

連続合成桁の負曲げ領域における横倒れ座屈設計法

A design method for restrained distortional buckling of continuous composite girders under negative bending moment

奥井義昭*, Bandula Heva, T.M.** , 小室雅人*** , 山口栄輝**** , 長井正嗣†
Yoshiaki OKUI, Bandula Heva, T.M., MasatoKOMURO, Eiki YAMAGUCHI and Masatsugu NAGAI

*博士 (工学) 埼玉大学准教授 理工学研究科 (〒 338-8570 さいたま市桜区下大久保 255)

**修士 Taisei Corp., (Southern Transport Development Project, Ritiketiya, Meegama Sri Lanka)

***博士 (工学) 室蘭工業大学講師 建設システム工学科 (〒 050-8585 室蘭市水元町 2 7 番 1)

****Ph.D. 九州工業大学教授 (〒 804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1-1)

†工学博士 長岡技術科学大学教授 (〒 940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

In the current design procedure for recent continuous composite steel-concrete bridges at an internal support under negative bending moment, the lateral torsional buckling theory is applied to evaluate an allowable stress in disregard of lateral restraint of top flange by a concrete slab. In actual continuous composite bridges, instead of the lateral torsional buckling, restrained distortional buckling may occur. This paper proposes a design procedure for the restrained distortional buckling of continuous composite girders under negative bending moment.

Key Words : *Lateral distortional buckling, lateral torsional buckling, continuous composite girder, restrained distortional buckling, design procedure*

キーワード : 横倒れ座屈, 横ねじれ座屈, 連続合成桁, 設計法

1. はじめに

鋼・コンクリート連続合成桁橋は経済性から、近年多く建設されている。連続合成桁橋の中間支点では、負曲げモーメントが作用することから、鋼桁の下フランジが圧縮フランジとなる。そのため、現行の道路橋示方書¹⁾に従って設計すると許容曲げ圧縮応力度により断面が決定されることが多い。

この道路橋示方書の許容曲げ圧縮応力度は2軸対称のI形断面桁が単純支持された場合の横ねじれ座屈 (Lateral torsional buckling) の基礎式に基づき導かれており、合成桁の設計においても、コンクリート床版の影響は無視して、この式が適用されている。横ねじれ座屈では図-1(a)に示すような座屈モードを仮定しているが、連続合成桁の中間支点部近傍では、上フランジがコンクリート床版で拘束されていることから、横ねじれ座屈のような座屈モードは不可能であり、図-1(b)に示すように圧縮フランジである下フランジのみが横方向にねじれながら変形する Lateral distortional buckling もしくは Restrained distortional buckling^{2),3),4),5)} と呼ばれる座屈モードが生じることが知られている (本論文では、合成桁で生じるこれらの座屈モードを横倒れ座屈と呼ぶこととし、通常の横ねじれ座屈と区別することとする)。したがって、横倒れ座屈の場合、床版の横方向の剛性によって横ねじれ座屈と比較して、座屈強度が大幅に上昇するものと考えられるが、この効果は合成桁の設計において考慮されていないことになる。

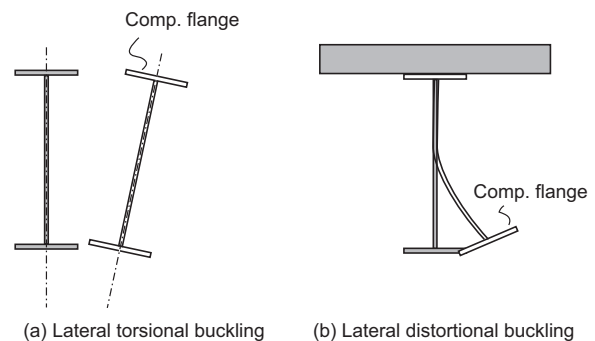


図-1 横ねじれ座屈と横倒れ座屈のモード

さらに、現行の設計法では横構の無い合理化橋梁においても、横桁位置を横ねじれ座屈の固定点として仮定することが通常行われるが、最近の合理化橋梁では横桁は腹板のほぼ中央位置に取り付けられるため、下フランジの固定点とは見なせない状況にある。また、腹板に取り付けられた垂直補剛材も下フランジの横方向の剛性に寄与するが、この効果も現状の設計法では考慮されていない。

以上、列記したように、連続合成桁の中間支点部近傍では設計法と実際の構造が乖離している。このことは、合理化橋梁に代表されるように橋梁の構造が、最近の15年で大幅に変化しているにもかかわらず、旧来の設計法をそのまま利用していることにも一因があるものと思われる。連続合成桁中間支点部の設計法の合理化

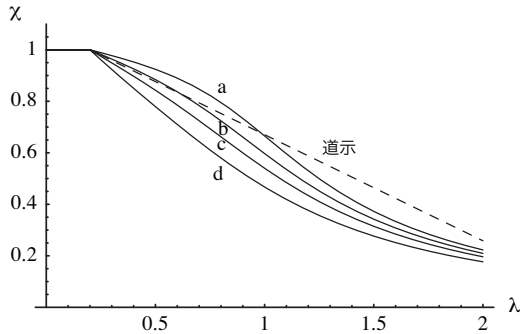


図-2 道路橋示方書と Eurocode の基準耐荷力曲線の比較

のためには、実際の構造に即した設計法の開発が必要であるものとする。そこで本研究では、連続合成桁の中間支点近傍の横倒れ座屈に対する合理的な設計法の開発を目的とした。

Eurocode^{6),7)}ではI形鋼を用いた小スパンの連続合成桁を想定して stocky で同一断面の合成桁中間支点部の横倒れ座屈に対する設計法が規定されている。本文では、これとほぼ同様な設計法を近年の合理化合成2主桁橋にも適用できるように拡張することを検討した。そのため、次章では Eurocode による設計法の概要を紹介する。

