

I-A241 連成座屈を考慮したI断面桁の強度評価式の提案

大阪大学工学部 学生員 小池 洋平 大日本コンサルタント 正 員 堀田 毅
大阪大学工学部 フェロー 西村 宣男

1. まえがき わが国の橋梁は、道路橋示方書¹⁾に基づいて設計されているが、フランジの局部座屈、ウェブの局部座屈、桁の横ねじれ座屈による極限強度（許容応力度）をそれぞれ算出し、その最小値を採用するかたちで桁の強度を求めている。しかし、実際の構造物では、フランジとウェブの局部座屈の連成、フランジの局部座屈と桁の横ねじれ座屈の連成により、極限強度が小さくなる。あるいは、合成桁では床版によって上フランジが拘束されるため、ウェブ単独で算出した局部座屈強度よりも極限強度が大きくなる場合がある。桁断面を合理的に設計するためには、これまでのような安全側の仮定に基づいた設計ではなく、実際の挙動を再現し評価することによって設計することが重要である。

本研究では、大きな幅厚比のウェブを有する1軸および2軸対称断面のモデルを対象として、弾塑性有限変位解析により、座屈強度特性を明らかにする。さらに実際の設計に適用可能なように、容易に算定できる強度算定式を考案し、解析結果と比較することにより、その精度と有効性を確認する。

2. 解析モデル 解析には、骨組要素および薄板要素ブロックの結合からなる立体構造の弾塑性有限変位解析プログラム（OLFRAM）を用いた。解析モデルは、図-1に示すように両端単純支持桁を支間中央までの1/2モデルとし、載荷条件は両端等曲げとした。桁の断面はウェブ高を一定として、上下フランジ面積比、フランジ幅厚比、ウェブ幅厚比、細長比パラメータを変化させた。初期不整については、図-2に示すように、全体座屈と局部座屈の2つの座屈現象を取り扱えるように、全体座屈モードおよび局部座屈モードに対応した初期たわみをそれぞれ骨組要素および薄板要素ブロックに与えた。また残留応力はフランジ・ウェブに矩形分布として考慮した。これらは、平均値相当、下限値相当の初期不整を与えるように各数値を決定した。

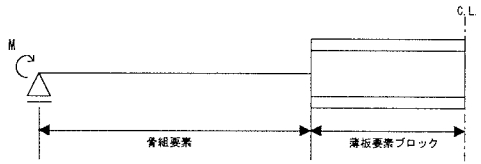


図-1 解析モデル図

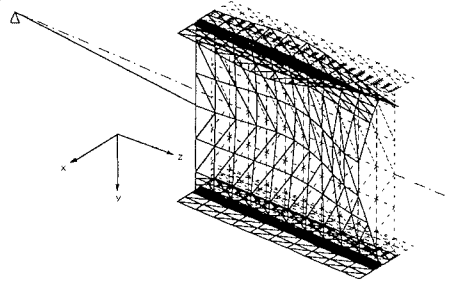


図-2 初期たわみ図

3. プレートガーダーの分担モーメント プレートガーダーの曲げ強度特性を論じるにあたり、断面全体が抵抗するモーメントをフランジ分担モーメントとウェブ分担モーメントに分離して、強制変位量（回転変位）とモーメントの関係を図-3に示す。横軸に橋軸まわりの支点の回転角 θ を降伏回転角 θ_y で無次元化した値、縦軸に外力モーメントを降伏モーメントで無次元化した値をとり、1軸対称断面のフランジ幅厚比 16、ウェブ幅厚比 120 のモデルの下限値相当解析結果である。 $\bar{\lambda}_b=1.0$ に比べ、連成座屈が生じやすい $\bar{\lambda}_b=0.6$ について、フランジ分担モーメントのピークに対応する強制回転角とウェブ分担モーメントに対応する強制回転角が異なることが顕著に現れている。このことは簡易式で極限強度を評価するとき、フランジ分担モーメントとウェブ分担モーメントのピーク

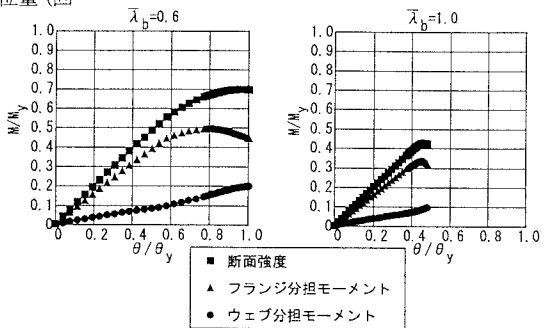


図-3 モーメントと強制回転角の関係

I 断面桁、連成座屈、局部座屈、強度評価式

〒565 吹田市山田丘 2-1, phone 06-879-7598, fax 06-879-7601

値の合計では、極限強度を過大に評価する可能性があり、合理的とは言えない。そこでフランジ・ウェブの連成座屈を考慮した強度評価式が必要となる。

4. 強度評価式 4.1 強度評価式の提案 断面の各要素の局部座屈強度を考慮して、終局時の曲げ応力分布を仮定し、断面の曲げ耐力を算出する。断面強度とフランジ・ウェブの分担モーメントのピークに対応する強制回転角が異なることより、ウェブ分担モーメントを低減係数 η で補正し、断面の強度評価式²⁾を決定した。 η は平均値相当ではフランジ幅厚比パラメータとウェブ幅厚比パラメータの比とし、下限値相当ではさらに係数をかけて調整した。

