひずみ

ひび割れ幅 w は、導入長さ l_{es} 領域内の鉄筋の平均ひずみ ε_{sm} とコンクリートの平均ひずみ ε_{cm} の差から決定できる。単一のひび割れが発生する場合

$$w = 2l_{es}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (1)$$

平均付着応力 τ_{sm} を用いると、導入長さは部材軸方向のつり合い条件から決定できる。

$$l_{es} = \frac{\sigma_s A_s}{\tau_{sm} U_s} \frac{1}{1+n\rho_s} = \frac{\sigma_s d_s}{4\tau_{sm}} \frac{1}{1+n\rho_s} \quad (2)$$

安定ひび割れ状態での最大のひび割れ幅 w_{max} は付着によってコンクリートに発生する最大力が2つのひび割れ間にひび割れを追加させる条件から得られる。最大ひび割れ幅と導入長さが以下の式から得られる。

$$w_{max} = s_{cr,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 2l_{es}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3)$$

$$l_{es} = \frac{f_{ct} A_c}{\tau_{sm} U_s} \frac{1}{1+n\rho_s} = \frac{f_{ct} d_s}{4\tau_{sm} \rho_s} \quad (4)$$

付着応力 τ と鉄筋とコンクリート間の付着力 $\tau_s(x)$ と相対変位 $s(x)$ の関係は、式(5)のような一般的な指数関数で定義できる。変数 c と δ は、コンクリート円柱体強度と鉄筋の表面形状に依存する。異形鉄筋について試験⁽⁴⁾から次の結果が得られた。

すなわち、 $c=0.3$; $f_{cm}=0.3(f_{ck}+8)$ 、ここで、 f_{ck} の単位は N/mm^2 ; $\delta=0.3$

$$\tau_s(x) = c \cdot s(x)^\delta \quad (5)$$

文献(4)と(5)より、2つのひび割れ間の相対変位の分布と付着応力は式(6)で記述できる。

$$s(x) = \frac{w}{2} \left[\frac{x}{l_{es}} \right]^b \quad \tau_s(x) = c \cdot s(x)^\delta = c \left[\frac{w}{2} \right]^\delta \left[\frac{x}{l_{es}} \right]^{\delta b} \quad (6)$$

指数 b は荷重の大きさとひび割れの状態に依存する。

$$b = \left[\frac{2}{1-\delta} - 1 \right] \left[\frac{N_{s,cr}}{N_s} \right]^{1.5} + 1 \quad (\text{安定ひび割れ状態 } N_s > N_{s,cr}) \quad (7)$$

式(6)と(7)から平均付着応力 τ_{sm} が直接計算できる。

$$\tau_{sm} = \frac{1}{l_{es}} \int_0^{l_{es}} \tau_s(x) dx = \frac{c}{1+\delta \cdot b} \left[\frac{w}{2} \right]^\delta \quad (8)$$

図2.3に示されるコンクリートの平均ひずみ ε_{cm} と鉄筋の平均ひずみ ε_{sm} は式(8)より得られる平均付着応力に基づいて直接決定できる。

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\delta_{sm}}{E_s} = \frac{1}{E_s} (\sigma_s - \beta \cdot \Delta \sigma_s) \quad \varepsilon_{cm} = \frac{1}{E_c} \beta \cdot \sigma_c \quad (9)$$

$$\Delta \sigma_s(x) = \frac{4}{d_s} \int_0^x \tau_s(x) dx \quad \beta \cdot \Delta \sigma_s = \frac{1}{l_{es}} \int_0^{l_{es}} \Delta \sigma_s(x) dx \quad (10)$$

$$\beta = \frac{1+\delta b}{2+\delta b} \quad (11)$$

平均ひずみと付着応力を既知とした場合、ひび割れ幅は式(1)と(3)から得られる。有効乾燥収縮ひずみ $\varepsilon_{sc,eff}$ に起因するひずみを用いれば、初期ひび割れ状態でのひび割れ幅 w が式(12)より与えられる。

$$w = \frac{\sigma_s d_s (1-\beta)}{2\tau_{sm}(1+n\rho_s)} \left(\frac{\delta_s}{E_s} - \varepsilon_{cs,eff} \right) = \frac{\sigma_s d_s (1-\delta)}{4\tau_{sm}(1+n\rho_s)} \left(\frac{\delta_s}{E_s} - \varepsilon_{cs,eff} \right) \quad (12)$$

有効乾燥収縮ひずみ $\varepsilon_{cs,eff}$ は式(13)より計算できる。ここで、 $\varepsilon_{cs(t,t_s)}$ はひび割れ時の乾燥収縮ひずみである。

$$\varepsilon_{cs,eff} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_s)}{1 + n \rho_s} \tag{13}$$

コンクリート C30 クラスと有効乾燥収縮ひずみ $\varepsilon_{cs,eff} = -25 \cdot 10^{-5}$ について、図 2. 4 は 0.5mm, 0.3mm および 0.2mm で制限されているひび割れ幅における最大鉄筋径 d_s と応力 σ_s 間の関係を示している。

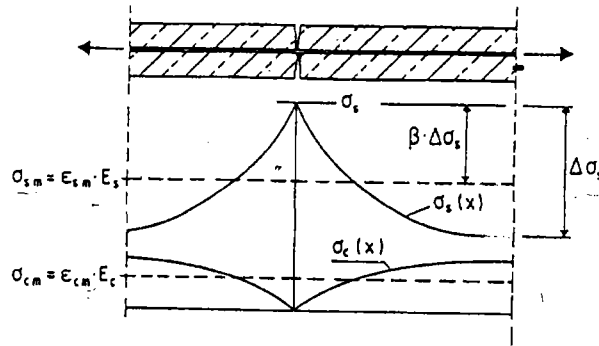


Fig. 3 Determination of the mean strains of reinforcement and concrete

図 2. 3 鉄筋とコンクリートの平均ひずみの決定

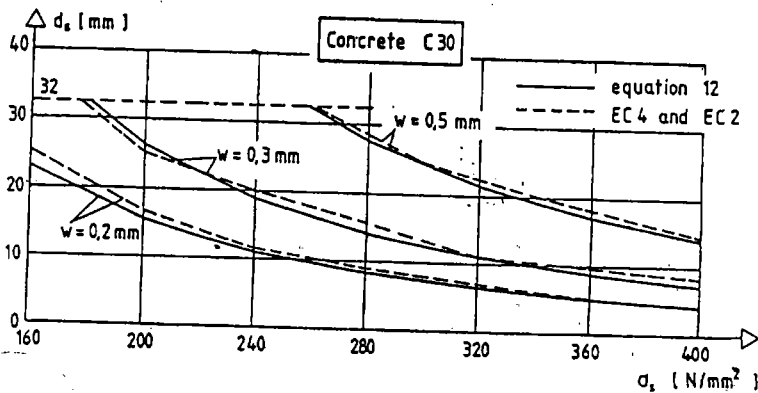


Fig. 4 Maximum bar diameters for single crack formation and comparison with EC4 and EC2

図 2. 4 単一クラック形成における最大鉄筋径と EC4, EC2 との比較

安定ひび割れ状態のひび割れ幅は、式(3), (8)および(9)から求められる。可能な最大ひび割れ間隔 $s_{cr,max}$ は式(4)の導入長さ l_{es} の 2 倍に等しく、最大ひび割れ幅 w_{max} は次式より得られる。

$$w_{max} = \frac{f_{ct} d_s}{2 \tau_{sm} \rho_s} \left[\frac{\sigma_s}{E_s} - \beta \frac{f_{ct}}{\rho_s E_s} (1 + n \rho_s) - (1 - \beta) \varepsilon_{cs,eff} \right] \tag{14}$$

全部材長での平均ひずみを決定する計算には平均ひび割れ間隔 $s_{cr,m}$ に基づいて行わなければならない。

図 2. 2 に示すように、安定ひび割れ状態における最大ひび割れ間隔 $s_{cr,max}$ と最小ひび割れ間隔 $s_{cr,min}$ は各々、導入長さの等倍と 2 倍となる。文献(4)と(5)での統計調査に基づくと $s_{cr,m}$ と $s_{cr,max}$ の比は 0.7 で与えられる。異形鉄筋の場合、安定ひび割れ状態にある鋼ひずみの平均は $\beta_m = 0.7 \cdot \beta = 0.40$ の条件より、式(9)から求められる。

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s2} - \beta_m \Delta \sigma \approx \frac{\sigma_s}{E_s} - \beta_m \frac{f_{ct}}{E_s \rho_s} \tag{15}$$

鉄筋応力が降伏強度を越えた時、引張剛性の効果はかなり大きくなる。それは、コンクリートと鉄筋の付着力によってひび割れ位置においてのみ鉄筋が降伏するためである。文献(11)と CEB-FIP モデルコード 90 に従うと、鉄筋が降伏した後の平均ひずみは式(16) (図 2. 1 参照) より与えられる。

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sy} - \beta_m \frac{f_{ct}}{E_s \rho_s} + \beta_y \left[1 - \frac{\sigma_{cr,1}}{f_{ys}} \right] (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{sy}) \quad (16)$$

異形鉄筋について、引張強度 f_{st} と降伏応力 f_{sy} との比が 1.08 より大きく、しかも最大荷重時の特性伸び量 ε_{su} が 5% を越える場合、係数 β_y の値に 0.8 を取っても良い。

ひび割れたコンクリート床版をもつ合成断面の挙動

一般

合成桁の各断面の内力は、構造用鋼断面の曲げおよび伸び剛性と上述の平均ひずみを用いて得られるひび割れコンクリート床版の荷重によって変化する橋軸方向の剛性に依存する。図 2. 1 の A から D までの領域については、合成断面において、ひび割れていない断面、単一および安定したひび割れ状態そして降伏後の挙動を区別することが重要である。図 2. 5 は曲げモーメント M と曲率 κ の関係及び曲げモーメント M とコンクリート床版の軸力 N_s との関係を示している。

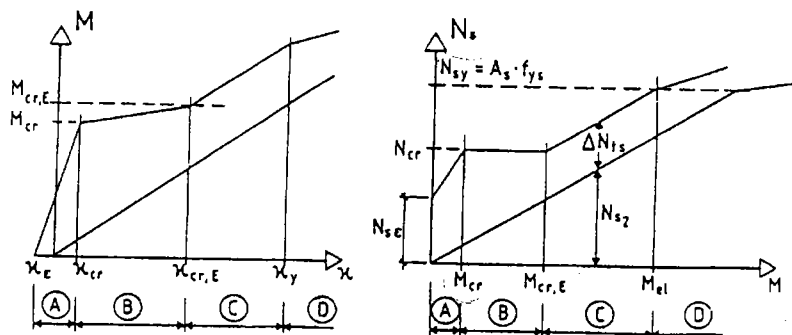


Fig. 5 Relation between M , N_s and the curvature κ

図 2. 5 モーメントと曲率及びモーメントと軸力の関係

領域 A の挙動とひび割れモーメント M_{cr} の定義

領域 A において曲げモーメント M と乾燥収縮に起因する合成断面の変形は、弾性理論で計算される。各横断面(図 2. 6)の内力は文献(12)に従って決定できる。

ひび割れモーメント M_{cr} は、ひび割れていない合成断面の上縁繊維でのコンクリート (乾燥収縮に起因する応力 $\sigma_{c,\varepsilon}$ を含む) 応力が、平均引張強度に達するモーメントとして定義される。

$$M_{cr} = n(f_{ct,m} - \sigma_{c,\epsilon}) \frac{l_1 \cdot k_{c0}}{z_0} \quad kc0 = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} \quad (17)$$

ここで、 $\sigma_{c,\epsilon}$ は乾燥収縮に起因する引張のコンクリート応力であり、 z_0 は鉄筋コンクリート床版の重心とひび割れていない合成断面の重心間の距離であり、 l_1 はひび割れていない合成断面の断面2次モーメントである。ひび割れ前のコンクリート床版の軸力は M_{cr} だけでなく乾燥収縮の効果による軸力 $N_{s,\epsilon}$ を用いて式(18)で与えられる。

$$N_{s,cr} = M_{cr} \frac{A_c(1+n\rho_s)}{nl_1} z_0 + N_{s,\epsilon} \approx A_c \cdot f_{ctm} k_c (1 + \rho_s \cdot n) \quad (18)$$

$$k_c = k_{c0} + k_{c\epsilon} \approx k_{c0} + 0.3$$

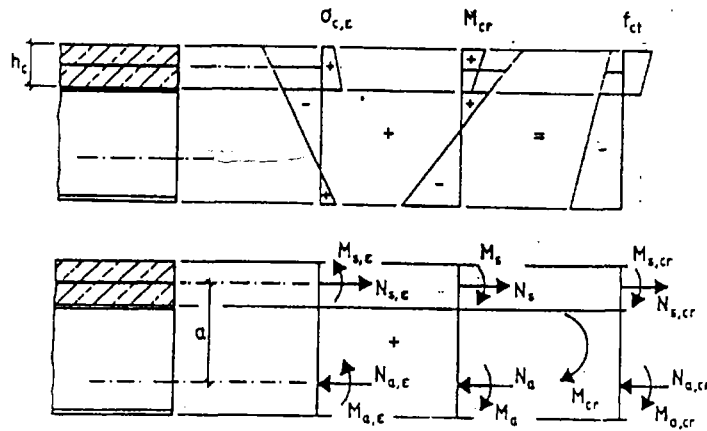


Fig. 6 Stresses and forces on the individual cross sections due to shrinkage and the cracking moment M_{cr}

図 2. 6 乾燥収縮とひび割れモーメントによる各断面の応力と分担断面力

初期および安定ひび割れの形成

一般

合成断面のモーメント・曲率関係、有効剛性および各断面の分担断面力は、前述した平均ひずみ ε_{sm} を基本に求めることができる。初期ひび割れと安定ひび割れ（領域BとC）状態における各断面の発生分担断面力は、図2. 7と式(19)～(21)に示すつり合い式と適合条件より導かれる。

$$N_a = -N_s \quad M = M_a + N_s a_{st} \tag{19}$$

$$\varepsilon_{s,m} = \varepsilon_a + \kappa a_{st} \tag{20}$$

$$\varepsilon_{s,m} = -\frac{N_s}{E_a A_a} + \frac{M_a}{E_a I_a} = -\frac{N_s}{E_a A_a} + \frac{M - N_s a_{st}}{E_a I_a} a_{st} \tag{21}$$

式(21)において、図2. 1の平均ひずみ ε_{sm} は軸力 N_s の関数であり、コンクリートの引張剛性の効果を考慮したコンクリート床版部の軸力 N_s は、平均ひずみ ε_{sm} の関係を式(21)中に代入することで直接求めることができる。

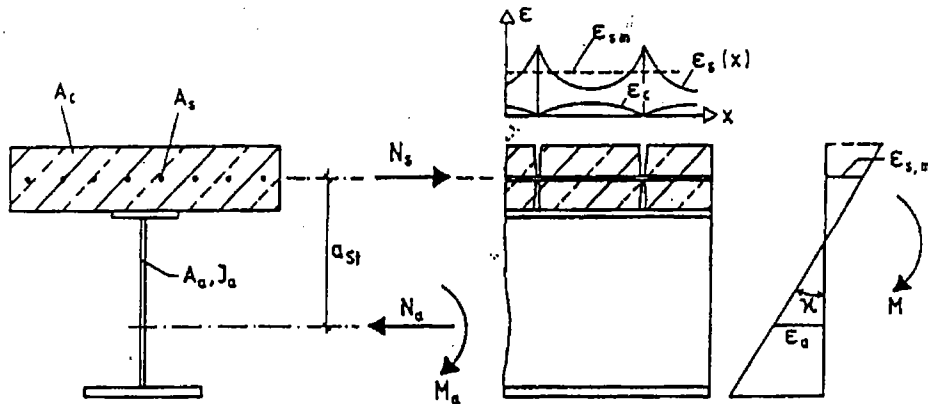


Fig. 7 Forces on the individual cross sections, mean strains and curvature

図2. 7 各断面の分担断面力、平均ひずみと曲率

ひび割れ状態の引張剛性の効果を考慮した合成断面の有効剛性 $E_a I_{2,ts}$ は、鋼桁断面部の曲率から求まる。

$$\kappa = \frac{M}{E_a I_{2,ts}} = \frac{M_a}{E_a I_a} = \frac{M - N_s a_{st}}{E_a I_a} \Rightarrow E_a I_{2,ts} = \frac{E_a I_a}{1 - \frac{N_s a_{st}}{M}} \tag{22}$$

初期ひび割れの形成

図2. 1から、コンクリート床版部の軸力は一定であり、式(18)の軸力 $N_{s,cr}$ に等しい。

図2. 5の領域Bに対して、鋼桁断面部の断面力と、荷重強度により変化する合成断面の有効剛性は、式(19)、式(21)から導かれる。

$$N_a = -N_{s,cr} \quad M_a = M - N_{s,cr}a_{st} \quad E_a I_{2,ts} = \frac{E_a I_a}{1 - \frac{N_{s,cr} a_{st}}{M}} \quad (23)$$

安定ひび割れの形成

図2. 5の領域Cに対応した安定ひび割れの場合は、文献(7)に示すように、コンクリートの乾燥収縮による固有応力状態がひび割れにより緩和されるためその影響を無視することができる。コンクリート床版部の軸力 N_s は、式(15)を式(21)に代入し、 $E_s = E_m$ と仮定することで求まる。

$$N_s = N_{s2} + \Delta N_{ts} = M \frac{A_s Z_2}{I_2} + \frac{\beta_m f_{ctm}}{\rho_s \alpha_{st}} \quad \text{ただし、} \quad \alpha_{st} = \frac{A_2 I_2}{A_a I_a} \quad (24)$$

鋼桁断面部の個々の分担断面力は式(19)から導かれる。

$$N_a = -N_s = N_{a2} - \Delta N_{ts} \quad M_a = M - N_s a_{st} = M_{a2} - \Delta N_{ts} a_{st} \quad (25)$$

式(24)、式(25)は(図2. 8参照)、コンクリートを無視した場合の合成断面の N_{s2} , N_{a2} , M_{a2} と、コンクリートの引張剛性を考慮した各分担断面力を合計したものである。安定ひび割れ状態の有効剛性 $E_a I_{2,ts}$ は、式(22)から直接求まる(図2. 9参照)。安定ひび割れ状態の曲げモーメントは、 $N_s = N_{s,cr}$ より式(24)から算出できる。

$$M_{cr,E} = [N_{s,cr} - \Delta N_{ts}] \frac{I_2}{A_s Z_2} = \left[N_{s,cr} - \frac{\beta_m f_{ctm}}{\rho_s \alpha_{st}} \right] \frac{I_2}{A_s Z_2} \quad (26)$$

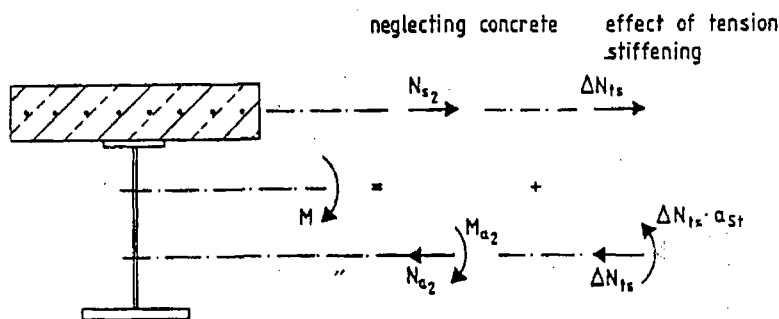


Fig. 8 Forces on the individual cross sections taking into account the effect of tension stiffening of concrete in the state of stabilised crack formation

図2. 8 安定ひび割れ状態でのコンクリートの引張剛性を考慮した分担断面力

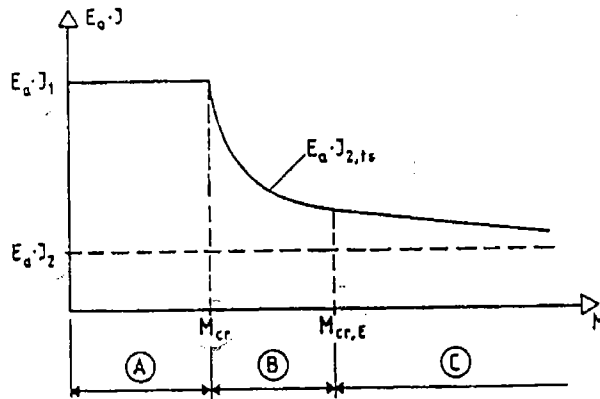


Fig. 9 Load-dependent effective stiffness of a composite section in hogging bending