2. Eurocode における設計法の概要

Eurocode 4⁷⁾, 6.4 節によれば、横倒れ座屈は次式で照査される。

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1 \quad (1)$$

ここで、 M_{Ed} は設計曲げモーメント、 $M_{b,Rd}$ は横倒れ座屈を考慮した場合の設計抵抗モーメントを表し、次式で与えられる。

$$M_{b,Rd} = \chi M_{Rd} \quad (2)$$

上式において、 χ は横倒れ座屈による低減係数、 M_{Rd} は横倒れ座屈を考慮しない場合の設計抵抗モーメントであり、断面のクラスに応じて次式となる。

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= M_{pl,Rd} && \text{for class 1,2} \\ M_{Rd} &= M_{el,Rd} && \text{for class 3} \\ M_{Rd} &= M_{eff,Rd} && \text{for class 4} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 $M_{pl,Rd}$ は設計全塑性モーメント、 $M_{el,Rd}$ は設計降伏モーメント、 $M_{eff,Rd}$ は腹板等の局部座屈の影響を考慮した有効断面に関する設計抵抗モーメントを表す。

一方、式(2)における χ は圧縮部材の耐荷力曲線より定まる低減係数であり、次式で与えられる(図-2 参照)。

$$\chi = 1.0 \quad \lambda \leq 0.2 \quad (4)$$

| 曲線 | a | b | c | d |
|----------|------|------|------|------|
| α | 0.21 | 0.34 | 0.49 | 0.76 |

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} \quad \lambda > 0.2 \quad (5)$$

ここで、 $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$ 、 α は初期不整を表すパラメータであり、圧縮部材の種類によって表-1のように定められている。溶接集成断面の場合、通常、d 曲線(図-2 参照)が用いられる。

式(4)、(5)において、 λ は横倒れ座屈に関する細長比パラメータであり、Euler 座屈式を基礎として次式で計算される。

$$\lambda = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (6)$$

ここで、 M_{Rk} は断面のクラスに応じて式(3)より求まる抵抗モーメントであるが、材料強度として設計値ではなく、特性値を用いて求めたものである。一方、 M_{cr} は横倒れ座屈に関する弾性座屈モーメントを表す。

結局、Eurocode では、横倒れ座屈に対して設計する場合、弾性座屈モーメント M_{cr} を求める必要がある。これに対し Eurocode 4(合成構造)では、合成桁の負曲げモーメント領域では U フレーム法に基づき弾性座屈モーメントを求めて良いと記述はあるが、具体的な弾性座屈モーメントの算定式は明記されていない。さらに、Eurocode 4では、この設計条項の適用範囲として断面変化が無く、鋼桁の腹板は無補剛の場合に限っており、この設計条項は主に形鋼を用いた小スパン(30m 以下)の橋梁や建築構造物を対象としているものと思われる。しかし、現在、国内で多数建設されている合理化合成橋梁では断面は変化し、腹板に垂直補剛材が配置され、横桁が設置されているため、Eurocode 4をそのまま適用できない状況にある。

3. 提案する設計法の概要

Eurocode に規定されている無補剛の stocky な桁を対象とした設計法と同様なスキームを合理化少数主桁橋梁に適用出来るように修正することを考える。そのため、断面変化、垂直補剛材、横桁を有する少数主桁橋梁の弾性座屈モーメントをどのように算定するかというのが一番の問題となる。

本論文で、弾性座屈モーメントの算定のために、弾性床の上のはりモデルを用いることを検討した。設計法の概要を図-3に示す。

提案する設計法においては、図-3(a)に示すように、連続合成桁の下フランジの横剛性を評価する。このとき、コンクリート床版による鋼桁上フランジの拘束効

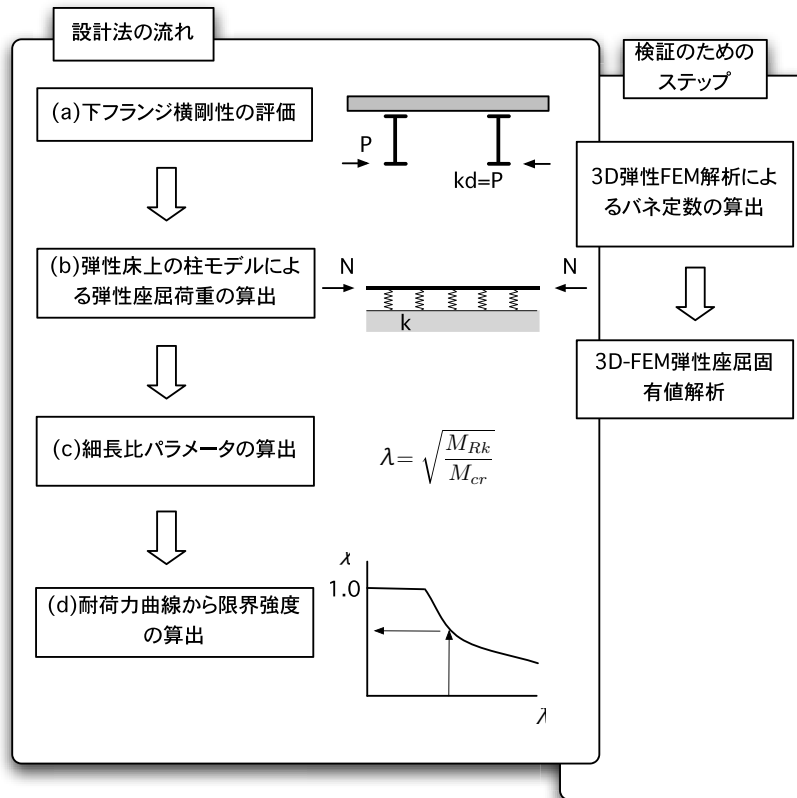


図-3 横倒れ座屈検討フロー

果を考慮して、垂直補剛材および横桁による下フランジに作用する横方向のバネ定数を算定する。

次に図-3(b)のモデルにおいては下フランジを横方向に弾性支持されたはりとしてモデル化し、弾性座屈荷重を算出する。本論文では弾性支持されたはりモデルの結果を実際の橋梁を精緻にモデル化した3次元FEMの弾性座屈固有値解析の結果と比較することで検証し、簡略化されたはりモデルの等価な軸力や、断面積の設定を検討することとした。