$$M_u = \sigma_{uf} A_f (e_y - \frac{t_{fu}}{2}) + \sigma_{gf} A_g (h + \frac{t_g}{2} - e_y + t_{fu}) + \frac{1}{3} \eta \left\{ (e_y - t_{fu})^2 \sigma_{uw} + (h - e_y + t_{fu})^3 \frac{\sigma_g t_w}{h + \frac{t_g}{2} + t_{fu} - e_y} \right\}$$

平均値相当： $\eta = \bar{\lambda}_{gf} / \bar{\lambda}_{pw}$ 下限値相当： $\eta = 1.62(\bar{\lambda}_{gf} / \bar{\lambda}_{pw}) \leq 1.0$

ここで、 σ_{uf} は圧縮フランジの限界応力、 σ_{uw} はウェブの限界応力、 σ_g は終局時の引張フランジの応力、 e_y は終局時の中立軸からの距離を表す。

圧縮フランジの局部座屈（ウェブの影響を含む）と横座屈の連成座屈強度の評価方法はQ-factor法に従う。すなわち桁の曲げ強度 M_{ult} は次式で表される。

$$M_{ult} = \kappa M_n$$

ここで、 M_n は断面の強度で降伏断面強度では M_y 、座屈強度断面では M_u をとる。 κ は横座屈に関する強度低減係数で細長比パラメータ $\bar{\lambda}_b$ の関数で表される。

4.2 強度評価式の精度とその有効性 前項で提案した強度評価式と解析値との比較を図-4に示す。縦軸、横軸にはそれぞれ評価式、解析値の曲げ強度を降伏モーメントで無次元化した値をとる。2軸対称断面では、14%までのばらつきは見られるが、全体的には比較的良好な相関を示していると言える。 $\bar{\lambda}_b = 0.6$ のモデルでは評価式が解析値より大きく、 $\bar{\lambda}_b = 1.0$ のモデルでは評価式が解析値より小さくなる傾向があり、ばらつきについては $\bar{\lambda}_b = 0.6$ のモデルのほうが $\bar{\lambda}_b = 1.0$ のモデルより大きくなっている。これは $\bar{\lambda}_b = 0.6$ のモデルについて評価式以上に連成座屈の影響を大きく受け、強度が低下するためであると考えられる。1

軸対称断面になってもばらつきの度合いはほとんど変わらず、平均値相当、下限値相当での相関関係の違いは見られない。

図-5は $b/t=10$ のモデルについて、強度評価式で算定した曲げ強度に対して、局部座屈と横ねじれ座屈の相関関係を示している。 α が大きくなると、フランジおよびウェブの局部座屈による低減による違いが徐々に小さくなり、横ねじれ座屈の強度曲線に漸近していくことがわかる。つまり、 α が小さい領域についてはフランジおよびウェブの局部座屈強度で、 α が大きい領域については桁の横ねじれ座屈強度で全体の強度が決定されることを評価できていると言える。

5. まとめ 断面強度とフランジ・ウェブの分担モーメントのピークに対する強制回転角が異なることを確認した上で、それらを考慮した強度評価式を提案し、解析結果と比較をすることによって強度評価式の特徴をつかむことができた。

【参考文献】1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、I 共通編II 鋼橋編、平成8年12月。

2) 堀田毅，日笠隆司，西村宜男：土木学会関西支部年次学術講演会概要集，I-126，1998

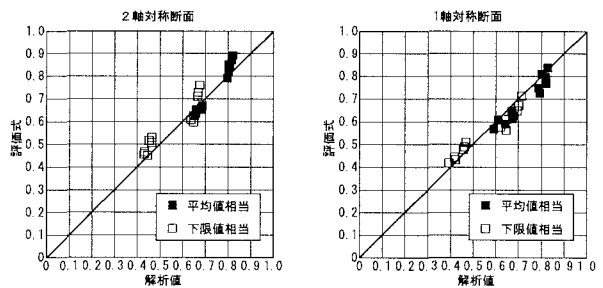


図-4 強度評価式と解析値との比較

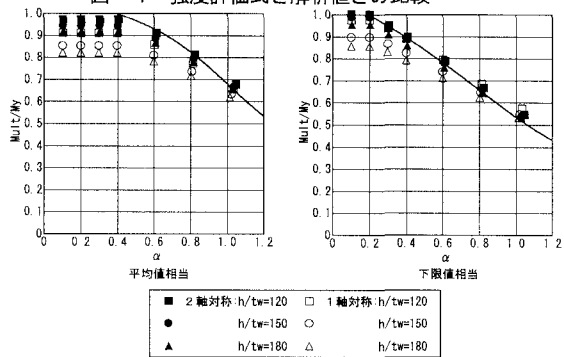


図-5 局部座屈と横ねじれ座屈の相関関係