図 2. 9 負曲げ状態の、荷重強度により変化する合成断面の有効剛性

疲労照査に関係する繰返し荷重の場合、鉄筋の応力領域は式 (24) に基づいて計算することができる。最大・最小曲げモーメントが作用する場合のコンクリート床版の軸力は、図 2. 10 を参照すれば得られる。また、 ΔN_s は式 (27) より与えられる。

$$\Delta N_s = N_{s,max} - N_{s,min} = N_{s,max} - N_{s,max} \frac{M_{min}}{M_{max}} = N_{s,max} \left(1 - \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \quad (27)$$

式 (27) において、 $N_{s,max}$ は式 (23) で計算される最大曲げモーメント M_{max} に対応したコンクリート床版部の軸力である。鋼桁断面の応力領域についても同様に計算できる。図 2. 10 は、合成はりの応力領域が、コンクリートのひび割れ状態とコンクリートの引張剛性の影響を受けることを示す。

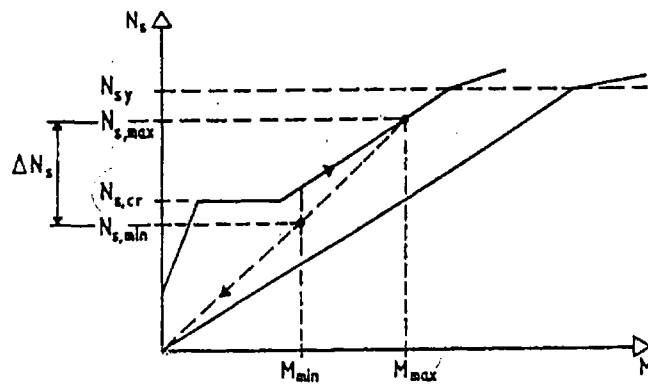


Fig. 10 Determination of stress ranges under repeated loading

図 2. 10 繰返し荷重下での応力範囲の決定

降伏後の挙動

鉄筋か鋼桁断面部が降伏応力に到達した後（図 2. 5 の領域 D）については、各分担断面力は弾塑性計算より求める必要がある。図 2. 1 と式 (16) より、引張剛性の影響は、コンクリート床版部の平均ひずみに大きな影響を及ぼす。合成はりの実験では、引張剛性によるコンクリート床版部の平均ひずみの減少は鉄筋に早期の破壊を誘発する。そのため、合成断面の塑性抵抗曲げモーメントを生じさせるためには、最小鉄筋比は鉄筋の早期の破断を避けるため必要である。図 2. 1 の応力ひずみ関係に基づく研究 (13) では、負曲げ状態の塑性設計において、最小鉄筋比は式 (28) を満足する必要があることを示している。

$$\text{最小 } \rho_{pl} = \frac{f_{yk} f_{ctm}}{235 f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad \text{ここに, } k_c = k_{c0} + 0.3 \quad (28)$$

ここで、 f_{yk} は鋼材の降伏強度 (N/mm^2)、 f_{ctm} はコンクリートの引張強度、 f_{sk} は鉄筋の降伏強度、 k_{c0} は式 (18) の係数を示す。

EUROCODE4 ひび割れ幅制御の設計基準 PART1-1,PART2

荷重作用や強制変位によるコンクリートの応力が引張状態であり、コンクリートの引張強度に対して小さいか等しい全領域において、単一のひび割れ形成が可能となる。従って、最小鉄筋比は、鉄筋の塑性化と大きなひび割れの発生が回避できる程度に確保する必要がある。EUROCODE4 の設計基準では、式 (17) に示されるように、乾燥収縮による固有応力とひび割れモーメント M_{cr} より生じる軸力 N_{cr} を基本としている。

式 (18) より、鉄筋の応力は次式より得られる。

$$\sigma_s = \frac{N_{s,cr}}{A_s} \approx \frac{A_c}{A_s} f_{ctm} k_c \leq f_{sk} \quad (29)$$

EUROCODE4 で規定するひび割れ幅の限界条件から、（暴露クラス 1 で 0.5mm、暴露クラス 2 で 0.3mm、橋は 0.2mm。ここに、コンクリート床版は横方向にプレストレスを導入した状態）式 (12) で与えられる（図 2. 4 を参照）応力 σ_s の限界値が求まる。

輪荷重の直接載荷や乾燥収縮による応力に加え、合成はりのコンクリート床版には、コンクリートの温度変化、水和作用、乾燥収縮による非線形分布の自己釣合応力が発生している。これらの応力と二次ひび割れの影響で、 $N_{s,cr}$ は $k=0.8$ 相当に低減する。

単一のひび割れとジベルのすべりにより、コンクリート床版の各分担力は鋼桁断面に再分配されさらに 10% の低減をもたらす。

EUROCODE4 PART2 による最小鉄筋量は式 (30) で与えられる。

$$A_s \geq 0.9 \frac{A_c}{\sigma_s} f_{ctm} k_c \quad (30)$$

ここに、式 (12)、図 2. 4 を参照して、 σ_s は限界ひび割れ幅と鉄筋径 d_s に依存する。 k_c は式 (18) で

与えられる。ひび割れモーメント M_{cr} より大きい負曲げモーメントでの安定ひび割れ状態において、EUROCODE4 の設計基準は鉄筋の応力を制限することを基本とし、限界値は設計ひび割れ幅と鉄筋径 d_s に依存する。EUROCODE4 では、簡略化の応力限界は、単一のひび割れに対するひび割れ幅の式 (12) が基本となる。より正確な結果は、式 (12) の代わりに式 (14) の安定ひび割れ状態での式 (14) を用いる場合に与えられる。安定ひび割れの状態で、鉄筋の応力は式 (24) , 式 (31) より求まる。ここに、 $\sigma_{s,2}$ はコンクリートの影響を無視した状態の鉄筋応力を示す。

$$\sigma_s = \sigma_{s,2} + 0.4 \frac{f_{ctm} A_c}{\alpha_{st} A_s} \quad (31)$$

記号の説明

断面諸量と幾何形状

- A_a, I_a 鋼桁断面部の断面積と断面二次モーメント
- A_1, I_1 合成断面の断面積と断面二次モーメント (n としては、短期載荷時の値を使用)
- A_2, I_2 コンクリートを無視した合成断面の断面積と断面二次モーメント
($A_2 = A_a + A_s$)
- $I_{2,ts}$ コンクリートのひび割れの影響と引張剛性の効果を考慮した合成断面の断面積と断面二次モーメント
- A_c コンクリートの断面積, コンクリート床版の断面積
- A_s 鉄筋の断面積
- a_{st} 鋼桁とコンクリート床版それぞれの重心間の距離
- Z_0 合成断面とコンクリート床版 (n としては、短期載荷時の値を使用) の重心間の距離
- Z_2 鉄筋のみを考慮した合成断面とコンクリート床版の重心間の距離
- d_s 鉄筋径
- U 鉄筋の周長
- ρ_s 鉄筋比 $\rho_s = A_s / A_c$

合成断面とそれを構成する各断面の断面力

- M 合成断面の曲げモーメント
- M_{cr} 合成断面のひび割れモーメント
- $M_{cr,E}$ 安定ひび割れが生じる状態での合成断面の曲げモーメント
- N_{scr} ひび割れ発生前の RC 床版の軸力
- $N_{s,\varepsilon}$ 乾燥収縮による RC 床版の軸力
- N_s ひび割れの生じている RC 床版の軸力
- ΔN_{ts} コンクリートの引張剛性により生じたコンクリート床版の軸力の増分

N_a, M_a 鋼桁断面の分担断面力

材料特性

E_a, E_s 鋼桁断面と鉄筋の弾性係数 ($E_a \approx E_s$)
 E_c コンクリートの弾性係数 (係数比 $\eta = E_a / E_c$)
 f_{cm} コンクリートの圧縮試験強度 (円柱)
 f_{ct}, f_{ctm} コンクリートの引張強度と平均引張強度
 f_{sk} 鉄筋の降伏強度
 f_{ts} 鉄筋の引張強度
 f_{yk} 鋼桁の降伏強度
 ϵ_{cs} コンクリートの乾燥収縮ひずみ

ひずみと応力

ϵ_s 鉄筋のひずみ
 ϵ_{sm} ひび割れたコンクリート間の鉄筋の平均ひずみ
 ϵ_{cm} ひび割れたコンクリート間のコンクリートの平均ひずみ
 ϵ_{sy} 鉄筋の降伏ひずみ
 ϵ_{su} 最大荷重下の鉄筋の終局ひずみ
 σ_s 鉄筋の応力
 σ_{sm} 導入長さ区間での鉄筋の平均ひずみ
 $\Delta\sigma_s$ 付着により生じるひび割れ間の鉄筋応力変動
 τ_s コンクリートと鉄筋間の付着応力
 τ_{sm} 導入長さ区間での平均付着応力
 $s(x)$ 導入長さ区間でのコンクリートと鉄筋間のすべり
 b, δ, c 付着すべり挙動を表現するためのパラメータ

参考文献

- (1) Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings, 1992
- (2) Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures Part 2: Bridges 1. Draft, January 1996
- (3) Eurocode 2, Design of concrete structures, Part 1-1 General rules and rules for buildings, 1989
- (4) König, G., Tue, N: Crack width control for concrete constructions, Darmstadt Concrete, Vol.7, 1992
- (5) König, G., Tue, N: Calculating the mean bond and steel stress in reinforced and prestressed concrete members. Darmstadt Concrete, Vol.6, 1991

- (6) Maurer,R.: Grundlagen zur Bemessung des Gurtes von Stahlverbund-tragen, Dissertation D17,Darmstadt 1992
- (7) Roik,K., Hanswille, G.: Zur Frage der Ribreitenbeschrnkung bei Verbundtragern, Der Bauingenieur 61 ,1986
- (8) Roik,K. Hanswille G.: Ribreitenbeschrnkung bei Verbundtragern, Der Stahlbau 60,1991
- (9) Hanswille , G.Zum Nachweis der Ermudung von Verbundtragern nach Eurocode 4 Teil 1-1, Der Stahlbau 63 ,1994
- (10) Roik,K.,Hanswille, G.: Background report on Eurocode 4: Cracking of concrete,Harmonisation of European Codes, Ministerium fur Raumordnung, Bauwesen und Stadtebau, 1990
- (11) Kreller,H.: Zum nichtlinearen Trag-und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter last-und Zwangseinwirkung,Deutscher Ausschuf fur Stahlbeton,.Heft 409,1990
- (12) Haensel,J.: Effects of creep and shrinkage in composite construction, Technical Reports, Ruhr-Universitat Bochum, 1975
- (13) Hanswille,G.: Determination of the required minimum reinforcement ratio for plastic design in hogging bending ,Eurocode 4,Technical Paper H18, 1996(unpublished)

2. 2 合成桁に対する EUROCODE (ENV 1994-2:1997)

The Eurocode for composite bridges, ENV 1994-2:1997

R. P. Johnson¹, G. Hanswille², and F. Tschammerneegg³

¹ Engineering Department, University of Warwick, Coventry, CV4 7AL, UK

² Institute of Steel and Composite Structures, University of Wuppertal, Germany

³ Institute for Steel and Timber Construction, University of Innsbruck, Austria

要約

鋼・コンクリート合成桁の設計に関する Eurocode の草案は、EU 加盟国の刊行物として現在利用可能である。特に、照査の分類、橋梁の床版の全体解析におけるクリープ・ひび割れ・コンクリートのテンションスティフニングの影響、全体系と部分的作用による影響との相互作用、疲労、使用限界状態、に関連する主な技術革新や規定について説明が加えられている。この草案は、建築物に関する Eurocode 4 の以前の規定よりも複雑になっているが、使用経験が増えれば、簡略化も可能となる。

キーワード：橋梁設計、合成桁、Eurocode 4、疲労、全体解析、テンションスティフニング

序論

鋼・コンクリート合成桁の設計に対する European code の ENV (準備段階) の版である ENV1994-2(1997)は、Brussels にある European Committee of Standardisation (CEN) で現在入手可能である。目下、フランス語やドイツ語への翻訳が進行中であり、その使用のために EU 加盟国が National Application Documents (NADs) を起草中である。試験使用のため、これらの国の基準を作成する組織が、関連する NAD といっしょに草案を出版する予定である。約2年経過後、CEN は意見を集約し、改訂版が準備され、それが European Standard (EN) となる。

ENV の構成や草案は、ここでは EC4-2 を対象とするが、Eurocode の内容との重複を避けるため CEN の規定に従って規制されている。その利用者は、特に、ENV1991-3 (橋梁の交通荷重)、ENV1992-2 (コンクリート橋)、ENV1993-2 (鋼橋)、ENV1994-1-1 (合成構造の一般規定、建築物の規定) のような他の設計基準を参照する必要がある。EC4-1-1 と呼ばれることになるこの最後の基準との相互関係は、あまりに広範囲に渡るため、EC4-2 におけるあらゆる規定には、additional (付加的)、modification (変更、修正)、replacement (差し替え) が明記されている。EC4-1-1 における対応する条項に関しては、利用者に EC4-1-1 のどの部分が適用でき、どの部分が適用できないかを決められるようにしてある。

広範囲を網羅する EC4-2 は、鉸桁橋、箱桁、合成版、片方又は両方の弦材に合成作用を持つトラス、タイドアーチ橋、緊張材や支点の強制変位によるプレストレス、軽量骨材コンクリートの使用、を含んでいる。技術革新を制限するような適用規定の欠落も存在する (例えば斜張橋に関すること等)。合成柱やスラブのような、橋梁で希にしか用いられない形式の構造は、適用に対して EC4-1-1 を参照して扱わざるを得ない。

限界状態、作用、作用の組み合わせ

建築物における合成構造については、使用限界状態 (SLS) よりも終局限界状態 (ULS) が支配的になるケースが多く、そのため EC4-1-1 では ULS に対する規定が先ず最初にある。同じ流れが EC4-2 に適用され、ここでは SLS に

対する規定がより広範囲に渡り、煩わしい。それらは、EC4-1-1には無い、応力に関する限界を含んでおり、実際にしばしば支配的となる。EC4-1-1では扱わない疲労が、Eurocodeでは終局限界状態として定義されており、その照査手順は全般的に、ULSの抵抗力の照査に対するよりも、SLSの応力に対する照査に似ている。

合成桁の寿命は、通常、面内方向の作用力が引張となるコンクリート床版（例えば、鉸桁の中間支点上や bowstring truss の全長に渡って）の耐久性によって決定される。この問題は凍結防止に塩の使われる寒冷地でより厳しくなる。それに対する解決策は地域や期間によって異なり、地域的な習慣によっても影響を受ける。また、プレストレスや鉄筋の相対的コストのような経済的要因にも左右される。

コンクリート（及び合成）構造の環境等級がEC2-1-1に定義されている。この等級はコンクリートの種類や使用されている鉄筋のかぶりに影響を与える。等級は、EC2-2に導入され、またEC4-2でも用いられている照査分類と混同してはならない。AからEで表示されるこれら5つの分類は、デコンプレッションとひび割れ幅の使用限界状態に対するコンクリートの照査に用いられる作用の組み合わせを定義している。連続桁に関するこれらの規定の影響は、連続桁でA又はBの分類を達成するためには、橋軸方向のプレストレスが不可欠となる。C分類では、支点での強制変位や緊張材によるプレストレスが必要となる。床版の架設順序の配慮や鉄筋を密に配置することでひび割れを制御できるならば分類D又はEが選択できる。しかし、この命名は適切ではない。なぜならばAやDはそれぞれ「最良」や「最悪」と関連づけられてはいない。実際に、いくつかのPC床版の方が同じような期間を経た同じような暴露環境のRC床版に比べて耐久性が低かったことが半明されている。橋梁設計者は、発注者に最初にその橋の分類を提案し、同意を得るべきである。

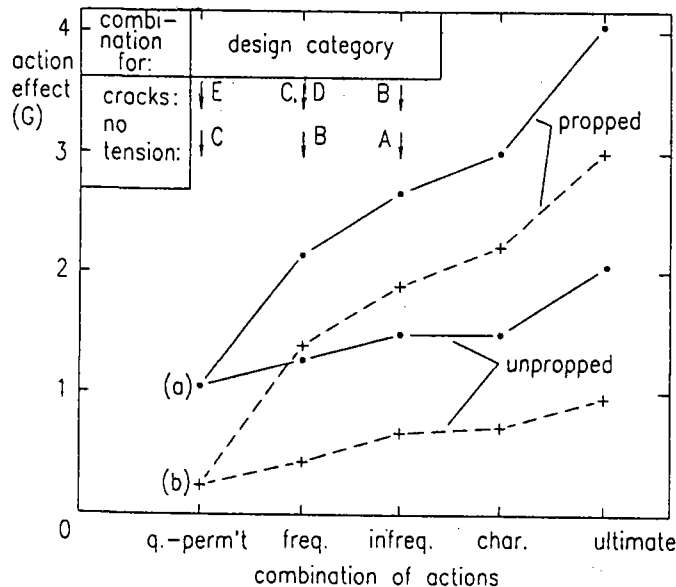


Figure 1: Total action effects for specified combinations and design categories

図2. 11: 規定された組み合わせでの全体作用の影響と設計分類の関係

この分類の使用は、以前の Eurocode で定義された4段階の代表的な作用が、橋梁の基準で1段階増やされたことによる。これらを特性変動作用 Q_k に応じて列挙すると次のようになる。

EC1-3で定義された特性値	Q_k
主要な作用と関連した組み合わせ	$\Psi_0 Q_k$
希にしか生じない頻度（年1回）	$\Psi_1' Q_k$
頻繁に生じる頻度（週1回）	$\Psi_1 Q_k$
半永久（期間の50%）	$\Psi_2 Q_k$

新たに加わったのは、扱いにくい表記で表される、頻度(infrequent)の段階である。

この照査分類の意味と作用の様々な組み合わせについて図2.11に示す。この例は主桁断面を表しており、ここでは、その特性の段階に関連する作用によって引き起こされる（例えば曲げモーメントが合成桁に生じている状態などの）ある作用の影響が、次の値を有する。

- G 支保工で支持されている場合の永久作用によるもの。支持されていない場合は0.2Gを用いる。
- Q_{udl} 均等に分布している交通荷重によるもの（EC1-3による自動車荷重モデル1）
- Q_{s} 連行荷重によるもの（自動車荷重モデル1における重車両）
- T 温度変化の影響によるもの

中間支持されている（propped）場合及び中間支持されていない（unpropped）場合の2つのケースが考慮されている。

- (a) 短支間のケース、 $Q_{\text{udl}} = Q_{\text{s}} = G$, $T = 0.1G$;
- (b) 長支間のケース、 $Q_{\text{udl}} = 0.5G$, $Q_{\text{s}} \equiv 0$, $T = 0.1G$

EC1-3で定義されている組み合わせの規定及び γ や Ψ などの係数を使用すると、使用性並びに主要な変動作用として自動車荷重を載荷した終局限界状態の2つの照査に用いられる組み合わせに対して、Gを掛け合わせることで、全体の作用が算出される。

（コンクリートに曲げ引張を生じない）デコンプレッションの限界状態に対する作用の影響は、この照査を必要とする分類であるA, B, Cの矢印で示されている。同様に、他の矢印の行はひび割れ幅の照査に関係する。例えば、短支間タイプ(a)で、支保工を用いて建設される場合は、分類Cに属し、半永久的な組み合わせのもとで引張を生じることがあり得ないが、そのときの作用の影響は1.05Gとなる。ひび割れ幅は頻度の高い組み合わせに対して照査しなければならず、そのときの作用の影響は2.15Gとなる。限界ひび割れ幅は、鉄筋コンクリートに対して0.3mm、またスラブに緊張材が設けられているときで0.2mmであるが、これらは階級や分類からは独立している。設計終局作用の影響は4.05Gである。

材料

EC4-2の範中にある、コンクリートの等級、鉄筋、構造用鋼は、EC2-1-4（軽量コンクリート）、EC2-2、EC3-2におけるものと同様である。ずれどめは、EC4-1-1にあるが、25mmのスタッドが加えられ、welded bar anchorsは削除された。これらの材料に対する部分安全係数の推奨値は、EC4-1-1に規定されている。しかし、EC4-1-1では構造用鋼に対する γ_{M} は強度に対して適用されるが、EC3では鋼断面や部材の耐荷力に対して適用される。

あらゆる材料、ずれ止め以外の接合部の特性は、Eurocodeのコンクリートや鋼構造の該当する部分、又はCENやISOの基準を参照してEC4-2で扱われている。スタッドやスタッドの溶接については2つのprEN ISOを参照している。これらは、コンクリートを含むので、スタッドの静的及び疲労耐荷力は網羅しておらず、これらの特性はEC4-2で網羅されている。