その後はEurocodeの設計法と同じであり、図-3(c)に示すように得られた弾性座屈軸力 N より弾性座屈モーメント M_{cr} を求め、これより細長比パラメータ λ を求める。最後に (d) では得られた細長比パラメータから、柱の耐力曲線を用いて横倒れ座屈に関する低減係数 χ を求め、式 (2) より設計抵抗モーメントを求める。

この弾性支持された柱モデルでは、実際の橋梁における曲げモーメントに応じて、軸力を変化させ、断面変化や垂直補剛材と横桁のバネを考慮しなければならない。そのため、軸力および断面が一定なEngesserの式⁹⁾の様な解析解を用いることは出来ず、バネ支持された骨組み構造の弾性座屈固有値解析を実施しなければならない。したがって、設計作業としてはやや煩雑になるが、現在のパソコンや構造解析ソフトが普及し

表-2 設計条件

| | |
|--------|----------------------------|
| 橋格 | B 活荷重 |
| 構造形式 | 3 径間連続合成 2 主 I 桁橋 |
| 有効幅員 | 9.5 m |
| 支間割 | 50 m + 50 m + 50 m (1:1:1) |
| 舗装 | アスファルト舗装 80 mm |
| 鋼材 | SM490Y |
| コンクリート | 設計基準強度 40 MPa |
| 鉄筋 | SD345 |

た状況を考えると、さほどの困難もなく解析が行えるものとする。

4. 3次元FEMモデルによる弾性座屈固有値解析

4.1 モデル橋とその3次元FEMモデル

検証に用いたモデル橋の設計条件として、最近の2主鋼桁橋の実績を参照して、表-2に示す設計条件を設定した。日本橋梁建設協会から発行されている計算例⁸⁾を参考にして、図-4に示す断面形状を設定し、新日本製鐵(株)から公開されていた「連続合成鋼桁橋概略設計ソフト」ver.4.00を用いて概略設計を行いモデ

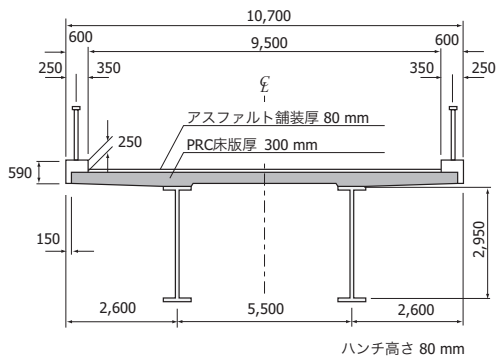


図-4 モデル橋の断面図 (単位: mm)

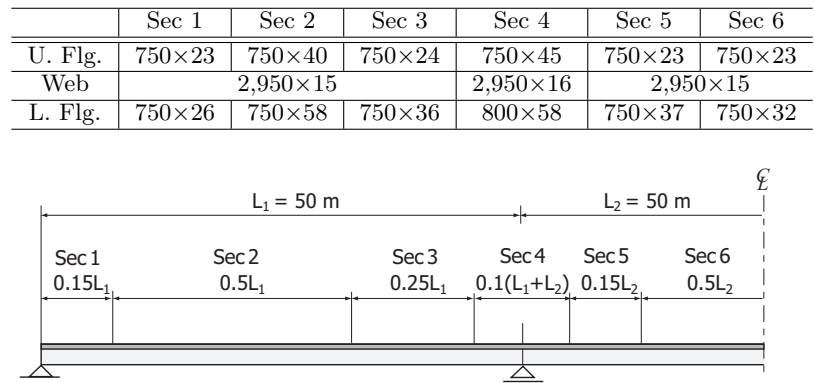


図-5 断面変化位置および試設計より得られたモデル橋の断面構成 (単位: mm, 材質は SM490Y, 対称性を考慮し, 半橋分のみ表示)