EC4-1-1の設計に対しては、しばしばコンクリートの収縮を無視することが可能で、クリープに対しては、短期間の値に対して2倍のヤング係数比を使用することで考慮している。EC4-2では、耐久性の確保と、鋼構造の座屈照査の精度を向上させるために、これらクリープの特性やコンクリートのひび割れに関するより精度の高いモデル化が要求されている。

EC4-2でコンクリートのクリープを考慮する場合のヤング係数比は、 $n = n_0(1 + \Psi \phi)$ （ここで、 Ψ はクリープ乗数）

と規定され、次のように解説されている。

ϕ は、(EC2 で与えられる) クリープ係数であり、初期載荷でのコンクリートの材齢に依存し、その時期に応じて考慮される。

n_0 は、短期間の荷重載荷に対するヤング係数比率 E_s/E_c の平均値である。(添字 a は EC4 では構造用鋼に対して用いられ、添字 s は鉄筋に対して用いられる。)

合成部材におけるクリープによる応力変化の度合いは複雑であり、合成断面の特性やコンクリートに生じる圧縮応力の経時変化に依存する。曲げモーメント-時間曲線の3つの主要なタイプを図2. 12 (a) に示す。これに対応するコンクリートの圧縮応力の曲線を図2. 12 (b) に示す。ここで、 ψ は両方のフランジが合成構造の場合を除くあらゆる合成断面に適用可能である。値 1.1 は永久作用及び緊張材によるプレストレスに対する値である。1.5 はジャッキによる支点の強制変位によるプレストレスに対する値である。そして、0.55 は収縮に対する値であり、その他の2次の(hyperstatic) な影響も含む。この最後の項目についての解説は公表されている。(Johnson and Hanswille, 1997)。

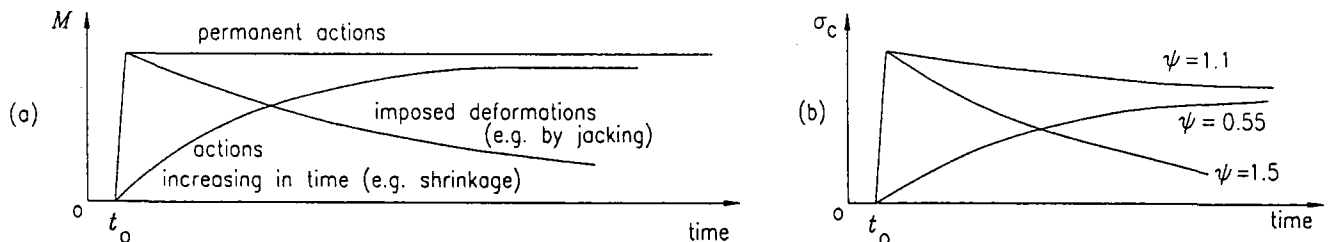


Figure 2: Creep multipliers, ψ , for typical stress-time curves for concrete

図2. 12 コンクリートの代表的な応力-時間曲線に対するクリープ乗数 ψ

全体解析

EC4-2 の草案執筆中に起こった最も困難な問題は、どうすれば最も単純化できるかにあった。「2 径間連続桁の曲げモーメントはどのように計算するべきか、そしてその方法は照査される限界状態に応じるべきか？」

中間支点近傍に生じたコンクリート床版のひび割れの程度は、時を経るに連れて増大していく。ひび割れは、架設方法・コンクリートの収縮・そして考慮された時間までに床版に生じる作用の最大値に依存し、これらの作用はひび割れの程度に依存する。ずれ止めの設計のためにひび割れを無視して全体解析を行うことは、安全側すぎるかも知れない。しかし、疲労・振動・たわみを照査する際には危険側となる。ひび割れが生じると、合成桁の断面2次モーメントは、ひび割れなしの時の I_1 から、EC4-2 に示される I_{2s} となるが、これはひびわれ間のコンクリートのテンションステイフィング効果によるもの、完全にひび割れたときの値である I_2 よりは大きくなる。

この効果は、タイドアーチ橋や下路トラス橋のように、合成床版全体に引張を生じる構造物の応力に関して重要な影響を与える。そしてこのために、EC4-2 は、あらゆる限界状態に対してこの効果を考慮することを要求している。床版の設計の際には剛性 I_1 を使用した全体解析結果を使用し、残りの構造に対しては剛性 I_2 を使用して解析するのが簡単な方法である。この方法はかなり安全側であり、より厳密な解析のため、 I_{2s} の決め方が EC4-2 の付属資料 L に解説されている。なお、この付属資料はあくまでも「参考」であり、テンションステイフィングに対する他のモデルの採用を排除するものではない。

連続桁の全体解析に対して、複数の梁で支えられた床版の直角方向部材はひび割れを生じないものと仮定してよい。橋軸方向部材に対しては、「ひび割れが少なく、全体解析結果の感度が低い場合は、単純化された方法を使用しても良い。」と述べられている。EC4-2 で与えられた単純化手法をこれから解説する。それらは、次に示すケースを除く、あらゆる限界状態に対する全体解析に適用できる。

一番目の方法では、ひび割れていないとした剛性を使用して解析した支点上の負の曲げモーメント (hogging bending

moment) を両中間支点から 10% まで再分配 (redistribute) してもよい。ただ唯一の例外は、分類 A, B, C における梁に対する疲労の照査に対してであり、再分配は許されない。二番目の方法は、橋軸方向にプレストレスされていない床版 (例えば分類 C, D) で、隣り合う支間の長さが長い方の支間の 40% 以上異なる場合である。この場合、各中間支点から両側に支間長の 15% の区間に対してはひび割れ状態の剛性 ($E_a I_2$) を用い、それ以外の部分ではひび割れていないときの剛性 ($E_o I_1$) を用いる。

次の、より複雑な一般的な適用の方法は、ひび割れの影響が大きいと推察される場合での使用に対して与えられる。中間支点の両側のひび割れ領域は、ひび割れていないとした構造の全体解析から決定される。そこでは、設計交通荷重の均等分布している成分が、対象とする支点の両側の 2 つの支間に適用される。交通荷重以外の作用 (永久荷重, 風, 温度変化など) は、希にしか起こらない荷重組み合わせに従って、構造全体に適用され、クリープや収縮の長期間に渡る影響も考慮される。この結果は、支点近傍の曲げモーメントの分布 (または、ケースによっては envelope) として考慮される。一つの例が図 2. 13 (a) に示されている。ここで、 M は合成桁の支点上の負の曲げモーメント、 x は梁に沿って設けられた座標であり、支点の位置を $x=0$ としている。

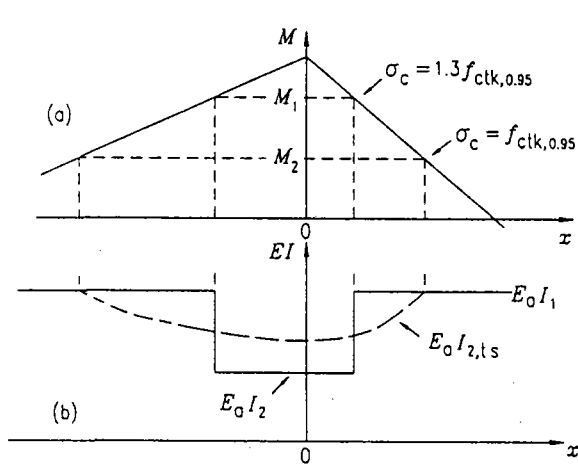


Figure 3: Flexural stiffness of cracked composite sections

図 2. 13 ひび割れた合成桁の曲げ剛性

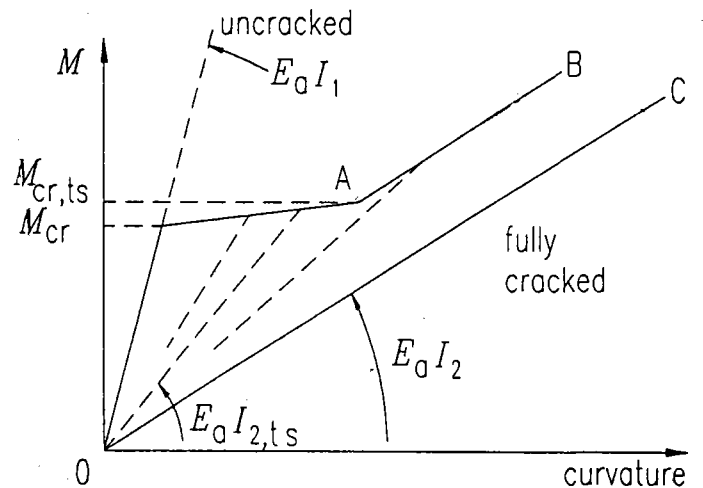


Figure 4: Influence of tension stiffening on moment-curvature relationship and flexural stiffness

図 2. 14 モーメント-曲率関係と曲げ剛性に与える
 テンションスティフニングの影響

方法(a)では、曲げモーメント M_1 は、コンクリート床版における上縁の引張応力度(extreme-fiber tensile stress) $1.3f_{ctk,0.95}$ となる場合として計算される。ここで、 $f_{ctk,0.95}$ は、指定された等級のコンクリートの引張強度の上位 5% の特性値である。ここでは、 $M > M_1$ の場合、剛性は図 2. 13(b) に示すように $E_o I_1$ から $E_a I_2$ へと低減される。方法(b)では、 $f_{ctk,0.95}$ に対応させて曲げモーメント M_2 が求まる。ここで、 $M > M_2$ のとき、有効剛性 $E_a I_{2s}$ が用いられる。これは、図 2. 13 (b) や図 2. 14 に示すように、 M の関数である。

$E_a I_{2s}$ を、曲げモーメント M (図 2. 15) が作用する合成桁のコンクリートと鋼の要素の内力を参照しつつ説明する。 M_s は無視できると仮定し、コンクリートフランジの重心が $h_f/2$ の深さにあるとすると、力のつり合いは、

$$M = M_a + N_s a \quad (1)$$

ここで、 N_s はコンクリートフランジの引張力で、テンションスティフニングを含んでいる。曲率 κ は鋼に対しても合成桁に対しても同じであり、

$$\kappa = M / (E_a I_{a2s}) = M_a / (E_a I_a) \quad (2)$$

となる。

これらの式から κ と M_a を消去すると、 $E_a I_{a2s} = E_a I_a / (1 - N_s a / M)$, (3)
 となり、これは EC4-2 における (L.8) 式と等しい。

初期ひび割れは、コンクリートの上縁引張応力度が $f_{ct,eff}$ と等しくなる時の曲げモーメント M_{cr} で生じると仮定される。方法(a)による M_1 の計算との整合性のため、応力 $f_{ct,eff}$ は、乾燥収縮の影響によって生じる引張応力によって低減される $f_{ct,0.95}$ を用いる。単純化のため、これを平均強度 f_{cm} とすると、

$$M_{cr} / I_1 = n_0 f_{cm} / (z_0 + h_c / 2) \quad (4)$$

となる。

コンクリートフランジ (断面積 A_{cf}) に生じる軸力 N_s は、

$$N_s / [E_a (A_{cf} / n_0 + A_c)] = \kappa z_0 = M_{cr} z_0 / (E_a I_1) \quad (5)$$

となる。

この軸力は、曲げモーメントが M_{cr} と $M_{cr,s}$ (初期ひび割れの段階) の間では一定と仮定している。式(4)と(5)から M_{cr} を消去し、 $\rho_s = A_s / A_{cf}$ と置くことで、次の EC4-2 の式(L.9)が得られる。

$$N_s = A_{cf} f_{cm} (1 + \rho_s n_0) / (1 + h_c / 2 z_0) \quad (6)$$

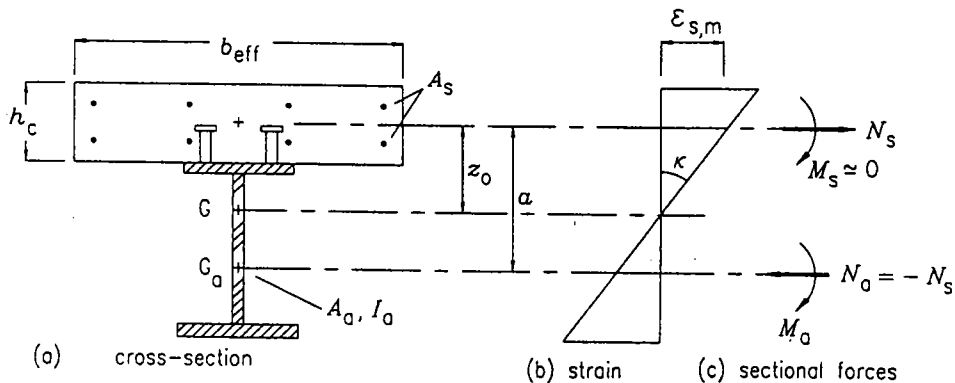


Figure 5: Cross-section of composite beam in hogging bending, at initial cracking of concrete

図 2. 15: 負曲げを受ける合成桁の断面図 (コンクリートの初期ひび割れ時)

安定ひび割れの状態は、曲げモーメントが $M_{cr,s}$ (図 2. 14) に達したときに生じるが、これは EC4-2 の式(L.4)及び (L.6)から求まる。 $M > M_{cr,s}$ の場合、鉄筋の引張力 N_s は

$$N_s = N_{s2} + 0.4 f_{cm} A_{cf} (A_s I_0 / A I_2) \quad (7)$$

で表される (Hanswille, 1997) が、ここで N_{s2} は M による鉄筋コンクリート床版に生じる軸力、 A は合成桁断面の断

面積を表し、それぞれの計算ではコンクリートの引張部分を無視している。その他の記号は前に定義されたものである。

曲げ剛性の値は、連続桁の全長に渡って見いだされる。それらは全ての限界状態に対する全体解析で使用するものである。剛性を決定するためのこの「一般的な」方法は、収縮の影響を考慮する必要はなく、また試行錯誤も必要としない。ひび割れを生じていないときの剛性 $E_d I_y$ の値は、クリープの影響によって、長期間の影響に対してよりも短期間に対しての方が値が高い。しかし、 I_{25} の値は、短期間のヤング係数比を使用して求めているが、荷重の載荷期間にはよらないものと仮定してよい。

全ての全体解析は、通常通り基本的に線形の弾性体と仮定している。EC4-2 から非線形全体解析を排除するものではない。原理は示されているが、応用の規定はないだけである。

使用限界状態

橋梁の使用性に対する基準は建築物に対するものよりもやっかいであり、EC4-1-1 の第 5 節は EC4-2 のために全面的に書き直された。大きな変更は、EC2-2 や EC3-2 に従った応力照査の追加である。以前の基準では、希にしか起こらない組み合わせに対しては鉄筋の応力限界 $0.8f_{yk}$ としているが、EC3-2 の鋼構造における限界引張応力度は特性値の組み合わせに対して $1.0f_y$ としている。(強度 f_{yk} 及び f_y は、降伏特性値である)。さらに、分類 D と E の橋に対し、しばしば起きる又は半永久的な組み合わせに対しては、図 2. 11 に示したようにひび割れ制御に対する解析が必要になる。これら Eurocode の使用経験に伴って、橋の形式に応じてこれらのチェックが必要か必要でないかの知識が蓄積されて行くであろう。しかし、現在の所は、計算は注意深く行われなければならない。

プレストレスまたはプレキャストコンクリートが用いられない場合は、コンクリートの圧縮応力に対するの限界が明示されていない。しかしながら、「過度のクリープや微小ひび割れは、コンクリートの圧縮応力を制限することで避けられる」という原理がある。これは、通常の形式の構造物に対しては、他の規定によってこの原理を満足させることになると考えられている。

床版の鉄筋やコンクリートの応力度の限界値は、原則として、EC2-2 の問題となる。現在の (ENV) 版は、全体系と部分的作用の影響をどのように組合わせるべきかについての指針がほとんど示されていない。EC1-3 において、荷重モデル 1 (高速道路用) は軸重を含んでいるが、全般的かつ部分的な照査を意図したものであり、組み合わせの係数は示されていない。EC4-2 は「同時に起こる部分及び全体の作用による応力は加算されなくてはならない」という安全側の方針を採っており、注釈の中で、組み合わせ係数 1.0 を提案している。床版における応力照査 (や疲労の) より詳しい指針があれば有用であろう。

供用中の高い応力自体は限界状態ではない。応力照査は、例えば疲労・振動・デコンプレッション・ひび割れなどの他の限界状態に対する照査の方法が線形の弾性挙動に頼っているからで、シェイクダウンの効果を期待していないためである (Taplin, Grundy, 1997)。応力度の制限は、応力範囲のみで疲労照査 (例えばスタッドなど) を行うことを基本とすることを可能にしている。

ひび割れ制御

(分類 D または E の橋梁に対する) コンクリートのひび割れ制御のための規定は、EC4-1-1 と類似している。最初にひび割れの生じる鉄筋の局所的な降伏を避けるために必要なことは、最小鉄筋量の規定の導入である。これは、希にしか起こらない組み合わせの作用のもとで、コンクリートに引張が生じている場合に対応できる。次の段階は、ひび割れ制御に対して明記された組み合わせ (図 2. 11 の頻繁なまたは半永久的な) のもとでの縁端引張応力の決定である。これらの応力度が、コンクリートの平均引張強度 f_{ctm} を超過する場合、さらなる照査が必要となる。出発点

は、終局限界状態に対して必要となる鉄筋の断面積である。ひび割れ制御規定は、鉄筋の間隔や径を制限する。もし、鉄筋の間隔や径の上限値が非現実的であると認められた場合は、鉄筋の断面積を増やすことで対処する。こうすることで供用時の平均引張応力度が低減され、鉄筋の間隔を広くし、径を太くすることが可能になる。

この鉄筋の引張応力度は、作用曲げモーメント M のもとで、ひび割れ時の断面2次モーメント I_2 を用いて算出され、更に M とは独立な量（前述の式(7)に基づいて）だけ割増す。これがテンションステイフネスを与える。特別な指定がない場合、計算は、鉄筋コンクリートに対して 0.3mm、プレストレス用の緊張材が存在する場合は 0.2mm という設計ひび割れ幅に基づく。コンクリートとの付着を考慮する緊張材に対しては、これらの付着特性は異形棒鋼鉄筋のそれと異なるので、追加規定が設けられている。ひび割れ制御設計の背景は（Hanswille, 1997）で与えられる。

振動及び変形

振動は、主に歩道橋において問題となる。振動は他の Eurocode を参照して扱われるが、ケーススタディーを含めて、広範囲に渡る文献がある。変形に関する条項は、例えば、支保工のない(unpropped)構造で連続してコンクリート打設するとき生じる変形など、材齢の若いコンクリートが変形による損傷を受けてはならないという理念を含んでいる。コンクリートの強度が 20N/mm^2 に達するまではずれ止めに荷重をかけてはならないという応用規定があり、コンクリートがその強度に達したときに、ずれ止めは有効に機能すると考えられている。

断面の耐荷力、及び終局限界状態

これらの主題の扱いは、概して EC4-1-1 におけるものと類似している。圧縮を受ける鋼要素の細長さに依存する等級 1, 2, 3, 4 の扱いは、腹板の孔に対する概念を除いて、全く同じである。EC4-1-1 では、等級 3 の腹板を断面を減じた等級 2 の腹板として扱うことができる。これは EC3-1-1 や EC3-2 でも扱われているが、EC4-2 では扱われていない。なぜなら、桁高の深い合成桁については、十分に理解されていないからである。

床版が上フランジの一部である場合、大規模な合成桁の支間中央の断面は、通常は等級 1 または等級 2 に属し、そのため塑性抵抗モーメントが適用できる。このように、（弾性）全体解析で支間中央での剛性の低下がモデル化の段階で考慮されていなくても、非弾性耐荷力は連続構造の設計で使用される。この手法は英国で少なくとも 20 年間承認されており、数値解析によるシミュレーションで検証されている（Johnson, Huang, 1995）。

全体系と局所作用の影響との相互作用については前に触れた。床版が合成横桁の間を橋軸方向に跨ぐ場合は、局所作用の幅が有効幅に匹敵するこれらの影響の起こり得る組み合わせを考慮する必要がある。終局限界状態に対する EC4-2 のこの規定は、分類 A, B, C の橋の床版における疲労に適合しない。そして、それは明記されているものに限っては包含的に適用できるが、軸重や直角方向を跨ぐ床版に対しては適用されない。

等級 1 または等級 2 の合成 T 桁や合成箱桁に対して、コンクリートの圧壊による曲げ破壊は、全塑性モーメントによる耐荷力 $M_{pl,Rd}$ に至るよりも前に生じるかも知れない、という懸念があった。この状態は、EC4-2 の中で、塑性中立軸 z_p からコンクリート上縁までの距離と断面の全深さ h の比率で定義されている。ここでは、この比率が 0.15 を超えた場合、塑性耐荷力は非線形理論で決定するか、もしくは図 2. 16 に示される低減係数 β が $M_{pl,Rd}$ に適用されなくてはならない。