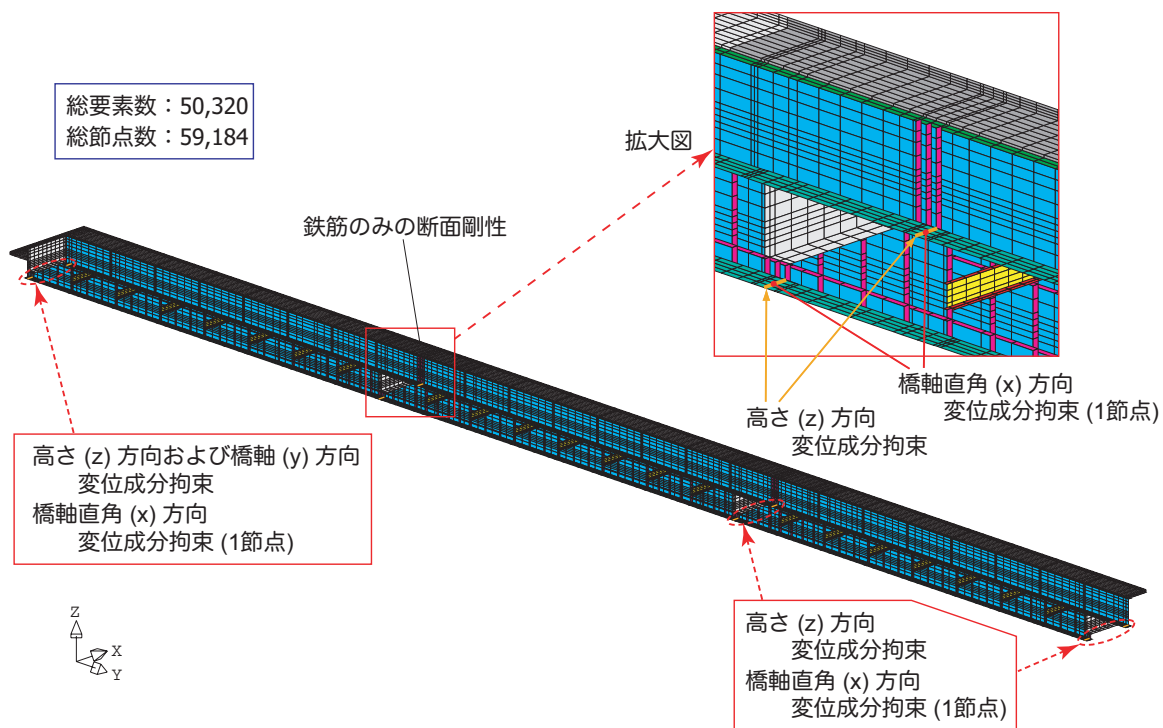


図-6 要素分割状況と境界条件

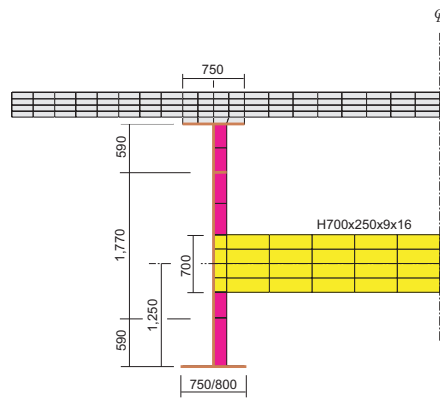
モデル橋の諸元を決定した。試設計によって求められたモデル橋の断面構成を図-5 に示す。

次に、このモデル橋のほぼ忠実な 3次元 FEM モデルを作成した。メッシュ分割および境界条件等を図-6 に示す。コンクリート床版は 8 節点アイソパラメトリックソリッド要素、鋼桁部分は 4 節点シェル要素を用いてモデル化した。試設計においては、ひび割れ制御設計を行っているため、中間支点近傍の支点から支間長の 15% の区間においてコンクリート床版は鉄筋のみの剛性となるように、ヤング率を低減している。

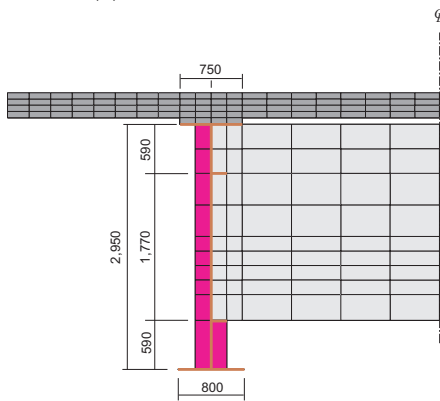
また、今回の問題では下フランジの橋軸直角方向の剛性が重要となることから、垂直補剛材や横桁も忠実

にシェル要素を用いてメッシュ分割している。最近の合理化橋梁の中間支点上の横桁は、コンクリートで巻かれることが多いことから、モデル橋においてそれを再現している (図-7 参照)。さらに、垂直補剛材と上下フランジとの接合に関しては次の様にモデル化を行った。上段のみ水平補剛材が配置されている区間については、引張側になる下フランジと垂直補剛材の節点は共有せず、圧縮側の上フランジとは共有させた。一方、上下 2 段に水平補剛材が配置されている区間については、圧縮側および引張側ともにフランジと垂直補剛材の節点を共有させることとした。

3次元 FEM モデルは弾性座屈固有値解析を行った



(a) 一般部の横桁位置



(b) 中間支点上

図-7 3次元FEMモデルの断面図

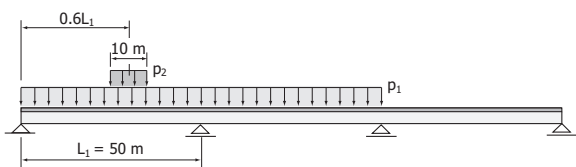


図-8 活荷重の載荷位置

が、荷重条件としては、死荷重+活荷重を作用させた。活荷重は道路橋示方書に規定されているB活荷重を用いたが、影響線載荷ではなく固定荷重として作用させる必要があるため、中間支点上の負曲げモーメントが最大になるように、等断面3径間連続はりの影響線から図-8に示す載荷位置を用いた。

橋軸直角方向の活荷重の載荷位置は、片方の鋼主桁の負曲げモーメントが最大となるように道路橋示方書の規定に従い偏心載荷し、1-0法によって2本の鋼主桁に荷重を振り分け、鋼上フランジの腹板上に線荷重として作用させた。

4.2 弾性固有値解析結果の概要と考察

弾性支持された柱モデルとの比較を示す前に、この節では3次元FEM解析結果の概要を示す。横倒れ座屈と

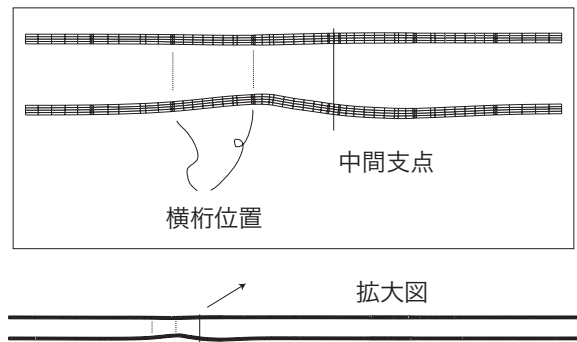


図-9 3次元FEMモデルによる座屈モード(下フランジのみを描画、橋の下から鉛直上方を望む)

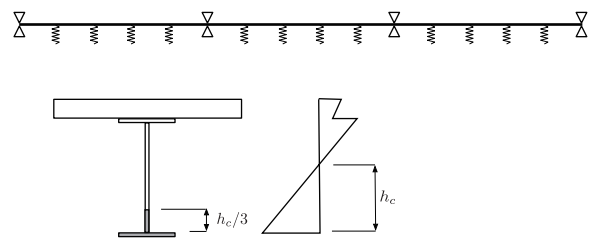


図-10 弾性床上的はりモデル

思われる座屈モードを固有モードから判断した。図-9に着目している中間支点近傍の座屈モードを示す。

この図は横倒れ座屈の状況を見やすくするために、鋼桁下フランジのみを描画し、橋の下から鉛直上方を見た図であり、コンクリート床版および中間支点上の横桁は描画されていないが、実際の解析ではこれらは考慮されている。このときの座屈固有値は6.85であり、死荷重+活荷重の6.85倍で図-9に示す弾性座屈が生じる事を示している。道路橋示方書に基づく許容曲げ圧縮応力を算定すると、座屈を考慮しない場合の許容応力度から約6%低減されており、横ねじれ座屈による許容応力の低減が考慮されているが、解析より得られた弾性座屈荷重は約7倍と非常に大きな値となっている。このことから、現行の道示に基づく横倒れ座屈ではかなり安全側の評価がされているように思われる。

さらに、図-9に示す座屈モード図より、中間支点的次の横桁位置においても下フランジは横方向に大きく変形しており、横桁設置位置を座屈のモードの節と考え、圧縮フランジの固定間距離を中間支点から横桁設置位置までの距離にとることは問題があるものと思われる。

5. 弾性床上のはりモデルの提案

5.1 有効断面積と断面 2 次モーメント

弾性床上のはりモデルは図-10 に示すように、下フランジと腹板の圧縮領域の 1/3 を有効断面としたはりとした。すなわち、はりの有効断面積 A_e および断面 2 次モーメント I_e は次式で表される。

$$A_e = b_f t_f + h_c t_w / 3 \quad (7)$$

$$I_e = t_f b_f^3 / 12 \quad (8)$$

ここで、 b_f 、 t_f は下フランジの幅と板厚、 t_w は腹板厚、 h_c は図-10 に示すように腹板の圧縮領域の大きさを表す。はりの有効断面として腹板の圧縮領域の 1/3 を採る理由は、単純支持された 2 軸対称 I 断面の横ねじれ座屈の基礎式と、このように有効断面をとった柱の座屈式とアナロジーがあり、両者の基礎式が同じ形になるからである⁹⁾。今回の問題では、2 軸対称断面でもなく、また座屈モードも横ねじれ座屈ではなく、横倒れ座屈であることから、必ずしも有効断面として腹板の圧縮領域の 1/3 を採る必然性はないが、他に有効な方法もないので、このように有効断面を定めることとした。

5.2 バネ定数

弾性床上のはりモデルにおいては、横桁設置位置および垂直補剛材設置位置で、下フランジの横方向の拘束効果を表すために、バネを設置している。以下ではバネ定数の算定方法について説明する。

(1) 横桁

横桁設置位置におけるバネ定数を算出するために図-11 に示す骨組みモデルを考えた。通常、逆対象モードで座屈する場合の方が、低い座屈荷重を与えるため、 $P = P_1 = P_2$ としてバネ定数を $K = P/\delta_1$ より算出すると次式となる。

$$K = \frac{6EI_g}{2(a^3 + b^3) + \kappa(a + b)^2 B} \quad (9)$$

ここで、 $\kappa = EI_g/EI_c$ であり、 EI_c は横桁の曲げ剛性を表す。一方、 EI_g は腹板の曲げ剛性を表すが、通常、横桁位置には垂直補剛材が設置されることから、垂直補剛材と腹板からなる T 字形の断面に関する曲げ剛性を表し、腹板の有効幅として腹板厚さの 24 倍をとることとした。

(2) 垂直補剛材

床版で支持された片持ちばりとしてバネ定数を計算する。したがってバネ定数 K は次式となる。

$$K = \frac{3EI_g}{h^3} \quad (10)$$

ここで、 h は鋼主桁の桁高を表す。なお I_g の計算において腹板の有効幅は腹板の板厚 t_w をとして $24t_w$ を用いた。

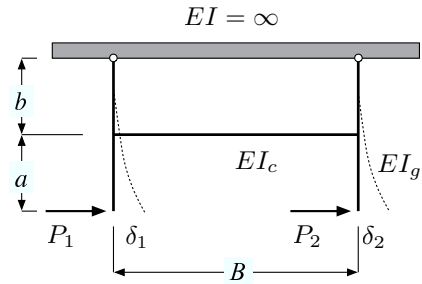


図-11 横桁位置のバネ定数算出のための U-frame モデル

表-3 座屈固有値の比較：軸力の載荷方法の検討結果

| 3D FEM | 弾性床上のはりモデル | | |
|--------|------------|-------|-------|
| | 方法 1 | 方法 2 | 方法 3 |
| 22.56 | 16.05 | 17.46 | 24.75 |

5.3 荷重載荷方法

弾性床上のはりモデルでは、曲げモーメントに応じた軸力を作用させることになるが、最適な荷重載荷方法を検討するために、骨組み解析より得られた曲げモーメントから、断面内の応力を求め、以下の 3 つの方法で弾性床上のはりモデルにおける軸力 N として載荷した。

方法 1 柱の有効面積 A_e に鋼桁下縁での応力 σ_{fu} を乗じて求めた場合

$$N = A_e \sigma_{fu} \quad (11)$$

方法 2 柱の有効断面内の応力を面積積分して軸力を求めた場合

$$N = \int_{A_e} \sigma dA \quad (12)$$

方法 3 下フランジの面積 A_{f_u} に鋼桁下縁での応力 σ_{fu} を乗じて求めた場合

$$N = A_{f_u} \sigma_{fu} \quad (13)$$

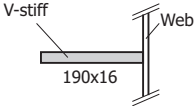
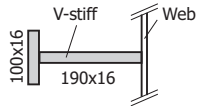
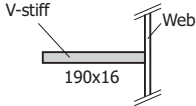
以上 3 つの方法で軸力を作用させた弾性床上のはりモデルで弾性座屈解析を実施し、3D FEM モデルの結果と比較を行った。なお、弾性床上のはりモデルでは、骨組み解析で得られた各節点における曲げモーメントを直線分布で近似するように、分布軸力を作用させている。