疲労

材料と溶接の疲労強度に対しては、EC4-2 は EC2-2 と EC3-2 を参照している。これは、ブロック、フープ筋、形鋼などのずれ止めは包含しているが、スタッドの溶接は含んでいない。直径 d のスタッドの疲労強度は、EC4-2 では次のように与えられている。

$$N(\Delta \tau_R)^8 = 1.327 \times 10^{22}, \quad \tau_R = \Delta P_R / (\pi d^2 / 4)$$

ここで、 N はせん断応力範囲 τ_R (単位は N/mm^2) の繰返し回数であり、そして ΔP_R は一定振幅のせん断力の変動範囲である。この式の基となった試験データは、供試体がお互いに大きく異なるため、(例えば、べき乗数 8 の値は 5 から 12 の幅があると報告されている) 大変ばらついている。

1 本当たりのスタッドの最大せん断力を考慮する必要はない。なぜならば、使用限界に対して明記された超過応力の上限值である約 $0.6P_{Rk}$ を超過するの でなければ、疲労強度に関して無視できる影響しかないからである。

コンクリートにおいて疲労の照査を必要としないケースは沢山ある。例えば、道路橋を対象とした EC2-2 で述べられているように、希にしか生じない組み合わせによる圧縮応力が圧縮強度 f_{ck} の 0.6 倍を超えないならば、照査は不要であり、これは合成桁にも適用される。

分類 D または E における道路橋の、連続桁の中間支点近傍の鉄筋の、より複雑な状況について解説する。全体解析に対して、曲げ剛性は(前述したとおり)他の限界状態に対して使用されるものと同様である。ほとんどのケースにおいて全体系と部分的作用の応力範囲の相互作用を無視することは容認されている。ここでは全体系の応力だけが考慮されている。

関連する荷重は、EC1-3 の疲労荷重モデル 3 で、4 軸の車両で重量の合計は 480kN である。橋に沿って関連する車線をこの車両が通過することが考慮された鉄筋の「損傷等価応力範囲」 $\Delta \sigma_E$ が求められる。それは次のように照査される。

$$\gamma_{FF} \Delta \sigma_E \leq \Delta \sigma_{Rk} / \gamma_{Mf}$$

ここで、 γ_{FF} は荷重係数 (通常 1.0)、 γ_{Mf} は鉄筋に対して 1.15、 $\Delta \sigma_{Rk}$ は EC2-2 に示されている一定の応力範囲のサイクルの適切な繰返し回数に対する応力範囲の特性値である。応力範囲 $\Delta \sigma_E$ は次のように定義される。

$$\Delta \sigma_E = |\sigma_{\max,FE} - \sigma_{\min,FE}|$$

ここで、 $\sigma_{\max,FE}$ は曲げモーメント $M_{\max,FE}$ による最大応力度であり、 $\sigma_{\min,FE}$ は曲げモーメント $M_{\min,FE}$ による最小応力度である。 $\Delta \sigma_E$ を求めるには、先ず疲労車両の通行による最大及び最小モーメントを求め、これらに、EC2-2 に示す鉄筋に対する係数 λ を乗じる。 λ は対象とする橋梁の支間長、交通量、供用期間や他の特性に応じて与えられる。交通荷重を除外した、同時に生じている曲げモーメント M_{perm} が加算され、有効疲労曲げモーメントが与えられる。

$$M_{\max,FE} = M_{perm} + \lambda M_{\max,f} \quad , \quad M_{\min,FE} = M_{perm} + \lambda M_{\min,f}$$

照査は応力範囲に基づいているので、なぜこれは単純に $\lambda(M_{\max,f} - M_{\min,f})$ から導けないのか疑問に思うかも知れない。この理由は、 $M_{\min,FE}$ が床版で圧縮を生じている場合は、引張を生じている場合に比べて応力範囲が非常に小さくなり、また床版に引張が生じているときはテンションスティフニングが応力に影響を与えるためである (Hanswille, 1997)。条項はこれら全ての状況に対応しなければならない。

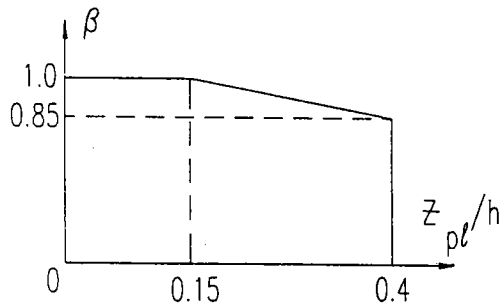


Figure 6: Reduction factor β for plastic moment of resistance

図 2. 16 : 抵抗断面力である塑性モーメントに対する低減係数 β

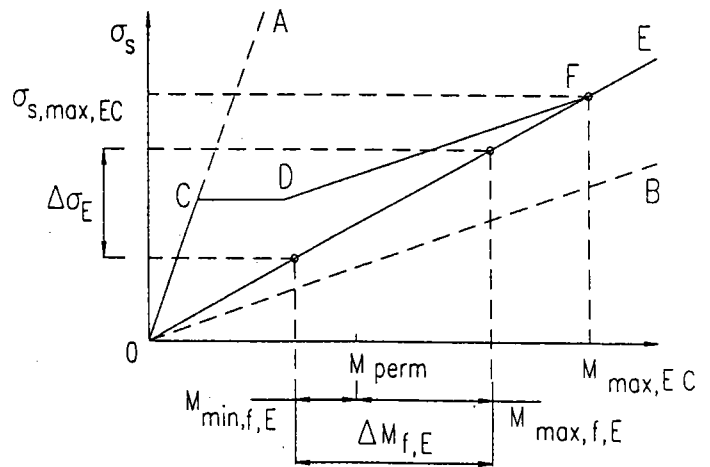


Figure 7: Stress range $\Delta\sigma_E$ in reinforcement in region of stabilised cracking

図 2. 17 : 安定ひび割れの部分の鉄筋における応力範囲 $\Delta\sigma_E$

$M_{min,EC}$ が床版に引張を生じさせる場合に対する応力範囲 $\Delta\sigma_E$ の求め方が図 2. 17 に示されている。直線 OA と OB は、それぞれひび割れを生じていない場合と完全にひび割れた場合の鉄筋の弾性応力 σ_s を表している。線分 CD は初期ひび割れから安定ひび割れへの移行を表しており、DF と OB は並行である。もし $M_{max,EC}$ を対象とする期間内で断面に生じた最大曲げモーメントとすると、 $\sigma_{s,max,EC}$ 以下の応力範囲に対する対応する線は OF となる。この図は、希にしか起こらない組み合わせに対して求められる $M_{max,EC}$ が与えられた場合、 $M_{max,EC}$ や $M_{min,EC}$ からどのように $\Delta\sigma_E$ を求めるかを示している。これは、例えば使用限界状態に対する鉄筋の応力を照査するために使用する交通荷重を含んでいる。さらに詳しい報告がなされている (Hanswille, 1994)。

ずれ止め

梁において、鋼とコンクリートの間の境界面における単位長さ当たりの橋軸方向せん断力 (せん断流) は、コンクリート又は鋼の要素における橋軸方向の力の変化の割合から決定され、(EC4-2 にあるような) 隣接するクリティカルな断面同志の全体の変化から決定されるのではない。終局限界状態における曲げ挙動が非弾性領域や、合成トラスにおける格点のように、橋軸方向の集中荷重が作用する箇所など、断面の急激な変化が生じる場所のせん断流を推定する方法が与えられている。使用限界状態及び終局限界状態の両方に対する照査方法が与えられている。さらに詳しい報告がなされている (Hanswille, 1997)。

まとめ

EC4-1-1 の草稿の段階で、特定の限界状態が常に支配的となる状況を決定すること、また常に満足の結果を与える単純な規定を提示することが可能だったので、基準を簡潔なものにすることができた。橋梁に対しては、これは不可能であった。というのは、交通荷重の多様さ、A から E の分類の導入、変断面部材の使用、疲労照査の必要性、そして建築物にはない複雑さがあるからである。従って EC4-2 はまだ試行が必要である。これより、恐らく (例えば部材や橋の形式など) ある共通の状況に対して、ある特定の限界状態が常に支配的となる (または決して支配的にならない) ことを示すであろう。これらの知見は EC4-2 の EN 版を ENV 版よりも簡潔なものとするだろう。

謝辞

執筆者は、4年間に渡る草案の作成にあたり、プロジェクトチームMの他のメンバー(J. Raoul and Professors B. Johansson and M. Mele.)によるEC4-2の貢献に対して深く感謝する。彼らはまたCENの加盟国によるNational Technical Contactsとして任命された技術者から多くを学んだ。我々は各々の雇用者の支援、Warwick大学、Wuppertal大学、Innsbruck大学に謝意を表す。

参考文献

- 1)ENV 1994-2(1997) Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures. Part 2 : Composite bridges. European Committee for Standardization, Brussels.
- 2)Hanswille, G Fatigue design of composite beams according to Eurocode 4 (in German). Stahlbau, 1994, 63(9), 284-289
- 3)Hanswille, G Cracking of concrete – mechanical models of the design rules in Eurocode 4. Conf. Report, Composite Construction in Steel and Concrete III, ed. Bucker C.D and Shahrooz, B.M. (1997), 420-433, Amer. Soc. of Civil Engineers, New York.
- 4)Johnson, R.P. and Huang, D.J. Composite bridge beams with mixed-class cross-sections. Struct. Engrg International, 1995, 5(2), 96-101.
- 5)Johnson R.P. Shear connection for composite bridges, and Eurocode 4:Part 2. Conf. Report, Composite Construction – Conventional and Innovative, 1997, 573-578, IABSE, Zurich.
- 6)Johnson R.P. and Hanswille, G Analyses for creep of continuous steel and composite bridge beams, according to Eurocode 4:Part 2. Submitted for publication, 1997.
- 7)Taplin,G, and Grundy, P. Incremental slip of stud shear connectors under repeated loading. Conf. report, Composite Construction – Conventional and Innovative, 1997, 145-150, IABSE, Zurich.

2. 3 合成梁の横ねじれ座屈

弾性座屈曲げモーメントを算出する新手法と Eurocode4-1 との比較

Eurocode4-1 で示される横座屈の設計曲げモーメントは、塑性（設計）曲げモーメントに低減係数 χ_{LT} を乗じて計算することを基本としている。この低減係数は、曲げ抵抗と弾性座屈曲げモーメント M_{cr} に依存する細長比 λ_{LT} の関数である。この論文では、合成梁の弾性座屈曲げモーメントが、弾性基礎上に設置された圧縮材の微分方程式と、横ねじれ座屈問題の微分方程式間の類似性を利用して決定できることを示す。この類似性をもとに、弾性座屈曲げモーメントを算出する新手法を導き、Eurocode4-1 の方法と比較した。

4.1 はじめに

連続合成梁の設計では、横座屈の影響を強く受ける。座屈に抵抗できる最大曲げモーメントを算出するには、弾性座屈曲げモーメント M_{cr} の値を知る必要がある。Eurocode4-1¹⁾では、鋼断面が横方向に固定され、ねじれに関してはコンクリート床版で弾性拘束されているモデルをもとに、合成梁の横ねじれ座屈に対する設計方法を提示している。ねじれに関する弾性拘束の影響は、文献^{1)~3), 6)}の中で、座屈形状を正弦波 1 波と仮定して得られる St. Venant の有効ねじれ定数を導入することで考慮している。しかしこの仮定は、文献^{2)~5)}に示されるように危険側の結果につながる可能性がある。なぜなら、ばね定数の値が大きい場合、座屈形状は正弦波 1 波以上となり得るからである。以下では、横方向に固定され、ねじれ方向に弾性拘束された梁の横ねじれ座屈問題と、弾性基礎上に設置された圧縮材問題の類似性より、弾性座屈曲げモーメントの値が簡単に決定できることを示した。

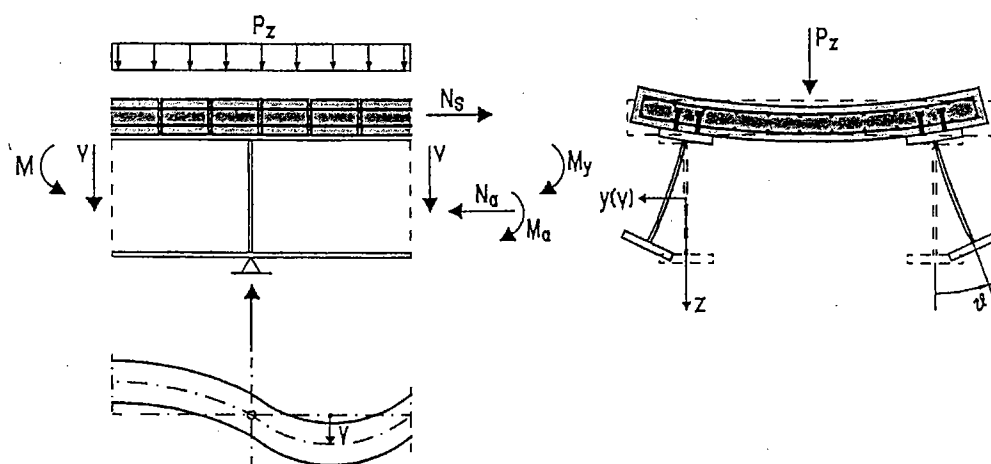


図 2. 18(Fig.4-1) 合成梁の横座屈

4.2 常微分方程式

図 2. 19(Fig.4-2)の系を解くための常微分方程式は、文献⁵⁾で示されているように

$$EI_{\omega D} \vartheta''' - GI_T \vartheta'' + \left[M_a (2z_D - r_{Mz}) + N_a \left((z_D + z_M)^2 + i_p^2 \right) \right] \vartheta' + \left[p_z (z_{pM} - z_D) + c_\vartheta \right] \vartheta = m_T \quad \text{Eq.4-1}$$

で表わすことができる。ここで、 N_a 、 M_a は鋼断面の断面力、 $I_{\omega D}$ は横方向拘束点Dに関連したそりねじれ定数である。

$$I_{\omega D} = I_{\omega M} + z_D^2 I_{az} \quad \text{Eq.4-2}$$

他の記号は末尾の注記で説明している。Eurocode4-1 AnnexBにあるとおり、弾性ねじれ拘束力 c_ϑ は、コンクリート床版と鋼桁腹板の変形を考慮することで決定される。

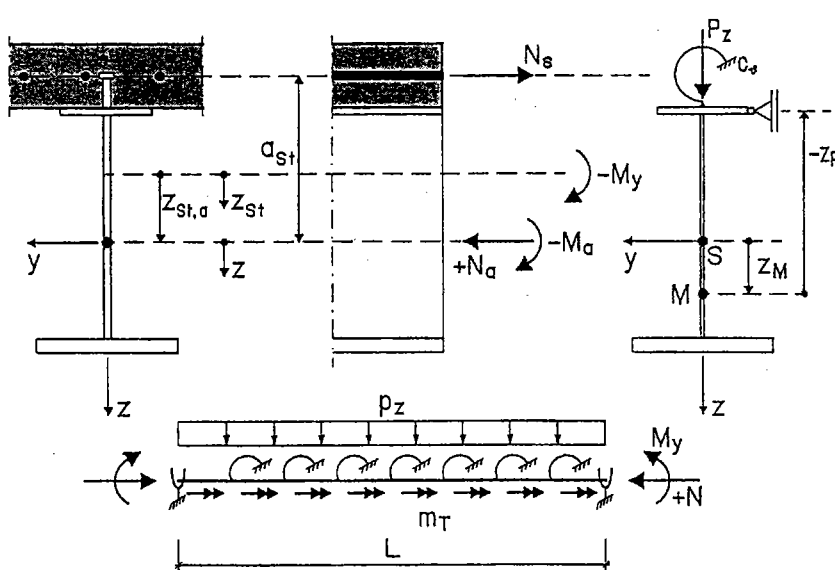


図 2. 19(Fig.4-2) 合成梁の座屈曲げモーメント算出モデル

鋼桁の断面力 N_a 、 M_a は、合成断面に作用している曲げモーメント M_y から求めることができる。ただし、コンクリートは無視している。

$$M_a = M_y \frac{I_{ay}}{I_{st,y}} \quad N_a = -M_y \frac{z_{st,a} A_a}{I_{st,y}} \quad z_e = \frac{M_a}{N_a} = -\frac{I_{ay}}{z_{st,a} A_a} \quad \text{Eq.4-3}$$

ここで、 $z_{pM} = z_D$ とすることで、Eq.4-1 の常微分方程式は次式のように表わすことができる。

$$EI_{\omega D} \vartheta''' + \left[(k_z M_y - GI_T) \vartheta' \right] + c_\vartheta \vartheta = m_T \quad \text{Eq.4-4}$$

係数 k_z は

$$k_z = \left[\frac{(z_D + z_M)^2 + i_p^2}{z_e} + 2z_D - r_{Mz} \right] \frac{I_{ay}}{I_{st,y}} \quad \text{Eq.4-5}$$

である。

4.3 横ねじれ座屈問題と弾性基礎上に設置した圧縮材問題の類似性

4.3.1 はじめに

横ねじれ座屈の常微分方程式(Eq.4-4)[Eq.4-7 と同じ]は、連続な弾性基礎上に設置された圧縮材に引張力 H を付加した場合の常微分方程式と同じ構造をしている。

$$EI_y w'''' + [(N(x) - |H|)w']' + c_w w = p_z \quad \text{Eq.4-6}$$

$$EI_{\omega D} \vartheta'''' + [(k_z M_y(x) - GI_T)\vartheta']' + c_\vartheta \vartheta = m_T \quad \text{Eq.4-7}$$

この2式の類似点を表2. 1(table4-1)と表2. 20(fig.4-3)に示す。この類似性を利用して、横ねじれ座屈問題を解くことができる。

4.3.2 特別な場合の解

弾性基礎上の梁に一定軸力が作用している場合の常微分方程式と、両端に同じ曲げモーメントが作用している梁の横ねじれ座屈問題の常微分方程式を以下に示す。

$$w'''' + \left(\frac{\varepsilon_K}{L}\right)^2 w'' + \left(\frac{\eta_K}{L^2}\right)^2 w = 0 \quad \vartheta'''' + \left(\frac{\varepsilon_B}{L}\right)^2 \vartheta'' + \left(\frac{\eta_B}{L^2}\right)^2 \vartheta = 0 \quad \text{Eq.4-8}$$

$$\varepsilon_K = L \sqrt{\frac{N - |H|}{EI_y}} \quad \varepsilon_B = L \sqrt{\frac{k_z M_y - GI_T}{EI_{\omega D}}} \quad \text{Eq.4-9}$$

$$\eta_K = \sqrt{\frac{c_w L^4}{EI_y}} \quad \eta_B = \sqrt{\frac{c_\vartheta L^4}{EI_{\omega D}}} \quad \text{Eq.4-10}$$

Eq.4-8 より、弾性基礎上の圧縮材の座屈荷重 N_{cr} と横ねじれ座屈の弾性座屈曲げモーメント M_{cr} は、一般解を $w(x) = C \sin(n\pi x/L)$ 、 $\vartheta(x) = C \sin(n\pi x/L)$ とすることで求めることができる。ここで n は波数である。

$$N_{cr} = \frac{EI_y}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_K}{n\pi}\right)^2 \right] + H \quad M_{cr} = \frac{1}{k_z} \left[\frac{EI_{\omega D}}{L^2} \left[(n\pi)^2 + \left(\frac{\eta_B}{n\pi}\right)^2 \right] + GI_T \right] \quad \text{Eq.4-11}$$

LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF COMPOSITE BEAMS

A NEW METHOD FOR THE DETERMINATION OF THE CRITICAL BENDING MOMENT AND COMPARISON WITH EUROCODE 4-1

翻訳：鋼橋技術研究会 技術情報部会

表 2. 1 Table4-1 弾性基礎上の圧縮材問題と横ねじれ座屈問題の類似性

Buckling of a compression member on elastic foundation	Lateral torsional buckling of a beam with lateral restraint at the top flange and additional elastic torsional restraint
Differential equilibrium equations	
$EI_y w'''' + [(N - H) w']' + c_w w = p_z$	$EI_{\omega D} \vartheta'''' + [(k_z M_y - GI_T) \vartheta']' + c_\vartheta \vartheta = m_T$
deflection: w	Rotation: ϑ
foundation modulus c_w	elastic torsional restraint c_ϑ
normal force H	St. Venant torsional stiffness GI_T
flexural stiffness EI_y	warping stiffness $EI_{\omega D}$
normal force $N(x)$	"bending Moment" $k_z M_y(x)$
Loading	
uniformly distributed load p_z	uniformly distributed torsional moment m_T
concentrated load P_z	concentrated torsional moment M_T
bending moment M_y	warping bimoment M_ω
Boundary conditions	
simple support $w=0$ and $w' = 0$	$\vartheta=0$ and $\vartheta'' = 0$
restraint support $w=0$ and $w' = 0$	restrained warping $\vartheta=0$ und $\vartheta' = 0$
Internal forces	
bending moment $M_y = -EI_y w''$	warping bimoment $M_\omega = -EI_{\omega D} \vartheta''$
vertical shear $V_z = -EI_y w'''$	warping torsional moment $M_{\omega S} = -EI_{\omega D} \vartheta'''$