座屈固有値の比較を表-3 に示す。この結果から方法 3 が最も 3D FEM の結果に近く、以下では方法 3 を用いることとする。

表-4 パラメトリックスタディにおける断面構成

| | Sec 1 | Sec 2 | Sec 3 | Sec 4 | Sec 5 | Sec 6 |
|--------------------------------------|----------|--------|--------|----------|----------|----------|
| (a) オリジナル | | | | | | |
| 上フランジ | 750×23 | 750×40 | 750×24 | 750×45 | 750×23 | 750×23 |
| 腹板 | 2,950×15 | | | 2,950×16 | 2,950×15 | |
| 下フランジ | 750×26 | 750×58 | 750×36 | 800×58 | 750×37 | 750×32 |
| (b) 中間支点近傍の下フランジを L-flg 800×58 とする場合 | | | | | | |
| 上フランジ | 750×23 | 750×40 | | 750×45 | | 750×23 |
| 腹板 | 2,950×15 | | | 2,950×16 | | 2,950×15 |
| 下フランジ | 750×26 | 750×58 | | 800×58 | | 750×32 |
| (c) 中間支点近傍の下フランジを L-flg 700×66 とする場合 | | | | | | |
| 上フランジ | 750×23 | 750×40 | | 750×45 | | 750×23 |
| 腹板 | 2,950×15 | | | 2,950×16 | | 2,950×15 |
| 下フランジ | 750×26 | 750×58 | | 700×66 | | 750×32 |

表-5 解析ケース

| 垂直補剛材間隔 垂直補剛材 | $\alpha \approx 0.5$ 190×16 | $\alpha \approx 0.5$ 190×16 + 100×16 | $\alpha \approx 1.0$ 190×16 |
|------------------|---|---|---|
| |  |  |  |
| L-flg 800×58 | case1 | case2 | case3 |
| L-flg 700×66 | case4 | case5 | case6 |

6. パラメトリックスタディ

6.1 モデル橋

前節に示した解析モデルを対象に予備的な弾性座屈固有値解析を実施したところ、座屈モードの途中で断面変化位置が存在することが明らかになった。そこで、問題を簡略化する目的で、表-4(a)に示す original モデル支点部断面を延長したモデルとして表-4(b)に示すような断面構成とするモデルと、さらに表-4(b)の下フランジの断面積をほぼ等しくして、横方向の剛性を小さくするためにフランジ幅を 700 mm に絞ったモデルについて検討することとした。

また、original モデルに加えて、L-flg 800×58 および L-flg 700×66 のモデルにおいて、下フランジの横方向の剛性に及ぼす垂直補剛材の間隔と剛性の影響を検討するために、表-5に示すような 6 ケースの解析を行うこととした。表-5において、 α は垂直補剛材で囲まれている腹板のアスペクト比を表している。また、case2 および case5 は、欧米の 2 主桁橋に多く見られるように垂直補剛材にフランジ (PL100×16) がついてるものを想定した。

さらに、original モデルの弾性固有値解析結果を検討し、以下のパラメトリックスタディではモデル橋の腹板厚さを 3 倍として簡易モデルと 3 次元 FEM モデルの比較を行うこととした。これは、通常の設計で得られる腹板厚さの場合、横倒れ座屈が生じる座屈固有値近

表-6 座屈固有値の比較 (腹板は全て 3 倍として計算)

| Model case | 3D | 簡易 | (簡易-3D)/3D |
|-----------------|-------|-------|------------|
| original $3t_w$ | 22.56 | 22.48 | -0.35 % |
| case 1 $3t_w$ | 23.64 | 23.72 | 0.33 % |
| case 2 $3t_w$ | 30.24 | 31.73 | -4.93 % |
| case 3 $3t_w$ | 21.50 | 20.25 | -5.81 % |
| case 4 $3t_w$ | 22.40 | 20.19 | -9.87 % |
| case 5 $3t_w$ | 25.17 | 26.89 | 6.83 % |
| case 6 $3t_w$ | 20.08 | 17.23 | -14.49 % |

傍で多くの腹板座屈のモードが存在し、横倒れ座屈と腹板の座屈が連成する。そのため、腹板の座屈が支配的なのか横倒れ座屈が支配的なのか判別に苦しむケースが多々あり、腹板を厚くすることで腹板の座屈固有値を横倒れのそれより十分大きくし、2つの座屈モードを分離するするためである。こうすることで、座屈固有値は original モデルの場合、6.85 から 22.6 に上昇するが、下フランジの座屈モードはあまり変化が無いことを確認している。

6.2 弾性床はりモデルと 3D FEM モデルの比較

弾性床はりモデルと 3D FEM モデルの座屈固有値の比較を表-6 と図-12 に示す。図-12 より、固有値

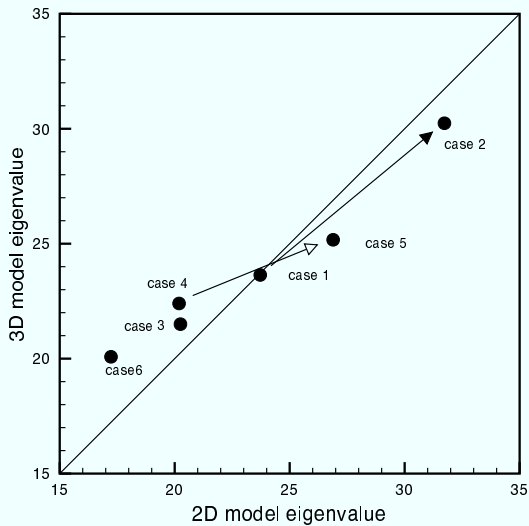


図-12 弾性床上のはりモデル (2D モデル) と 3D FEM モデルの固有値解析結果の比較 (全ケース、腹板は全て 3 倍として計算)

が 25-35 の比較的高い領域では簡易モデル (2D model) は固有値を過大評価して、逆に固有値が 17-25 の小さい領域では過小評価する傾向にあるようである。しかし、最大の差異は 15% 程度であることが分かった。したがって細長比パラメータは座屈固有値の平方根で計算されるため、細長比において、 $\sqrt{15} = 3.9\%$ 程度の推定誤差が含まれることになる。

図中の矢印は垂直補剛材にフランジを設置することによって、座屈固有値がどのように変化するかを示している。黒矢印は垂直補剛材の設置間隔がアスペクト比 0.5 の場合の結果を示し、case 1 から case 2 と垂直補剛材にフランジを追加することで、28% 座屈固有値が上昇することを示す。同様に白抜きの矢印はアスペクト比が 1.0 の場合の結果を示し、12% 上昇する。このことから、垂直補剛材剛度の座屈固有値への影響は大きいことを示している。

図-13 に弾性座屈固有値に対する下フランジ幅の影響を示す。図中、白抜きのシンボルは弾性床上はりモデル、黒塗りのシンボルは 3D FEM モデルの結果を示す。この図において、シンボルとシンボルが結ばれているケース (例えば case 1 と 4) は他のパラメータ (アスペクト比や垂直補剛材剛度) は同一であり、下フランジの断面積はほぼ一定に保ち、下フランジ幅を変化させた結果である。弾性床上はりモデルと 3D FEM モデルはほぼ同様な傾向を示すが、やはり固有値が 20 以下になると両者の差異は大きくなる傾向にある。

図-14 に垂直補剛材の設置間隔を表す腹板のアスペクト比の座屈固有値への影響を示す。図中のシンボルの意味は図-13 と同様である。この図から、垂直補剛

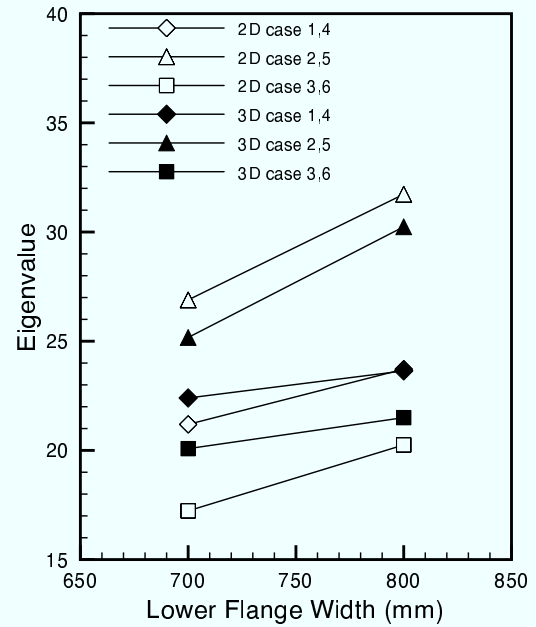


図-13 弾性座屈固有値に及ぼす下フランジ幅の影響

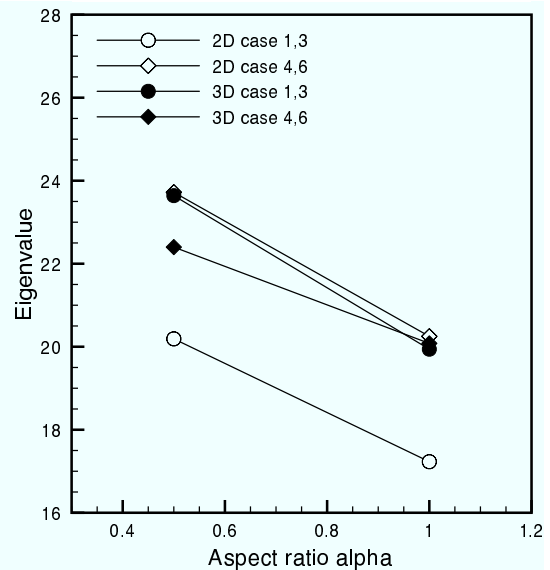
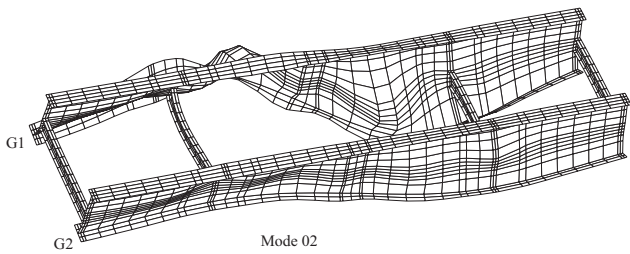


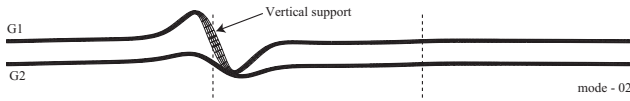
図-14 弾性座屈固有値に及ぼす腹板アスペクト比の影響

材の設置間隔を短くすることは横倒れ座屈に対する座屈強度を上昇させるのに有効であることが分かる。現行の設計法においては横ねじれ座屈強度を上昇させるのに、フランジ幅を大きくすることのみで対処するのが通常であるが、提案する設計法では、垂直補剛材の剛度や設置間隔を調整することで対処できる。

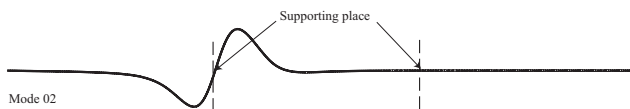
図-15 と 16 に座屈モードの比較を示す。case 1 (図-15) は座屈固有値の対応が最も良いケース、一方 case