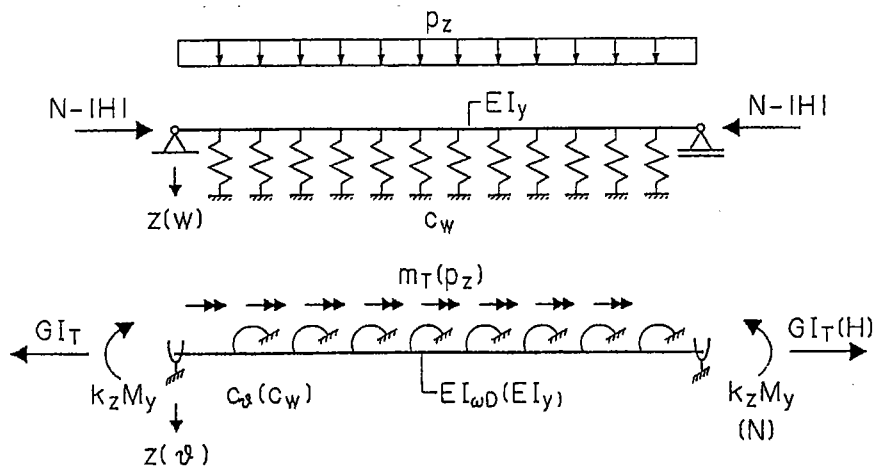


図 2. 20(Fig4-3) 弾性基礎上の圧縮材問題と横ねじれ座屈問題の類似性

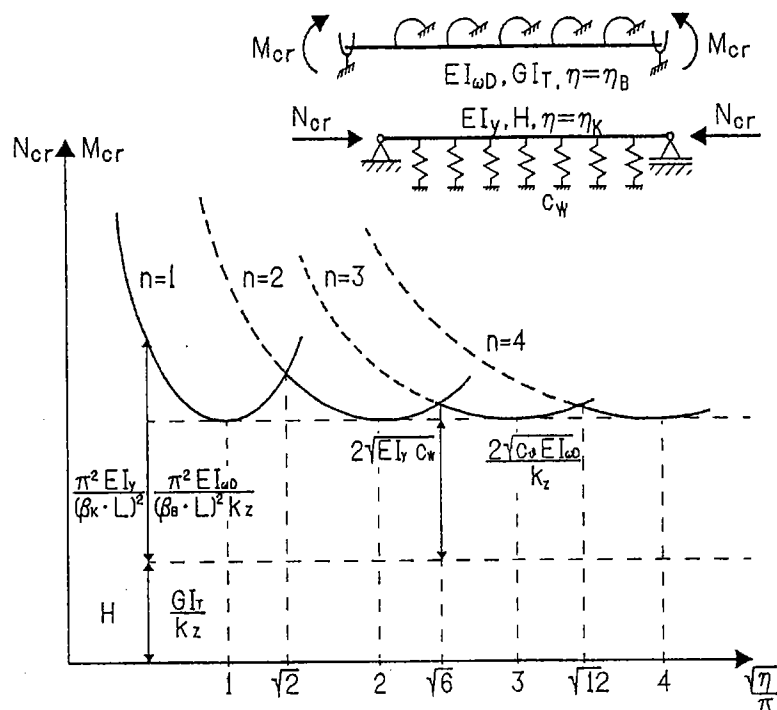


図 2. 21(Fig4-4) 弾性座屈荷重 N_{cr} (弾性座屈モーメント M_{cr}) と η_K (η_B) の関係

図 2. 21(Fig4-4)に示すように、波数 n は剛性係数 $\sqrt{\eta}/\pi$ に依存する。最小座屈荷重は以下の条件より求まる。

$$\frac{dN_{cr}}{dn} = 0 \Rightarrow n = \frac{\sqrt{\eta_K}}{\pi} \qquad \frac{dM_{cr}}{dn} = 0 \Rightarrow n = \frac{\sqrt{\eta_B}}{\pi} \qquad \text{Eq.4-12}$$

Eq.4-12 の波数 n を Eq.4-11 に代入すると、Engesser 法により座屈荷重の最小値が求まる。

$$N_{cr,min} = 2\sqrt{E I_y c_w} + H \qquad M_{cr,min} = \frac{1}{k_z} [2\sqrt{E I_{\omega D} c_w} + G I_T] \qquad \text{Eq.4-13}$$

後で使用するため、圧縮材の有効座屈長 β_k に相当する横ねじれ座屈の有効座屈長 β_B を定義する。有効座屈長は (引張力 H との類似性から) St.Venant のねじれ剛性を無視すると (座屈荷重 N_{cr} との類似性から) 弾性座屈曲げモーメント M_{cr} と関連している。単純支持された部材の Euler 座屈荷重との比較より

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E I_y}{(\beta_k L)^2} + |H| \qquad M_{cr} = \frac{1}{k_z} \left(\frac{\pi^2 E I_{\omega D}}{(\beta_B L)^2} + G I_T \right) \qquad \text{Eq.4-14}$$

となる。ここで、有効座屈長は Eq.4-15 で表され、 $\sqrt{\eta}/\pi$ によって決まる波数 n は図 2. 21(Fig4-4)より求まる。

$$\beta_K = \sqrt{\frac{1}{n^2 + \left(\frac{1}{n\pi}\right)^2 \left(\frac{\eta_K}{\pi}\right)^2}} \quad \beta_B = \sqrt{\frac{1}{n^2 + \left(\frac{1}{n\pi}\right)^2 \left(\frac{\eta_B}{\pi}\right)^2}} \quad \text{Eq.4-15}$$

4.3.3 不等分布曲げモーメントを受ける部材

上記の類似性を元に、横ねじれ座屈の有効座屈長 β_B は文献⁶⁾に示すプログラムを使用して計算することが可能である。両端に不等曲げモーメントが作用する場合の場合の有効座屈長と、等分布荷重と不等曲げモーメントが作用している場合のそれについて、図2. 22, 23(Fig4-5, 4-6)に示した。その他の図は文献⁵⁾に示してある。ここで、St.Venantのねじれ剛性は引張力Hと対応している。もし、軸力N(曲げモーメント M_y)が梁軸に沿って一定ではない場合、H(St.Venantのねじれ剛性)は座屈長に影響する。なぜなら、座屈長は軸力分布 $N(x) - |H|$ に依存しているからである。この影響は、St.Venantの有効ねじれ剛性 $GI_{T,eff}$ を定義することで考慮することができる。

$GI_{T,eff}$ は図2. 22, 23(Fig4-5, 4-6)で示した端曲げモーメントの比 ψ と係数Aに依存する。以上より、Eq.4-14は次式で表すことができる。

$$M_{cr} = \frac{1}{k_z} \left(\frac{\pi^2 EI_{\omega D}}{(\beta_B L)^2} + GI_{T,eff} \right) \quad (GI_T)_{eff} = A(15 - 0.5\psi)GI_T \quad \text{Eq.4-16}$$

Eq.4-16より、横ねじれ座屈曲げモーメントは必ず端部の曲げモーメント αM_0 の最大値に影響される。ここで M_0 は端部の曲げモーメントを無視した単純梁の支間中央の曲げモーメントである。座屈荷重係数 η_{cr} は $\eta_{cr} = M_{cr} / \alpha M_0$ で求まる。

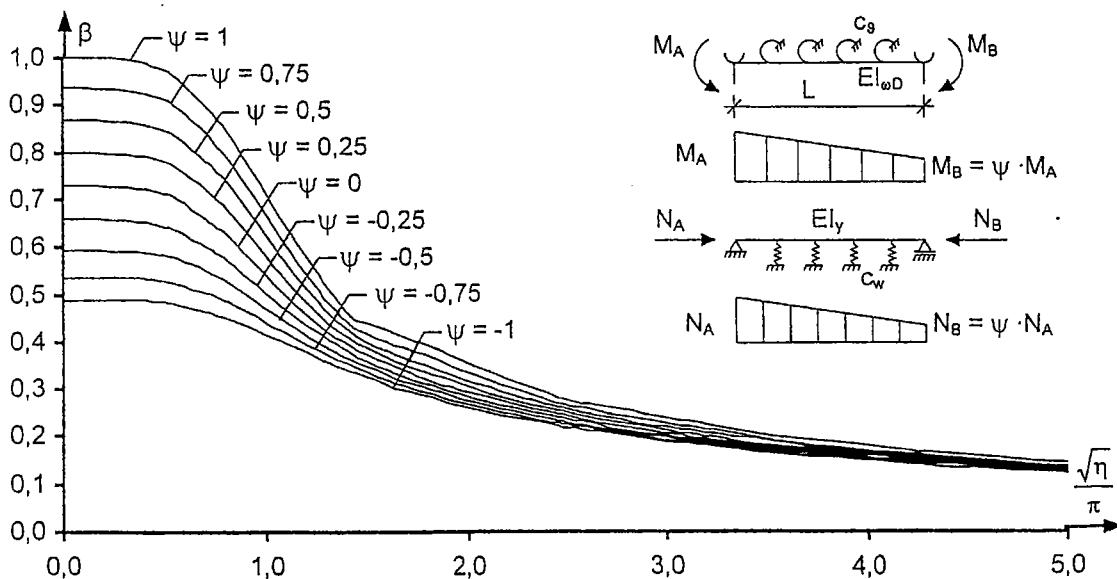


図2. 22(Fig4-5) 不等曲げモーメントが作用している部材の有効座屈長 β_B

LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF COMPOSITE BEAMS

A NEW METHOD FOR THE DETERMINATION OF THE CRITICAL BENDING MOMENT AND COMPARISON WITH EUROCODE 4-1

翻訳：鋼橋技術研究会 技術情報部会

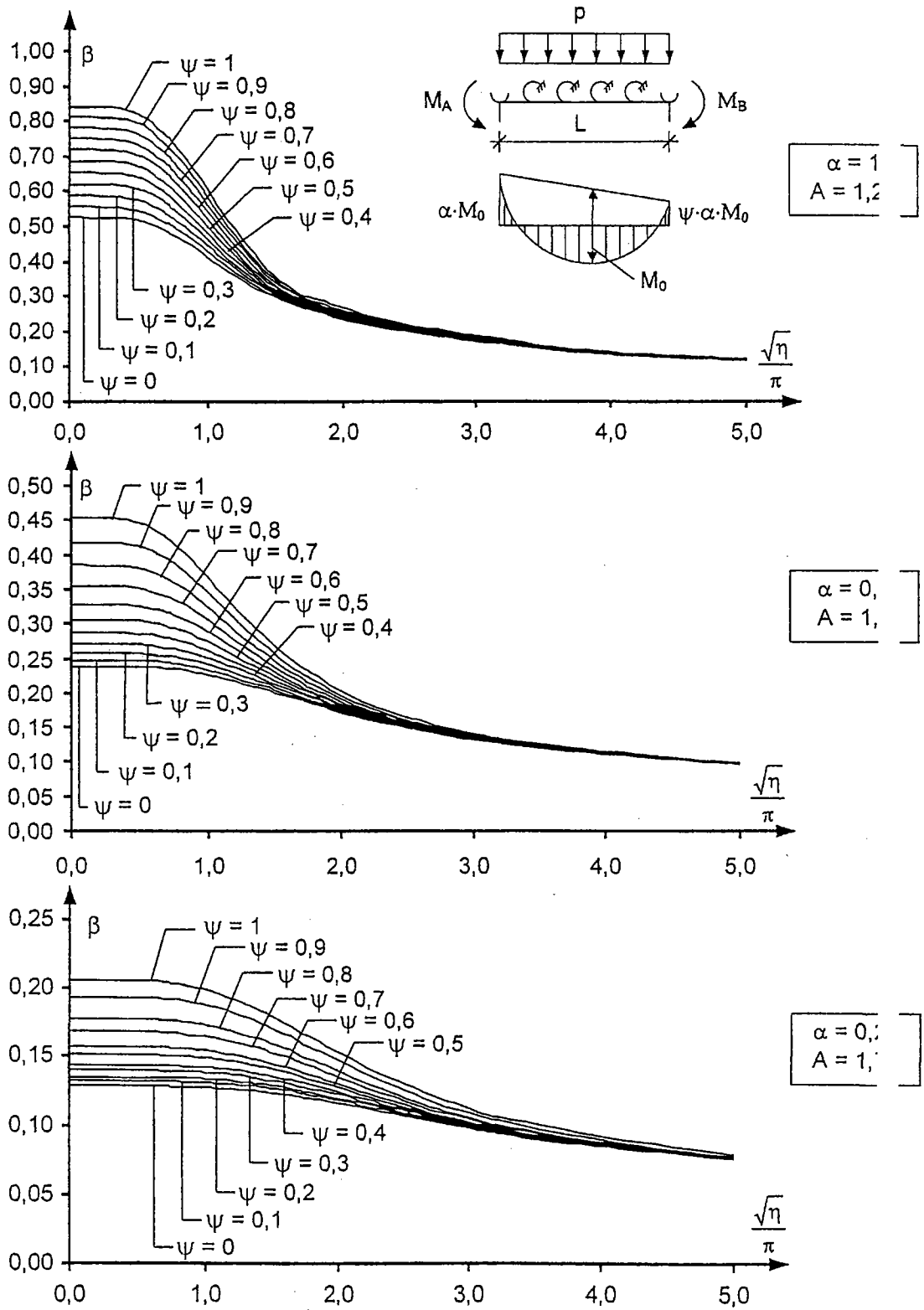


図2. 23(Fig4-6) 等分布荷重と不等曲げモーメントが作用する部材の有効座屈長 β
($\alpha = 1, 0.5, 0.25$)

4.4 Eurocode4-1 との比較

図 2. 24, 図 2. 25(Fig4-7, 4-8)に, 上記方法で計算した M_{cr} と, 文献¹¹⁾ の FEM プログラム BDK で計算した M_{cr} の比較を示す. これらの図では Eurocode4-1 AnnexB による M_{cr} も併せて比較している. 計算に使用した圧延型鋼断面は IPE500 と HEA1000 で, 弾性ねじれ拘束 c_0 は $c_{0P}/2$, c_{0P} の 2 通り検討した.

ここで c_{0P} は EC4-1 AnnexB で示された曲げ剛性 k_2 である. スパン長は, 鋼桁高を h とし, $L/h=10, 25$ とした. 図 2. 24, 図 2. 25(Fig4-7, 4-8)より, Eurocode4-1 AnnexB の方法では, 特に, 両端曲げモーメントが等しくない場合, および連続桁の端支間で無視できない誤差を生じることがわかる.

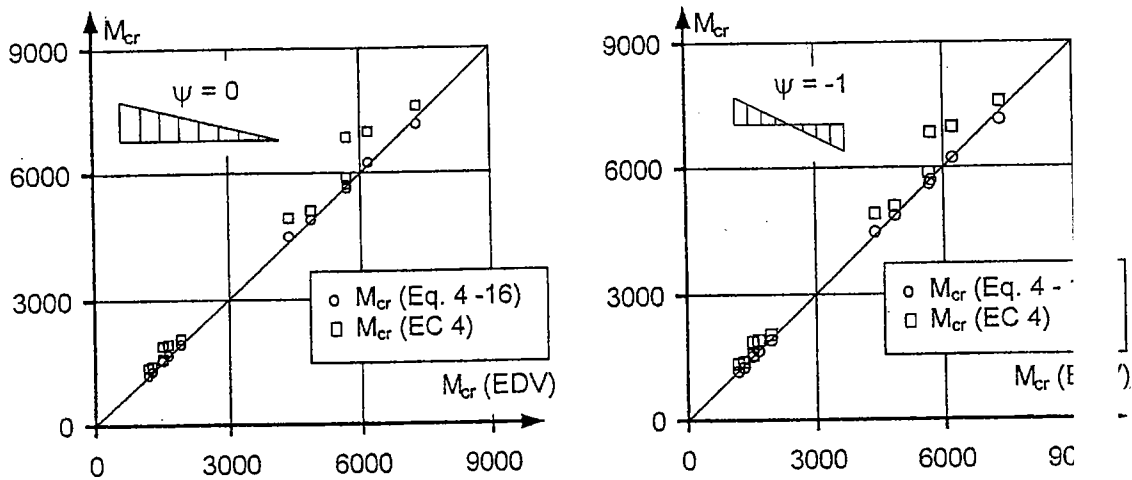


図 2. 24 (Fig4-7) 不等曲げモーメントが作用している梁の座屈曲げモーメントの比較 (厳密解, Eq4-16, Eurocode4-1)

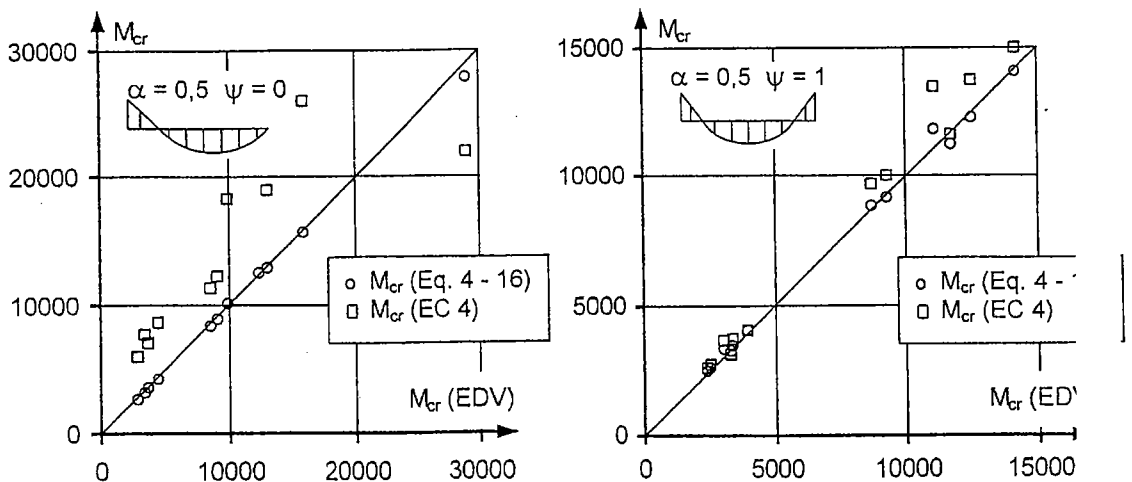


図 2. 25 (Fig4-8) 等分布荷重と不等曲げモーメントが作用している梁の座屈曲げモーメントの比較 (厳密解, Eq4-16, Eurocode4-1)

4.5 例

以下に示す例では、連続合成梁の端支間の座屈曲げモーメントを、本論文の計算方法で求めている。同じ梁を Eurocode4-1 に基づき解析した結果は文献⁷⁾に示されている。

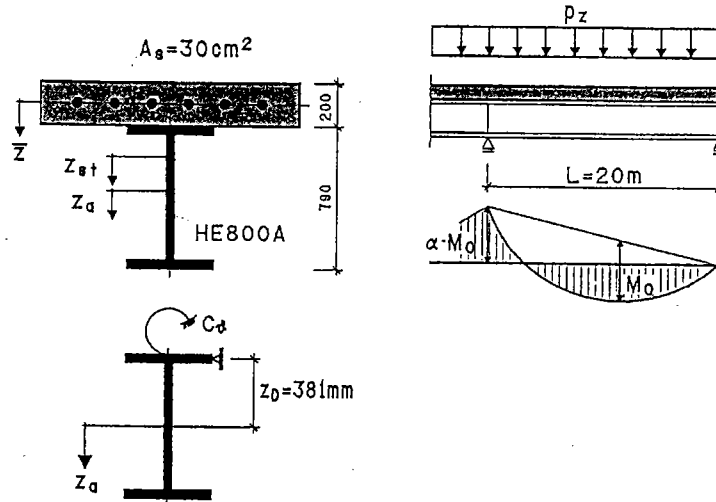


図 2. 26 (Fig4-9) 断面形状と荷重条件

圧延型鋼断面(HE800A)の諸元：

$$A_a = 286\text{cm}^2 \quad I_{ay} = 30.34\text{cm}^2\text{m}^2 \quad I_{az} = 1.26\text{cm}^2\text{m}^2$$

$$I_{\omega M} = 0.1829\text{cm}^2\text{m}^4 \quad I_T = 0.0597\text{cm}^2\text{m}^2 \quad i_p^2 = (30.34 + 1.26) / 286 = 0.11\text{m}^2$$

コンクリート断面を無視した合成梁の諸元：

$$A_{st} = 286 + 30 = 316\text{cm}^2 \quad a_{st} = 0.79 / 2 + 0.1 = 0.495\text{m}$$

$$I_{st,y} = 30.34 + (286 \cdot 30 \cdot 0.496^2) / 316 = 37\text{cm}^2\text{m}^2$$

$$\bar{z}_{st} = 286 \cdot 0.496 / 316 = 0.488\text{m} \quad z_{st,a} = 0.495 - 0.448 = 0.047\text{m}$$

Eurocode4-1 AnnexB により振じればね定数は $k_y = c_y = 239\text{kNm/m}$. $z_D = -0.381\text{m}$, $z_M = 0$, $r_{Mz} = 0$ とすると, Eq4-3, 4-5 より z_e , k_z が計算できる.

$$z_e = \frac{30.34}{-0.047 \cdot 286} = -2.26\text{m} \quad k_z = \left[\frac{0.381^2 + 0.11^2}{-2.26} - 2 \cdot 0.381 \right] \frac{30.34}{37.0} = -0.68\text{m}$$

Eq4-2 と Eq4-10 よりそり振じり定数 $I_{\omega D}$ と係数 η_B は：

$$I_{\omega D} = 0.1829 + 1.26 \cdot 0.381^2 = 0.366\text{cm}^2\text{m}^2 \quad \eta_B = \sqrt{\frac{239 \cdot 20^4}{21000 \cdot 0.366}} = 70.53$$

$\alpha = 1$, $\Psi = 0$ とすると, Fig4-6 より有効座屈長は $\beta_B = 0.17$ となる. St.Venant の有効ねじれ定数 GI_{Teff} と弾性座屈曲げモーメント M_{cr} は, Eq4-16 で計算される.

$$M_{cr} = \frac{1}{-0.68} \left[\frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 0.366}{(0.17 \cdot 20)^2} + 1.25 \cdot 1.5 \cdot 8100 \cdot 0.0597 \right] = -10974\text{kNm}$$

LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF COMPOSITE BEAMS

A NEW METHOD FOR THE DETERMINATION OF THE CRITICAL BENDING MOMENT AND COMPARISON WITH EUROCODE 4-1

翻訳：鋼橋技術研究会 技術情報部会

Eurocode4-1 AnnexB の計算では、 $M_{cr} = 15063\text{kNm}$ (文献⁷⁾)となり、これは 37%危険側の数値である。

4.6 まとめ

Eurocode4-1 では、横ねじれ座屈の設計曲げモーメントを決定する際に弾性座屈曲げモーメント M_{cr} の値を知る必要がある。ここでは、弾性基礎上に設置された圧縮材問題と、横方向に固定され、ねじれ方向に弾性拘束された梁の横ねじれ座屈問題との類似性より M_{cr} を計算する新たな手法を提案した。

Eurocode4-1 AnnexB の方法で求めた M_{cr} との比較より、Eurocode4 の方法では、両端曲げモーメントが等しくない場合、および連続桁の端支間で危険側の結果となる可能性があることを示した。

4.7 記号

p_z	transverse load,	$I_{st,y}$	second moment of area of the composite section around the y-axis but neglecting concrete
m_T	torsion moment	I_T	St Venant torsion section constant of the structural steel section
N_a	internal sectional normal force of the structural steel section, defined positive as compressive force	i_M^2	$= i_p^2 + z_M^2$, Radius of gyration related to the shear centre M
M_a	internal sectional bending moment of the structural steel section	i_p^2	$= (I_{ay} + I_{az}) / A_a$
M_y	bending moment around y-axis acting on the composite section	z_D	coordinate of lateral restraint related to the shear centre of the structural steel section
ϑ	rotation related to the shear centre M	z_M	coordinate of shear centre
E	modulus of elasticity	z_{pM}	coordinate of transverse load p_z related to the shear centre
G	shear modulus of elasticity	Γ_{Mz}	$= \left(\frac{1}{I_y} \int z (y^2 + z^2) dA \right) - 2 z_M$
I_{ay}	second moment of area of the structural steel section around the y-axis		
I_{az}	second moment of area of the structural steel section around the z-axis		
$I_{\omega M}$	warping section constant of the structural steel section related to the shear centre M		

4.8 参考文献

LATERAL TORSIONAL BUCKLING OF COMPOSITE BEAMS

A NEW METHOD FOR THE DETERMINATION OF THE CRITICAL BENDING MOMENT AND COMPARISON WITH EUROCODE 4-1

翻訳：鋼橋技術研究会 技術情報部会

- /1/ *ENV 1994-1-1: Eurocode 4, Design of composite steel and concrete Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, 1992*
- /2/ *Lindner, J.: Lateral torsional buckling of composite beams, 2nd World Conference on Steel in Construction, San Sebastian, 1998*
- /3/ *Collin, P., Möller, M., Johansson, B.: Lateral torsional buckling of continuous bridge girders, Journal of Constructional Steel Research, 1997*
- /4/ *Fischer M., Berger, S.: Nachweis der Gesamtstabilität von Stahlverbundträgern, Projekt P252, Studiengesellschaft Stahlanwendung e.V. 1997*
- /5/ *Hanswille, G. Lindner, J. München, D.: Zum Biegedrillknicken von Stahlverbundträgern, Der Stahlbau, Heft 7, 1998*
- /6/ *Kina, J.: Zum Biegedrillknicken von Stahlverbundträgern, Technisch-wissenschaftl. Mitteilung, Ruhr Universität Bochum, Nr. 91-6, 1991*
- /7/ *Roik, K., Bergmann R., Haensel, J. Hanswille G.: Verbundkonstruktionen, Bemessung auf der Grundlage von Eurocode 4-1, Betonkalender 1993, Wilhelm Ernst und Sohn, 1993*

2. 4 横座屈

10.1 はじめに

合成梁が、図 2. 27 (Fig.10.1(a), (b))に示すように中間支点上で負曲げを受けるとき、鋼梁部が横座屈することを 1.2.3.2 で説明した。連続合成T型梁の横座屈は、図 2. 27 (Fig.10.1(c))のようになる。この座屈のモードは、Fig.1.16 に示した断面内における鋼梁部のウェブのゆがみに特徴づけられる。5.3.2 に示すように、塑性断面あるいはコンパクト断面の梁では、早期の横座屈が合成断面の全塑性モーメント M_p に到達する前に発生することが予想される。

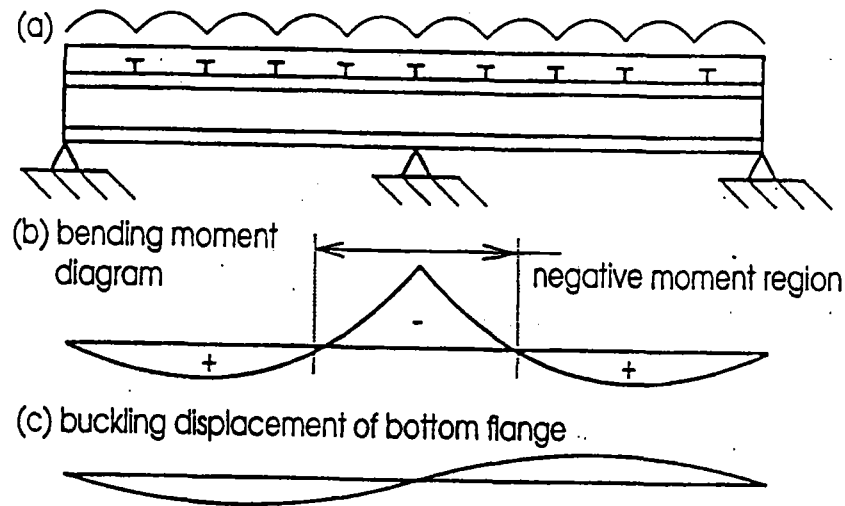


図 2.2.7 (Fig.10.1) 横座屈

1.2.3.2 の Fig.1.15(a)で示したような横ねじれ座屈は、合成梁の負の曲げ領域では発生しないことが明らかにされた。なぜならこの座屈モードは、Vlazov の薄肉構造理論 (Vlazov1961) によれば面外とねじれの剛体移動 (変位) で特徴づけられるからである。そのため、合成梁が全体モードで片側に傾くよう座屈するためには、Vlazov の理論のように鋼断面は剛体を保持することができず、座屈は必ず横座屈となる。

鋼 I 型断面の横座屈に関する研究は、Bradford(1992)による学術論文で要約されている。そこでは、鋼構造基準の設計規定の基礎となる横ねじれ座屈や局部座屈に比べて、横座屈現象には関心が持たれなかった事実を強調している。特に、合成梁の横座屈の取り扱いにはあまり注意が払われず、設計基準に安全側の近似が行われてきた。合成構造の横座屈の重要性から、10.3 節で述べる合成 T 型梁の横座屈の説明に先立ち、鋼 I 型断面梁の横座屈について次の節で述べる。

10.2 鋼梁の横座屈

10.2.1 弾性座屈

10.2.1.1 一般論

弾性横ねじれ座屈理論は現在では十分に確立されており、Trahair(1993)などの多くの論文は、設計者に正確な解を与える多くの出版物や設計書を提示している。しかし、鋼が線形弾性域で挙動する時でさえ、鋼梁の横座屈解析は難しく、解決する手法としては数値解析に頼らなくてはならない。このようなプログラムは、一般には研究用のプログラムである。そのため、この現象は 1960 年代後半まで詳しく扱われなかったのであるが、その時点でも単純化するための仮定が導入されていた。

最も一般的な横座屈の数値解析手法は、「有限要素法」と「有限帯板法」であり、10.2.1.2 と 10.2.1.3 においてそれぞれ論じられている。これらの両アプローチとも構造解析の剛性マトリックス法 (Hall and Kabaila 1986) によるものである。これらの数値解析手法は、全体座屈時の断面のゆがみに影響を与えるパラメータについて価値ある情報を与えることを可能にした。

10.2.1.2 有限要素法

有限要素法は構造解析に広く使われており、読者は手順を解説した非常に多くのテキストを見つけることができる。しかし、横座屈への応用は全く広まらなかった。それは主に、梁を適切なメッシュ (モデル) に置き換えた時、莫大な計算時間がかかるためである。

弾性座屈解析は、多くの商業的に利用可能なパッケージで使用されている剛性マトリックス解析による定式化とは異なる。座屈のための弾性剛性マトリクス [K] は、剛性マトリックス解析のものと同じであり、つり合い条件と適合条件を使用した要素の弾性剛性マトリクス [K^e] の集合体である。これは、Zienkiewicz'sのよく知られた本(1971)で詳しく説明されている。しかし、座屈解析は幾何剛性マトリクスあるいは安定マトリクスとよばれるものの集合体も必要である。断面力である λM , λV , λN を受ける鋼梁部を考える。Mは初期曲げモーメント、Vはせん断力、Nは軸力である。線形弾性の仮定下では、これらの断面力のすべては座屈発生時の値 λ_{cr} まで同じ荷重倍率 λ により単調に増加する。部材が座屈すると、断面力により生じる応力は変化する。部材が徐々に短くなり、座屈した時、応力は陽の仕事をし、鋼梁部に蓄えられていたエネルギーは座屈により解放される。部材の内部エネルギーのこの損失は、部材の幾何剛性に関係する。このように、この応力は部材を不安定にし、この応力の不安定効果は安定あるいは幾何剛性マトリクス $\lambda [G]$ で定量化される。幾何剛性マトリクス $\lambda [G]$ は、剛性マトリクス [K] と同じように、各要素の幾何剛性マトリクス $\lambda [G^e]$ の集合体である。この問題は、線形弾性であるため、マトリクス [G] は、初期断面力M, V, Nから得られ、[G] の各成分値に荷重係数 λ を乗ずることにより安定あるいは幾何剛性マトリクス $\lambda [G]$ を生成する。

座屈解法は、全体ポテンシャルエネルギーを最小化することに基づいている (Zienkiewicz 1971)。これを実行すると、以下の方程式が導かれる。

$$([K] - \lambda_{cr} [G]) \{Q\} = \{0\} \quad (10.1)$$

{Q} は、全体系の座屈自由度のベクトルである。式 (10. 1) は、2つの解を持つ。自明の解として

$$\{Q\} = \{0\} \quad (10.2)$$

があり、これは部材が全く座屈せず、座屈変位が生じないことを意味する。部材が座屈する時、{Q} ≠ {0} となり、式 (10. 1) のもう一つの解は、

$$| [K] - \lambda_{cr} [G] | = 0 \quad (10.3)$$

であり、固有値問題と呼ばれている (Hornbeck 1975)。式 (10. 3) の行列式を0にする限界荷重係数 λ_{cr} は、固有値と呼ばれている。式 (10. 1) に λ_{cr} を代入すると、方程式から座屈モード形あるいは固有値ベクトル {Q} が導かれる。式 (10. 1) の () で括られた部分の行列式がゼロになれば、固有値ベクトル {Q} の形状は、一次従属性にあることが知られている (Hornbeck 1975)。これは、固有値ベクトル {Q} の値を決定することはできないが、その比率は決定できることを意味する。したがって、変位ベクトルの特定の値を決定するのではなく、座屈形状が得られる。

式 (10. 3) の限界値 λ_{cr} を求めるために利用できる数値解析サブルーチンはいくつかある。それらの実用的なものの一つとして、Hancock(1984)によってバンドマトリクス用に提案された方法があり、固有値と固有値ベクトルの両方を迅速に求めることができる。これは、Householder 法による三重対角化と Sturm 列法に基づくものである。

フランジやウェブを多くの矩形要素でモデル化して、実施された有限要素法による横座屈の研究が少しある。初期のもので、頻繁に引用される研究として、Johnson と Will(1974)のものがあり、ウェブとフランジを96の要素に分割したものである。この比較的荒いメッシュでさえ、座屈荷重を計算するのに必要な計算時間は、当時のコンピュータでは非常に大きなものだった。この手法は、Ronagh と Bradford (1994)によって三角形要素を使用することに

より、変断面や複雑な構造でも取り扱えるように拡張された。

一般に I 型断面部材のフランジは厚肉断面のため、座屈時にゆがむのはフランジよりむしろウェブである。*Bradford* と *Trahair(1981)* は、剛なフランジを想定しウェブが座屈により 3 次曲線にゆがむとした仮定のもと、フレーム解析プログラムで扱われる棒要素 (line elements) に類似した、自由度が各棒要素の端部に集約された効率のよい "beam" or "line" タイプの要素を開発した。この要素は、図 2. 28(Fig10.2)に示されるように、端部に不等曲げモーメント、せん断中心から離れた荷重および任意の拘束条件を取り扱うことができる。図 2. 28(Fig.10.2)(a)と(b)の離散化により、式 (10. 1) の剛性マトリクス [K] と幾何剛性マトリクス [G] は大きくなり、たくさんの矩形要素を使用した従来の要素によるモデル化より座屈荷重係数 (λ_{cr}) を迅速に求めすることができる。フレキシブルなウェブと剛なフランジを持つ座屈断面は、図 2. 29(Fig10.3)のように表される。

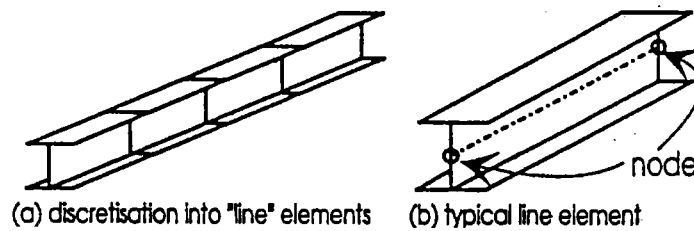


図 2. 28 (Fig.10.2) 線要素モデル

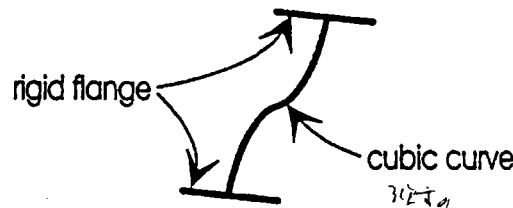


図 2. 29 (Fig.10.3) 典型的な横座屈モード

10.2.1.3 有限帯板法

有限帯板法は、最近一般的となってきた別の手法の剛性マトリクス解析である。この方法の基本は、*Cheung's* の本(1976)に示されている。図 2. 30 (Fig.10.4(a)) の有限要素法とは異なり、図 2. 30 (Fig.10.4(b))に示されるようなたくさんの縦長の帯状要素によって部材を離散化している。

有限要素法では、各要素の座屈した形状は多項式の関数で、有限帯板法では、座屈変形による縦の変化は調和関数で表される。有限帯板法の利点は、式 (10. 1) と (10. 3) と同じ座屈式ではあるが、剛性マトリクスと幾何剛性マトリクスが有限要素法のものよりも非常に小さくなることである。このため、有限帯板法による弾性座屈荷重係数 λ_{cr} を求める時間はさらに早くなった。

横座屈解析に有限帯板法を使用する際の主な弱点は、端部で同じまたは逆符号の一樣曲げモーメントを受ける単純支持された部材にのみ使用できる点にある。前述の荷重の制約については、計算効率を失うことなく複素数による計算を導入することにより無くすことができた (*Plank and Wittrick 1974, Bradford and Azhari 1994*)。一方、スプライン関数に基づいた有限帯板法 (*Lau and Hancock 1986*) や多重調和関数を使用する (*Graves Smith and Sridharan 1978, Bradford and Azhari 1995*) ことにより、一般的な荷重や拘束条件も、取り扱うことができる。しかし、後者の 2 つの座屈解析法 (スプライン関数や多重調和関数を使用した解析法) は、単一の調和関数を使用した有限帯板法に比べて計算効率が非常に悪い。

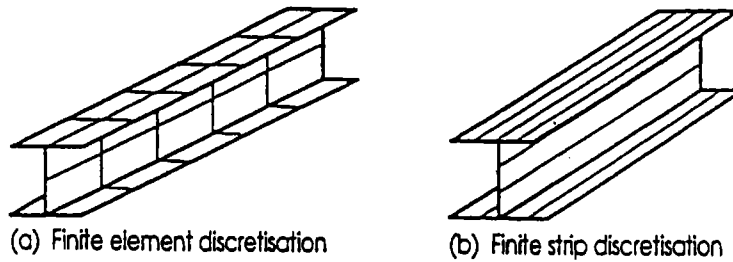


図 2. 30(Fig.10.4) Discretisation of steel I-section

10.2.1.4 挙動

図 2. 30 (Fig.10.4(b))のような単純支持された一様曲げを受ける離散化された I 型断面梁の弾性座屈モードを有限帯板法により Hancock(1978)は調査した. この研究は, 長手方向に沿って拘束されていない短くがっしりとした弾性梁の座屈は局部的なものとなり, 長さが長くスレンダーな梁の座屈は横ねじれ座屈, 中間的な梁の座屈は局部座屈と横ねじれ座屈の合わさった横座屈となることを明らかにしている. 有限帯板法における要素分割において, フランジとウェブはいくつかの帯状要素にモデル化された. 横座屈が生じている間, 前述のとおりフランジは剛体変位し, ウェブは3次曲線の変形挙動を示す性状が観測される.

Hancockの研究(同様にさらに詳しいものとして Hancock, Bradford and Trahair (1980))では, 薄肉 I 型断面梁の座屈が生じる際のゆがみに影響を与える要因について意義深い考察を与えた. 特に, ウェブの幅厚比 d_w/t_w の値が大きかったり, がっしりしたフランジ (b_f/t_f の値が小さい) を持つ梁に対する横座屈モーメントは, 横ねじれモーメントよりかなり小さくなり, これらの梁は, 座屈によるゆがみの影響を最も受ける傾向にある. さらに, 長さ方向に拘束されていない梁の横座屈は, 横ねじれ座屈より小さい荷重で生じる. 座屈モーメントの減少は, 図 2. 31 (Fig.10.5)のグラフで示されており, 梁が短くなればなるほどゆがみの影響が大きくなることからわかる. しかし, 短くがっしりした梁は横座屈よりむしろ局部座屈を生ずるか, 降伏に支配される傾向にある.