(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)



(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)



(c) 弾性床上のはりモデルによる座屈モード

図-15 3D モデルと弾性床上の柱モデルの座屈モードの比較: case 1 $3t_w$ モデル

6(図-16) は最も対応の悪いケースとなっている。両方の図において図 (b) と図 (c) を比較すると提案する弾性床上のはりモデルと 3次元 FEM より得られた座屈モードは良く一致していることが分かる。

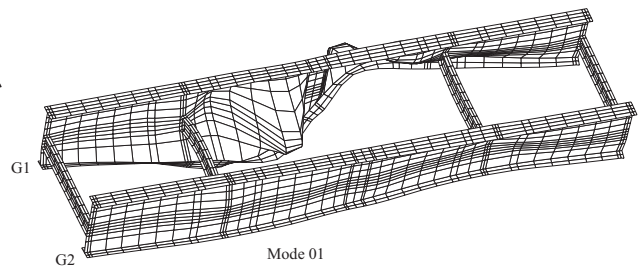
図-15(a) と図-16(a) を比較すると, case1 に比べて case 6 の方が中間支点の両側のパネルにおいて腹板の座屈が明確に現れているように見える。case 1 は下フランジの横倒れ座屈が支配的なモードであり, case 6 は横倒れ座屈と腹板の座屈の連成座屈が支配的と思われる。提案する弾性床上のはりモデルでは, もちろん腹板との連成座屈は評価出来ず, このことが, case 6 において, 大きな推定誤差を生じた原因と思われる。

7. まとめ

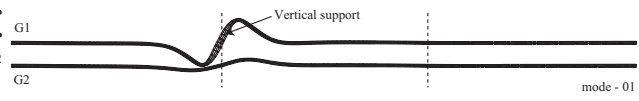
合成桁中間支点近傍の横倒れ座屈に対する設計法を開発するため, 簡易的に弾性座屈固有値を算定するための弾性床上のはりモデルを提案した。この簡易モデルの妥当性を検証するため, 最近の合理化 2 主桁橋梁を精緻にモデル化した 3次元 FEM モデルを用いた弾性座屈固有値解析を実施した。さらに, 垂直補剛材の剛度や設置間隔, 下フランジ幅をパラメータとしたパラメトリック解析を行い, これらのパラメータの座屈強度に及ぼす影響を検討した。

その結果, 以下のような知見が得られた。

1. 弾性座屈固有値解析からの判断であるが, 現在用いられている 2 主桁橋梁の横桁設置位置では鋼桁



(a) 3D モデルによる座屈モード (支点上近傍のクローズアップ図, 鋼桁のみを描画)



(b) 3D モデルによる座屈モード (下フランジのみを上方より見た図)



(c) 弾性床上のはりモデルによる座屈モード

図-16 3D モデルと弾性床上の柱モデルの座屈モードの比較: case 6 $3t_w$ モデル

下フランジの横倒れ座屈の固定点とはならないものと思われる。したがって, 現行の設計法で行われているように横桁間隔を下フランジの固定間隔距離ととるのは問題があるものと考えられる。

2. 垂直補剛材剛度の座屈固有値への影響はかなり大きい。(例えば, case 1 → case 2: 28% 座屈固有値が上昇する) 現行の設計法では横ねじれ座屈による許容応力の低減を緩和する手段として, 下フランジ幅を大きくする事のみが通常行われるが, 提案する設計法では垂直補剛材剛度や設置間隔を変更することで対応することが可能になる。
3. 簡易モデルによる座屈固有値の推定は今回の計算例では安全側ではあるが最大で 14.5% の差異が生じた。したがって, 横倒れ座屈に対応する座屈パラメータの値に換算すると 3.8% の差異が生じることになる。

今後の課題としては, 簡易モデルの結果は座屈固有値が増加するのに伴い過小評価から過大評価に変化する原因の同定や, 安全側の評価ではあるが, 4% の誤差が生じることから, これへの対処法が必要と考える。さらに, 今回行ったパラメトリック解析では, 腹板の座屈と横倒れ座屈を明確に分離するため腹板を通常の 3 倍程度の厚さに設定している。この事の結果に対する影響も検討する必要があるものと考えられる。

謝辞: この研究は土木学会鋼構造委員会 3次元 FEM 解析の鋼橋設計への適用に関する研究小委員会 (委員長: 山口栄輝九州工業大学教授) の活動の一環として行

われました。協力をいただいた小委員会メンバーの方に謝意を表します。また、本研究は(社)日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成事業」により助成を得て行われました。末尾ながら謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説, 鋼橋編, 丸善, 2002.
- 2) Vrcelj Z., and Bradford, M.A.: Elastic distortional buckling of continuously restrained I-section beam-column, *Journal of Constructional Steel Research* **62** pp.223-230, 2006.
- 3) Bradford, M.A.: Restrained distortional buckling in continuous composite beams, *Steel and Composite Structures*, Ed. by Wang and Choi, Taylor & Francis Group, London, pp.37-47, 2007.
- 4) Larue, B., Khelil, A. and Gueury, M. : Evaluation of the lateral-torsional buckling of an I beam section continuously restrained along a flange by studying the buckling of an isolated equivalent profile, *Thin-Walled Structures* **45**, pp.77-95, 2007.
- 5) Larue, B., Khelil, A. and Gueury, M. : Elastic Flexural-Torsional Buckling of Steel Beams with Rigid and Continuous Lateral Restraints, *J. of Constructional Steel Research*, **63**, pp.692-708, 2007.
- 6) E.C. for Standardization(CEN), *Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2003.
- 7) E.C. for Standardization(CEN), *Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, Part 2: General rules and rules for bridges*, 2004.
- 8) 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2主桁橋の設計例と解説, 日本橋梁建設協会, 2001.
- 9) Bleich, F. and Ramsey, L.B.: *Buckling strength of metal structures*, McGraw-Hill, New York, 1952.

(2007年9月18日受付)