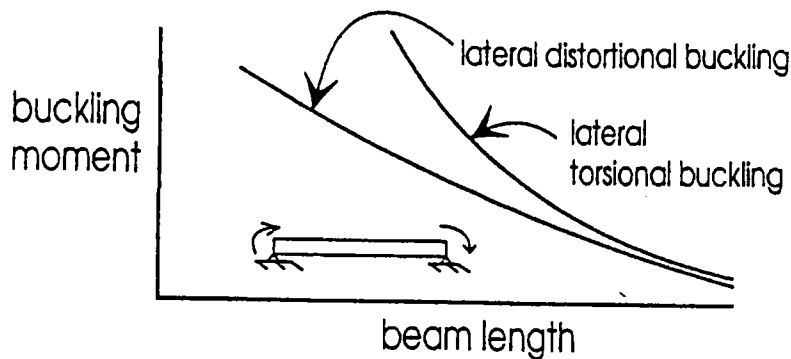


図 2. 31 (Fig.10.5) 弾性座屈の応答

短くがっしりした梁には局部座屈あるいは降伏が生じるため, 横ねじれ座屈よりかなり小さい横座屈荷重を生じさせるゆがみの影響は, フランジが非常に厚肉でウェブが非常にスレンダーである場合を除いて, 単純支持されている梁ではあまり重要でない. より厚いウェブおよびよりスレンダーなフランジに対して, 鋼構造設計標準で規定される横ねじれ座屈に基づく全体座屈荷重は, 一般に十分な近似を与える.

しかし, 前述の結びは, 部分的に拘束された梁, 例えば図 2. 32 (Fig.10.6)のような台に支持された梁には適用されない. これは, 引張フランジが十分に固定されており, 圧縮側フランジがウェブの剛性のみで固定されている場合, あるいは長さ方向に連続した引張フランジのみで固定されている梁の場合である. Bradford (1989a)は, 台に密着して支持した状態での弾性横座屈を研究するために 10.2.1.2.の棒要素(line-type)の有限要素を使用した. そして, 非常にがっしりした梁の場合でさえ, ウェブのゆがみは, 横ねじれ理論の算定値より小さい値で横座屈モードが生じる原

因となることが明かにされた。この座屈荷重の減少は、多くの構造基準に採用されている。合成梁のI型断面鋼梁部は、部分的に拘束された梁に類似しており、その結果、この拘束条件での横座屈の結果は、コンクリート要素が連続的に鋼I型断面要素の引張りフランジを拘束しているような連続合成梁に適切である。

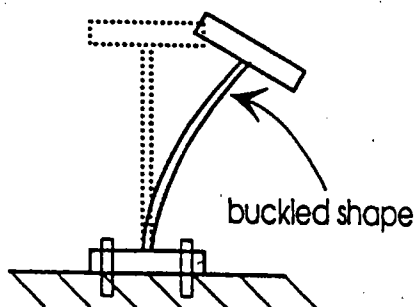


図 2. 32 (Fig.10.6) seat element 上の梁の横座屈

10.2.2 非弾性座屈

10.2.1 章で考察した横座屈の取り扱い、鋼製梁は弾性であると仮定していた。しかし、実際の鋼製梁は Fig 2.5 と 2.6 のような残留応力を持ち、Fig 2.2 に示すような降伏を伴う応力ひずみ曲線を呈するので、非弾性挙動を示す。

非弾性領域にある鋼製梁の局部座屈、横座屈および横ねじれ座屈を予測することは非常に難しく、現象をモデル化するための多くの研究があった。厳密な解析は、いわゆる“塑性流れ理論”や“塑性変形理論”に基づき実施されており、これらを扱うことはこの本の領域を越えるため、読者には、塑性の数学的理論に関するたくさんのテキストのどれかを参考にさせていただきたい。非弾性領域に入った全体座屈を取り扱う簡易方法が、Bradford(1987)らによって提案された。それは、棒要素を使用した有限要素法であり、部材の降伏部分の厚さを降伏の転移理論(*dislocation theory of yielding*)に従って係数比 (E_{st}/E_s) により変換した弾性 1 軸対称断面梁として取り扱った。ここに、 E_s は鋼の弾性係数、 E_{st} は鋼のひずみ硬化係数である。(Fig.2.2)

ひずみ硬化係数に従い厚さを変換する簡単な方法は、1986 年 Bradford の非弾性横座屈の研究で使用された。この有限要素の定式化は、トータルエネルギー最小の理論に基づいており、

$$| [K(\lambda\alpha)] - [G(\lambda\alpha)] | = 0 \quad (10.4)$$

のようになる。式 (10. 4) は、式 (10. 3) に似ているが、式 (10. 4) の剛性マトリクス $[K]$ と幾何剛性マトリクス $[G]$ は、式 (10. 3) の弾性式のもののように一定ではなく、荷重係数 λ による非線形に依存する。これは、 $[K]$ を決定する変換された厚さや $[G]$ を決定する応力分布が、荷重係数 λ の関数として表される降伏領域に依存するためである。式 (10. 4) を解くために、二分法(Hornbeck1975)を用い、行列式の値が正と負の境にある符号の変化する箇所の $\lambda\alpha$ を見つけるまで、 λ を少しずつ増分させて行列式を計算する。 $\lambda\alpha$ を収束させるために二分法は行列式の性質が悪いため、他の方法を組み合わせることにより収束問題を軽減できることがわかった。二分法による行列式は、陽な形で計算できないし、その効率も悪い。むしろ、Wittrick と Williams(1973)の方法により、簡単なガウスの消去法によって $[K]$ や $[G]$ の上三角マトリクスを縮小した方がよく、行列式は上対角の要素をかけ算することにより計算できた。

部分的に拘束された梁 (例えば図 2. 32(Fig10.6)の台に固定された場合、あるいは負曲げを受ける合成T型梁に生じるような引張フランジが連続的に十分に拘束された場合) に対する非弾性の研究は、これらの梁が短くなればなるほど座屈中にゆがみは重要であることを明らかにした。この挙動は、図 2. 33(Fig10.7)に図解で示すように、フランジがスパン全長にわたって拘束されていない単純支持の梁のものとは異なり、梁が短くなるほど、非弾性挙動が横座屈を支配し、非弾性座屈荷重は(b)に示すように塑性モーメント M_p に近づく。

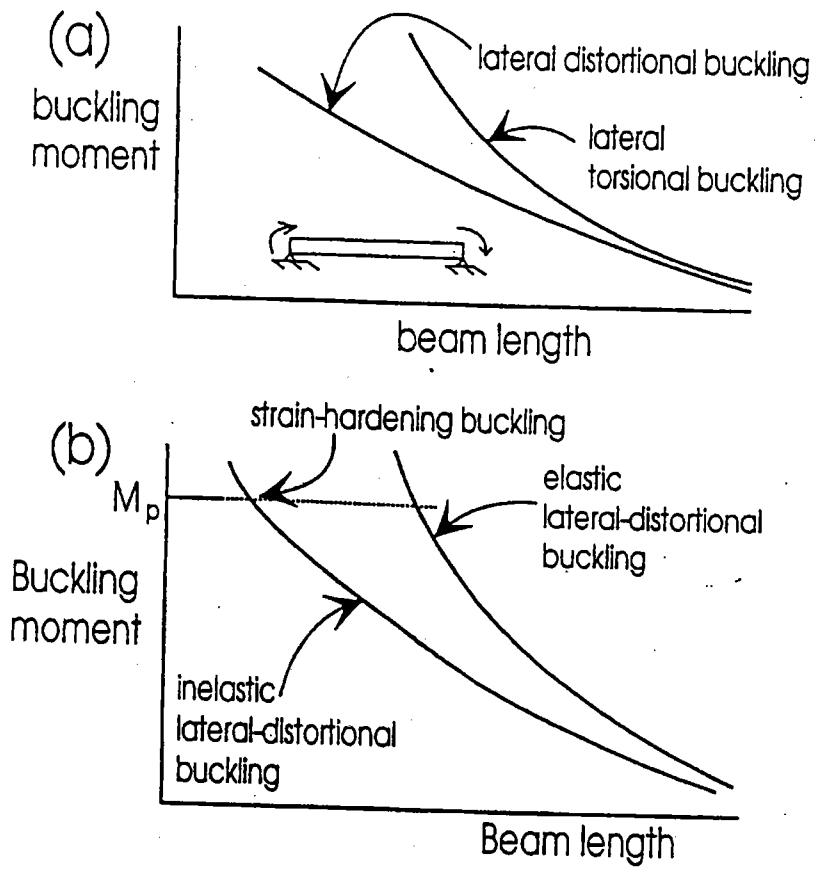


图 2. 33 (Fig.10.7) 非弹性横座屈

10.3 合成桁の横座屈

10.3.1 弾性座屈

合成桁が荷重を受けるとき、一部を鉄筋コンクリート床版で抵抗し、一部を鋼桁で抵抗する。図 1.18(g)と式 1.2 に示したように、各要素の断面力により生じるモーメントは、軸力がなければ静的には作用曲げモーメントと平衡状態になる。また、7.5.3 章に示したように一般にせん断力が作用するが、このせん断力は鋼桁の腹板で受け持つと仮定してよい。したがって、合成桁の鋼桁の横座屈解析では、曲げモーメント、軸力およびせん断力による不安定性について考慮しなければならない。

梁や柱の全体座屈を考える場合、設計者は通常、細長比 $\lambda (=L/r_y)$ を計算し、座屈強度の基礎として使用する。ここで、 r_y は梁、または柱の弱軸に関する断面 2 次半径、 L は有効座屈長である。鋼桁の座屈に関するより合理的研究 (Trahair and Bradford 1991) では、次式で与えられる修正細長比 λ_d (10.2 章の荷重係数ではない。) を使用している。

ここで、 M_p は桁の塑性モーメントを、 M_{cr} は全体弾性座屈モーメント (横ねじり座屈もしくは(断面変形のある)横座屈のいずれかによってきまる) を意味する。

$$\lambda = \sqrt{\frac{M_p}{M_{cr}}} \quad (10.5)$$

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{M_{ps}}{M_{od}}} \quad (10.6)$$

負の曲げモーメントを受ける合成 T 型断面桁では、10.3.2 章で与える合成桁の鋼桁の横座屈強度を次式の修正細長比 λ_d を基礎に評価している。

ここに、 M_{ps} は鋼桁の全塑性モーメントを、 M_{od} はコンクリート床版により軸方向に沿って連続的に拘束された鋼桁の弾性横座屈モーメントである。それゆえに、鋼桁は設計手法上合、成桁のコンクリート床版により軸方向に拘束された鋼はりともモデル化して取り扱うことが重要になる。したがって、設計を支配するのは合成桁の断面特性ではなく、鋼桁の断面特性である。

式(10.6)の修正細長比 λ_d の計算の難しさは横座屈モーメント M_{od} を決定しなければならないことにある。10.2.1.2 章で論議したように、この決定には通常コンピュータープログラムが使用され、10.2.1.2 章の Bradford と Trahair(1981)の棒要素の有限要素法は理想的な方法である。Weston と Nethercot(1987)の研究では、以下のような λ_d の近似解を提案している。

$$\lambda_d = 0.018 \left(\frac{L_b}{r_y} \right)^{1/2} \left(\frac{d_w}{t_w} \right)^{1/3} - 0.40 \quad (10.7)$$

ここに、 L_b は支点間の長さ、 r_y は腹板軸まわりの下フランジの断面 2 次半径、腹板の高さは d_w 、板厚は t_w である。式 (10.7) は二つの特徴がある。一つは、 λ_d は、鋼桁の塑性モーメント M_{ps} に導入している式(10.6)に現れる降伏応力 f_y に関係していないことである。これは、式(10.7)がコンピュータ解析によって実際にもっとも一般的な降伏応力である 250N/mm²~350N/mm² の範囲に対して計算されているためである。また、この式から得られる λ_d は鋼桁が塑性断面、コンパクト断面、セミコンパクト断面、あるいは薄肉断面(5.3.2 章)かどうかにかかわらず無条件に決定される。もう一つのポイントは λ_d がモーメント勾配に依存していないことである。このことについては Bradford(1989b) が非弾性有限要素解析により明かにしている。

他の研究には、Bradford と Gao(1992)によりなされたものであるが、種々の断面に対する M_{od} の表を使用することによって λ_d を式(10.6)から直接計算する方法がある。なお、この M_{od} の表は熱間圧延型コンパクト断面のみである。

10.3.2 座屈強度

弾性座屈解析は極端に細長い部材の強度のみを求めることができ、一般には、10.2.2章で述べたように降伏強度と座屈強度には相互関係がある。たとえば、周知の両端ピン支持された柱のオイラー座屈荷重 N_{cr} はで表す式 1.14 が用いられる。ここに、 A は柱の断面積である。この式から明らかなように極端に短い柱の N_{cr} は無限

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EA}{\left(\frac{L}{r_y}\right)^2} \quad (10.8)$$

大に漸近することになり、この時実際の短柱の圧壊強度は Af_y となる。降伏、残留応力や初期曲がりの影響を考慮した強度を評価する経験的設計手法は、弾性座屈理論を变形することによって考慮される。したがって、1.3.4.2章で述べたように多くの鋼構造設計基準の柱強度は、よく知られた Perry-Robertson の曲線を基礎にしている。これは、短柱は降伏で、長柱は弾性座屈で、中間柱は降伏強度と座屈強度の組み合わせ状態で崩壊することを意味する。

負曲げモーメント領域の合成桁の鋼桁断面の座屈強度も降伏強度と弾性座屈強度の相互関係によって決定できることが推察される。Bradford (1989b)は、合成 T 型断面桁の鋼桁の座屈強度 M_{bs} として次式を提案している。

ここに、 λ_d は式(10.7)の修正細長比、 M_{ps} は鋼桁の全塑性モーメントである。式(10.9)はコンパクト断面に対して決

$$M_{bs} = 0.8 \left\{ \sqrt{\lambda_d^4 + 3} - \lambda_d^2 \right\} M_{ps} \leq M_{ps} \quad (10.9)$$

定した座屈強度であるが、 M_{ps} を局部座屈の影響を考慮した断面の座屈強度に置き換えることによって、セミ・コンパクト断面および薄肉断面にも適用できる。式(10.9)は図 1.18(g)における鋼桁の軸力 F_{steel} を無視した近似式である。

図 2. 34(図 10.8)に M_{bs} と λ_d の関係を示す。 λ_d が 0.76 より小さい領域では、梁は短かいので鋼桁断面は全塑性モーメントに達する。細長比が大きくなるにしたがって弾性座屈曲線に漸近していく(図 2. 34(図 10.8)と式 10.6 の M_{ps}/λ_d^2)。鋼桁の設計強度は、 $0.76 < \lambda_d < 1.3$ の中間領域では、塑性モーメント M_{ps} よりも、そして座屈と降伏の相互作用により鋼桁の弾性横座屈モーメント M_{od} よりも低下する。 $\lambda_d > 1.4$ の領域の設計強度は少し危険側になる。しかし、多くの合成 T 型断面桁においてこの領域は稀である。負曲げを受ける合成桁の強度を求める時、鋼桁の曲げ耐力 M_{bs} は次の例題のような設計手法を基礎にして求める。

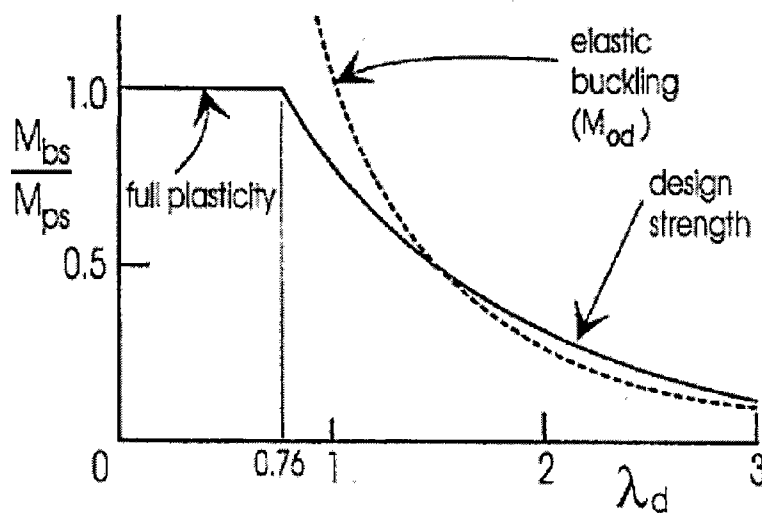


Fig. 10.8 Strength prediction of Eq. 10.7

図 2. 34(図 10.8) 式 10.7 の耐力予測

例題 10.1 合成桁の熱間圧延鋼材の座屈強度

連続合成T型断面桁において用いられる典型的な熱間圧延I型断面は、 $h_{steel} = 612\text{mm}$ 、 $b_f = 19.6\text{mm}$ 、 $t_w = 11.9\text{mm}$ 、 $d_w = 573\text{mm}$ である。この塑性断面係数は、 $S = 3680 \times 10^3 \text{mm}^3$ 、下フランジの断面2次半径は $r_y = 66.1\text{mm}$ である。降伏応力は $f_y = 350\text{N/mm}^2$ であるので、 $M_{ps} = 1288\text{kNm}$ となる。

式 10.7 により $\lambda_d = 0.00806\sqrt{L_b} - 0.40$ (L_b in mm)となるので、式(10.9)において、支持点間の長さ L_b が20.71m以下の長さであれば、鋼桁の全塑性モーメントになる。もし床版厚が200mmであるならば、合成桁の支間高さ比は2.6となる。この値は大きく、この桁の一般的スパン長は20.71mより小さい。よって、鋼桁強度はその塑性モーメントである1288kNmとなる。したがって、合成桁の鋼桁は完全塑性状態になると考えられる。床版の特性を知ることにより、合成桁の強度は7.3と7.4章によって計算できる。

以上の述べたように、このケースでは横座屈の不安定現象は起こりそうもないと考えられる。この結果は、他の典型的な熱間圧延型断面にも言える。このため、一般的な圧延鋼材を使用した合成T型断面梁は7.4章で計算される負曲げ領域において塑性モーメントに達すると考えられる。

註：hogging bending moment = negative bending moment (負曲げモーメント)

sagging bending moment (正曲げモーメント)

例題 10.2 合成桁の溶接プレートガーダーの座屈強度

今、連続合成T型断面桁橋において $b_f = 350\text{mm}$ 、 $t_f = 30\text{mm}$ 、 $d_w = 1300\text{mm}$ 、 $t_w = 12\text{mm}$ の断面を持つ溶接プレートガーダーを考える。 $f_y = 350\text{N/mm}^2$ ならば、 $(b/t)\sqrt{f_y} = 109$ 、 $(d/t)\sqrt{f_y} = 2027$ となる。5.2.4章により、この断面はコンパクト断面に近く、 $M_{ps} = 6662\text{kNm}$ となる。式(10.7)の細長比 λ_d は、 $0.00854\sqrt{L_b} - 0.40$ (L_b in mm)となるので、式(10.9)より18.45m以下のスパンにおいて M_{ps} に達する。床版厚が300mmであれば、支間高さ比は1.1に相当する。この値は、橋桁として大変小さい。支間高さ比を2.0とするために、式(10.9)より $L_b = 33.2\text{m}$ 、 $\lambda_d = 1.16$ 、 $M_{bs} = 4540\text{kNm}$ となる。鋼桁の全塑性モーメントより3.2%の減少は、横座屈のためである。また、この低減した曲げ耐力は合成部材の耐力の計算に使われる。

例題 10.1 の熱間圧延鋼材の場合と違って、プレートガーダーを合成T型断面桁に使用した場合に横座屈が生じる。プレートガーダーの多くは、塑性断面やコンパクト断面ではないので塑性解析は使用できない。たとえプレートガーダーがコンパクト断面でも、この例のように全塑性モーメントに達することができるように、 L_b を減少させた横構を設置しなければならない。従って、もし合成断面が全塑性モーメント耐力になるには18.45mの横構配置が必要である。別の方法として低減モーメントが使用できる。

鋼桁の完全塑性が横座屈によって達成できないとき、完全なずれ止めを有する合成桁の低減負曲げモーメント M_{hog} を計算するためには、図2.35(図-10.9(a))に示す応力分布を考慮する。横座屈に対する鋼桁において $M_{bs} < M_{ps}$ の時、応力分布は図-1.18(g)に示す軸力 F_{steel} を減少させると同じ弾性を考える。鋼断面の曲率はしたがって、以下に示すように与えられる。

$$k = \frac{M_{bs}}{M_p I_s} \quad (10.10)$$

ここに I_s は鋼桁断面の断面2次モーメントを示し、図2.35(図-10.9(b))のように合成断面の曲率でもある。鋼桁断面の軸力 N_s は鋼桁断面積の応力から得られる。したがって、単純化のもと、

$$N_s = \frac{M_{bs}}{I_z} \left\{ (2b_f t_f + t_w d_{steel}) d_n - b_f t_f d_{steel} - \frac{t_w d_{steel}^2}{2} \right\} \quad (10.11)$$

となり、これは図2.35(図10.9)に示す鋼桁の重心に働く。

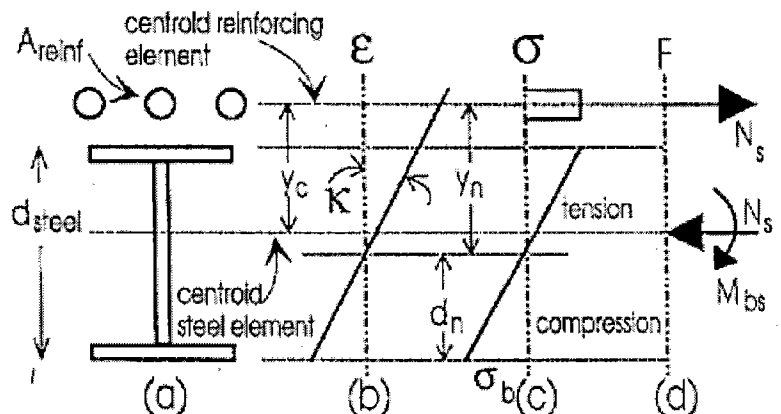


Fig. 10.9 Steel stresses for non-compact and slender beams

図2. 35(図-10.9)ノンコンパクトとスレンダービームの鋼断面応力

軸力の釣り合い条件は、鋼桁断面の軸力 N_s と鉄筋の軸力が異符号で、等しくなる必要がある。もし、鉄筋が降伏に達したならば、

$$N_s = A_{reinf} f_{yr} \quad (10.12)$$

したがって、式 10.11 と式 10.12 から容易に d_n を計算できる。鉄筋の応力は $y_n M_{bs}/I_s$ となる。もし、この応力が f_{yr} より小さければ、修正された d_n の値は、式 10.11 の N_s と $y_n A_{reinf} M_{bs}/I_s$ を等価にすることにより得る。(ここで、 y_n は d_n の関数となる。最終的に、もし鉄筋が降伏するならば、合成桁の曲げ耐力 M_{hog} は、

$$M_{hog} = M_{bs} + y_c A_{reinf} f_{yr} \quad (10.13)$$

ここに、 y_c は図-10.9(a)のように鋼断面の中立軸と鉄筋の中立軸の距離を示す。もし鉄筋が降伏以下ならば、次式となる。

$$M_{hog} = M_{bs} + \frac{y_n M_{bs} A_{reinf} y_c}{I_s} \quad (10.14)$$

例題 10.3 横座屈する合成桁のモーメント耐力

今、例題 10.2 のように $M_{bs}=4540\text{kNm}$ の $L=33.2\text{m}$ の桁を考える。床版は 2000mm 幅で $h_{conc}=300\text{mm}$ 、床版高の中心に 0.5% の $f_{yr}=400\text{ N/mm}^2$ の軸方向鉄筋を持つ。したがって、 $I_s=11.5 \times 10^9\text{mm}^4$ 、 $A_{reinf}=3000\text{mm}^2$ となる。

ここで、鉄筋が降伏に達すると仮定するとき、式 10.12 より $N_s=1200\text{ kN}$ 、式 10.11 より $d_n=751.5\text{mm}$ となる。 d_n の値から鉄筋の応力は $y_n M_{bs}/I_s = 87.5\text{ N/mm}^2$ となり、 f_{yr} よりも小さい。ここで、鉄筋が降伏に達すると d_n の値は 702mm に修正され、また、 $y_n=658\text{mm}$ となる。したがって、この負曲げモーメント耐力は式 10.14 より $M_{hog}=4690\text{ kNm}$ となる。7.4 章から計算される負曲げの剛塑性耐力 M_p は 6811kNm であるので、横座屈強度は合成断面のそれより 31% 減少となる。これは例題 10.2 で計算された鋼桁強度の 32% 減少値と一致する。

10.4 逆Uフレーム法

10.4.1 解析概念

10.3 章で述べた有限要素法では、コンクリート床版は負曲げ領域において鋼桁の最上部を剛に拘束すると仮定した。コンクリート床版と合成挙動をする複数の鋼 I 断面桁で構成される合成桁の場合、横ねじれ不安定の解析法として幅広く用いられる方法に鋼下路プレートガーダー橋の設計法 (Johnson & Buckby 1986) に用いられている逆Uフレーム法がある。この方法では、鋼桁の腹板と床版の横断面内での曲げ剛性を考慮している。

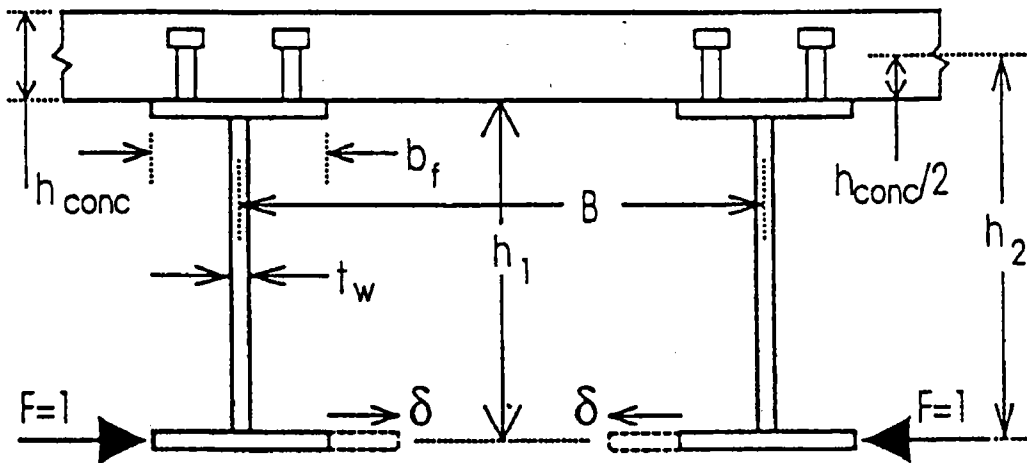


図 2. 36 (図 10.10) 逆Uフレーム法の概念

逆Uフレーム法は図 2. 36(図 10.10)に示すように、桁間隔 B の 2 本の I 桁で構成されている。腹板は、自身の曲げ剛性とずれ止めや床版の曲げ剛性によって下フランジを弾性的に拘束すると仮定される。梁の単位長さあたりの拘束剛性 α_t は、互いの下フランジの断面中心に 1 組の単位荷重 $F=1$ を作用させ、たわみ δ を計算することにより次式のように得ることができる。

$$\alpha_t = 1/\delta \quad (10.15)$$

ここに、単位は N/mm^2 である。

腹板は、局部的なせん断座屈を避けるように垂直補剛材で補強され、いくつかの長方形パネルに分割される。この場合 (Trahair & Bradford 1991)、梁は多くの離散的に配置される U 型フレームから構成されることになる (Johnson & Buckby 1986)。ずれ止めの曲げ剛性は、腹板が補剛されない領域では無視され、U 型フレームの位置では考慮される。

逆Uフレーム法では、下フランジを単位長さあたり α_t の連続的な変形拘束をもつ負曲げ領域の柱として扱う。柱の弾性座屈荷重は 10.4.2 で得ることができ、10.3.2 で述べられたような形で強度予測に用いられる。モーメント勾配は通常中間支点付近において非常に大きいので、フランジの圧縮力は支点から離れると減少する。逆Uフレーム法は、軸力をフランジの長さに沿って一定として扱っており安全側の設計と言える。

10.4.2 柱の座屈モデル

図 2. 36(図 10.10)の鋼桁の下フランジは、腹板によって垂直方向の座屈が拘束され、図 2. 37(図 10.11)に示すように下フランジ面内で α_t によって連続的に弾性拘束される。オイラーの柱の座屈理論 (Trahair & Bradford 1991) によれば、軸力 N が限界値 N_{cr} に到達するまではフランジは直線形状を保持し、その後柱には微小の座屈変位 u が生じる。

この座屈変位は次の曲線で表せるものとする。

$$u = A \sin \pi z/L \quad (10.16)$$

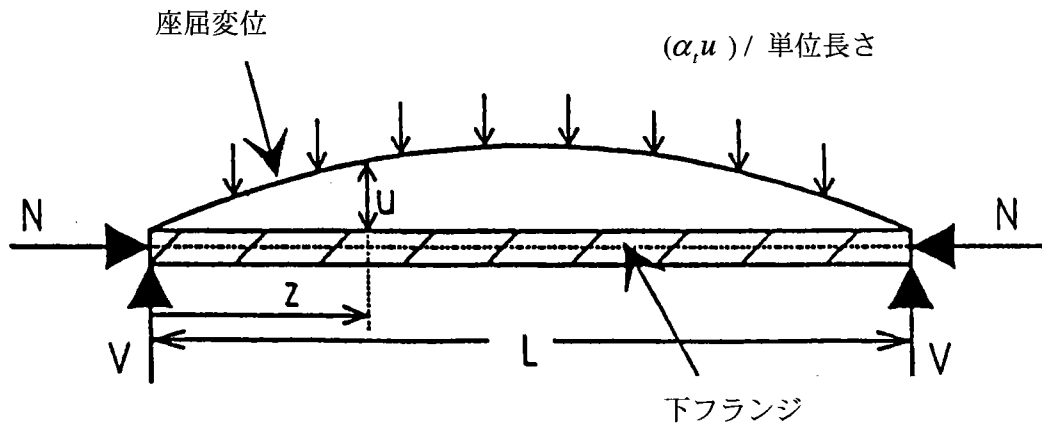


図 2. 37 (図 10.11) 柱モデル

ここで、 A は柱中央部の未知の座屈変位係数であり、端部で変位 $u(0) = u(L) = 0$ かつ曲率 $u''(0) = u''(L) = 0$ という条件を満たす。柱が u 変位すると単位長さあたりの力 $\alpha_t u$ が逆向きに生じ、この力は図 10.11 における端部せん断力 V とつり合っている。Bleich の理論(1952)に従うならば、フランジ柱の弾性限界荷重は次式ようになる。

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E_s I_F}{L^2} + \frac{\alpha_t L^2}{\pi^2} \quad (10.17)$$

ここで、 I_F は腹板を軸とするフランジの断面二次モーメントである。

N_{cr} を最小にする梁長さ L_{cr} は $dN_{cr}/dL = 0$ と置くことによって決定される。

ゆえに

$$\frac{dN_{cr}}{dL} = -\frac{2\pi^2 E_s I_F}{L_{cr}^3} + \frac{2\alpha_t L_{cr}}{\pi^2} = 0 \quad (10.18)$$

これにより

$$L_{cr} = \pi \left(\frac{E_s I_F}{\alpha_t} \right)^{1/4} \quad (10.19)$$

さらに式(10.19)を式(10.17)に代入すると次式を得る。

$$(N_{cr})_{\min} = 2\sqrt{E_s I_F \alpha_t} \quad (10.20)$$

なお、拘束されない柱においては式(10.17)の第 2 項がなくなり、 $L = \infty$ の場合には $(N_{cr})_{\min} = 0$ というオイラーの柱理論を満たす。

特に柱理論では、座屈荷重 $(N_{cr})_{\min}$ は次式 (Trahair & Braford 1991) のように有効長さ L_E に換算して書くことが一般的である。

$$(N_{cr})_{\min} = \frac{\pi^2 EI}{L_E^2} \quad (10.21)$$

ここで、 EI は柱の曲げ剛性である。

ゆえに式(10.20)と式(10.21)を等しくすることで

$$L_E = \frac{\pi}{\sqrt{2}} \left(\frac{E_s I_F}{\alpha_i} \right)^{1/4} \cong 2.54 \sqrt[4]{\frac{E_s I_F}{\alpha_i}} \quad (10.22)$$

と与えられる。実際の多くの基準では、 $\pi/\sqrt{2}(\approx 2.221)$ は 2.5 を採用している。

10.4.3 設計法

逆Uフレームが図2. 36 (図 10.10)のように1組の単位荷重 $F = 1$ を受ける場合、単位長さあたりの変位 δ は、片持ち梁としての腹板の曲げ剛性による $(1 \times h_1^3 / 3E_s I_{web})$ と床版の偶力モーメント $(1 \times h_2)$ により生じる回転 $((1 \times h_2)B / 2E_s I_{conc})$ から生じるたわみ $h_2(1 \times h_2)B / 2E_s I_{conc}$ の総和で与えられる。なお、ずれ止めの曲げ剛性による変位は無視する。よって、

$$\delta = \frac{h_1^3}{3E_s I_{web}} + \frac{Bh_2^2}{2E_s I_{conc}} \quad (10.23)$$

となる。腹板の単位長さあたりの断面二次モーメントは

$$I_{web} = \frac{t_w^3}{12} \quad (10.24)$$

そして

$$I_{conc} = \frac{h_{conc}^3}{12n} \quad (10.25)$$

となる。ここで、 n は E_s/E_c の弾性係数比である。これより弾性拘束剛性は式(10.15)から得られ、下フランジの弾性限界荷重 $(N_{cr})_{\min}$ は式(10.20)から得られる。

下フランジの弾性座屈応力は $\sigma_{0d} = (N_{cr})_{\min} / A_F$ で表すことができる。ここで A_F はフランジの断面積である。この応力から弾性横座屈モーメントが計算できる。

$$M_{0d} = \frac{(N_{cr})_{\min} I_s}{A_F d_n} \quad (10.26)$$

ここで、 d_n は図2. 35(図 10.9)で定義された中立軸までの距離、 I_s は鋼部材の断面二次モーメントである。横座屈の細長比 λ_d は式(10.6)で与えられ、鋼桁の座屈耐荷力は式(10.9)で与えられている。負曲げ領域の曲げ耐荷力は式(10.13)または式(10.14)により直接得ることができる。

例題 10.4 逆 U フレーム法による曲げ耐荷力

例題 10.2 と例題 10.3 の梁の弾性係数比は $n = 12$ と仮定する. 2 本の I 桁の間隔は $B = 5m$ で $E_s = 200kN/mm^2$ である.

この時, 式(10.24)と式(10.25)から,

$$I_{web} = 144 mm^4/mm, I_{conc} = 187.5 \times 10^3 mm^4/mm \text{ となる. また,}$$

$$h_1 = 1300 + 30 + 30/2 = 1345mm, h_2 = 1345 + 300/2 = 1495mm \text{ であるので, 式(10.23)の第 1 項は}$$

$28.16mm \text{ per } N/mm$, 第 2 項は $0.15mm \text{ per } N/mm$ となる. (第 2 項は腹板の曲げ剛性の $0.15/28.16$ つま

り 1%以下である.) ゆえに $\alpha_t = (28.15 + 0.15)^{-1} = 0.0353 N/mm^2$ となる. (式(10.15))

$$I_F = 350^3 \times 30/12 = 107 \times 10^6 mm^4 \text{ と } A_F = 350 \times 30 = 10500 mm^2 \text{ を考慮すると,}$$

$$(N_{cr})_{min} = 1738kN \text{ (式(10.20)) の弾性座屈力と } \sigma_{0d} = 1738 \times 10^3 / 10500 = 165.6 N/mm^2 \text{ の弾性下フラ}$$

ンジ座屈応力が得られる. 例 10.3 から $d_n = 702mm$ であり, 式(10.26)の $M_{0d} = 4899kNm$ から細長比

$$\lambda_d = \sqrt{6662/4899} = 1.17 \text{ (式(10.6)) が得られ, 鋼桁の負曲げ耐力 } M_{bs} = 4470kNm \text{ 式(10.9)から}$$

$M_{hog} = 4892kNm$ の合成桁耐力が得られる. この結果は, 有限要素法と比較するとわずか $4892/4968$ つまり

1.5%安全側になるだけである. 逆 U フレーム法によって予測された限界圧縮スパン L_{cr} は $L = 33.2m$ の梁長さよ

りも大幅に短く $8.77m$ (式(10.19)) となっているので, 中間支点付近においてスパン長の 26%の範囲が均等に圧縮されているといえる. このケースでは, 安全側の扱いとなる逆 U フレーム法の妥当性が確認できる.

10.4 参考文献

- 1)Bleich,F.(1952).Buckling Strength of Metal Structures,McGraw-Hill,New York.
- 2)Bradford,M.A.(1986). "Inelastic distortional buckling of I-beams",Computers and Structures, Vol.24, No.6,923-933.
- 3)Bradford,M.A.(1989a). "Buckling of beams supported on seats",The Structural Engineer, Vol.67, No.23,411-414.
- 4)Bradford,M.A.(1989b). "Buckling strength of partially restrained I-beams",Journal of Structural Engineering,ASCE,Vol.115,No.5,1272-1276.
- 5)Bradford,M.A.(1992). "Lateral-distortional buckling of steel I-section members",Journal of Constructional Steel Research, Vol.23,97-116.

- 6)Bradford,M.A.and Trahair,N.S.(1981). "Distortional buckling of I-beams" Journal of Structural Division,ASCE,Vol.107,No.ST2,355-370.
- 7)Bradford,M.A.,Cuk,P.E.,Gizejowski,M.A.and Trahair,N.S.(1987). "Inelastic lateral buckling of beam-columns",Journal of Structural Engineering,ASCE,Vol.113No.11, 2259-2277.
- 8)Bradford,M.A.and Gao,Z.(1992). "Distortional buckling solutions for continuous composite beams", Journal of Structural Engineering,ASCE,Vol.118,No.1,73-89.
- 9)Bradford,M.A.and Azhari,M.(1994). "Buckling modes in I-beams by a complex finite strip method", Civil Engineering Transactions,Institutionofengineers,Australia,Vol.CE 36,No.3,219-226.
- 10)Bradford,M.A.and Azhari,M.(1995). "Buckling of plates with different end conditions using the finite strip method",Computers and Structures,to appear.
- 11)Cheung,Y.K.(1976).Finite Strip Method in Structural Analysis,Pergamon Press,Oxford, U.K.
- 12)Graves Smith,T.R.and Sridaharan,S.(1978). "A finite strip method for the buckling of plate-structures under arbitrary loading",International Journal of Mechanical Sciences,Vol.20,833-838.
- 13)Hall,A.S.and Kabaila,A.P.(1986).Basic Principles of Structural Analysis,GreenwichSoft, Sydney.
- 14)Hancock,G.J.(1978). "Local,distortional and lateral buckling of I-beams",Journal of the Structural Division,ASCE,Vol.104,No.ST11,1787-1799.
- 15)Hancock,G.J.(1984). "Structural buckling and vibration analyses on microcomputers" ,Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers,Australia,Vol.CE26,No.4,327-332.
- 16)Hancock,G.J.,Bradford,M.A.and Trahair,N.S.(1980). "Web distortion and flexural-torsional buckling", Journal of the Structural Division,ASCE,Vol.106,No.ST7,1557-1571.
- 17)Hornbeck,R.W.(1975).Numerical methods.Quantum Publishers,New York.
- 18)Johnson,C.P.and Will,K.M.(1974). "Beam buckling by finite element procedure",Journal of the Structural Division,ASCE,Vol.100,No.ST3,669-680.
- 19)Johnson,R.P.and Buckby,R.J.(1986).Composite Structures of Steel and Concrete. Vol.2:Bridges,2nd edn.,Collins Professional and Technical Books,London.
- 20)Lau,S.C.W.and Hancock,G.J.(1986). "Buckling of thin,flat-walled structures by a spline finite strip method",Thin-Walled Structures,Vol.4,269-294.
- 21)Plank,R.J.and Wittrick,W.H.(1974). "Buckling of thin,flat walled structures by a complex finite strip method",International Journal of Numerical Methods in Engineering,Vol.8,No.2,323-339.
- 22)Ronagh,H.R.and Bradford,M.A.(1994). "Distortional instability of a tapered fabricated rafter in a portal frame building",Australian Structural Engineering conference 1994,Sydney,271-276.
- 23)Trahair,N.S.(1993).Flexural-Torsional buckling of Structures,Chapman and Hall,London.
- 24)Trahair,N.S.and Bradford,M.A.(1991).The Behaviour and Design of Steel Structures,revised 2nd edn.,Chapman and Hall,London.
- 25)Vlasov,V.Z.(1961).Thin-Walled Elastic Beams,2nd edn.,Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem.
- 26)Weston,Gand Nethercot,D.A.(1987). "Continuous composite bridge beams-stability of the steel compression flange in hogging bending",Proceedings,Stability of Plates and Shell Structures,ECCS, Vandepitte,47-52.
- 27)Wittrick,W.H.and Williams,F.W.(1973). "An algorithm for computing critical buckling loads of elastic structures",Journal of Structural Mechanics,Vol.1,No.4,479-518.
- 28)Zienkiewicz,O.C.(1971)The Finite Element Method in Engineering Science,McGraw-Hill,London.

2. 3 今後の検討課題

今後は、ここで翻訳を行った部分を適用して合成桁の試設計を実施し、日本の現行の基準で設計を行った場合とどのような差が生じるかについて比較を行いたい。