

1. はじめに

近年，鋼橋の設計・製作・施工において，初期費用と維持管理費用を含めたトータルコストや構造の合理化・省力化による LCC の縮減が求められている．その成果のひとつに開断面逆台形鋼箱桁がある．道路橋示方書¹⁾における鋼桁の設計基準は，主にプレートガーダーの研究成果に基づいている．腹板が傾斜している開断面逆台形鋼箱桁の設計に鋼 I 桁の基準はそのまま適用できない．

ここでは，負曲げとせん断が作用する連続桁橋の中間支点近傍に注目し，開断面逆台形鋼箱桁の終局強度特性を弾塑性有限変位解析によって明らかにする．開断面箱桁の部材パラメータを種々変化させ，それらが終局強度に及ぼす影響について考察する．

2. 数値解析に用いる桁モデルと構造解析法

開断面逆台形鋼箱桁の中間支点近傍の終局強度特性を明らかにするため，汎用有限要素解析プログラム‘MARC2012’を使用する．数値解析モデルは，福岡高速 5 号線の断面諸元を参考に作成した．連続桁で負曲げがゼロとなる位置から中間支点部までを片持ちばりに置き換え，Fig.1 のようにモデル化した．また，左右対称な桁断面の片側半分を解析対象とし，数値解析時間を短縮した．桁に曲げとせん断の組合せ荷重が作用するように，片持ちばりの自由端に桁たわみを漸増的に与えた．使用鋼材を SM490Y 材とし，完全弾塑性体の応力-ひずみ関係を仮定した．降伏応力は道示の基準強度とした．ヤング係数は 205GPa，ポアソン比は 0.3 である．その降伏条件に von Mises の等価応力を適用した．部材要素のパラメータは Table 1 のようである．全体波形と部分波形を合成した初期たわみを仮定し，たわみの最大を道示 II で規定される許容量に置いた．残留応力を文献 2) を参考にモデル化し，自己平衡が成り立つように，引張応力と圧縮応力をそれぞれ σ_y と $-0.25\sigma_y$ とした．

解析する桁を 4 辺形薄肉シェル要素で離散化した．たとえば，基準の開断面長方形鋼箱桁の総要素数は 41,939 要素である．有限要素の定式化に Up-dated Lagrangian 法，非線形代数方程式の解法に Newton-Raphson 法を用いた．

3. 数値解析結果とその考察

(1) 初期不整が開断面逆台形鋼箱桁の終局強度に及ぼす影響

初期不整が桁の終局強度に及ぼす影響を明らかにするため，桁長 $L=18,000\text{mm}$ ，下フランジの主板幅厚比パラメータ $R_f=0.7$ ，腹板の幅厚比パラメータ $R_w=1.1$ ，縦横補剛材の曲げ剛比 $\gamma/\gamma^*=1.0$ の場合を数値解析した．作用荷重を降伏荷重で無次元化した P/P_y と桁の垂直たわみを降伏たわみで無次元化した δ/δ_y との関係を描けば，Fig.2 を得る．ここに， σ_r ：残留応力， w_0 ：初期たわみである．図から明らかなように，初期たわみを有する桁は曲げの影響を強く受け，桁が長いほどその影響が大きい．一方，残留応力は，考慮されたすべての桁に影響している．これは，初期の載荷段階から降伏応力に達する部分があるためである．

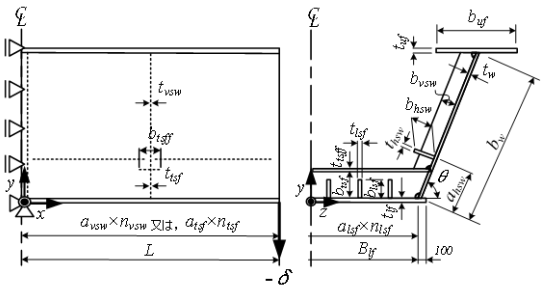


Fig.1 数値解析モデル

Table 1 数値解析パラメータ

腹板の傾斜角	θ	60°, 70°, 80°, 90°
圧縮フランジ主板の幅厚比パラメータ	R_{lf}	0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0
縦補剛材曲げ剛比	$\gamma_{lsf}/\gamma_{lsf-req}$	1.0, 1.2, 1.5, 3.0
腹板傾斜に伴う縦補剛材本数	n_{lsf}	6, 8, 10, 12
横補剛材曲げ剛比	$\gamma_{hsf}/\gamma_{hsf-req}$	1.0
腹板主板の幅厚比パラメータ	R_w	0.4, 0.7, 1.1
水平補剛材曲げ剛比	$\gamma_{hsw}/\gamma_{hsw-req}$	1.0, 1.2, 1.5, 3.0
水平補剛材本数	n_{hsw}	0, 1
垂直補剛材曲げ剛比	$\gamma_{vsw}/\gamma_{vsw-req}$	1.0
垂直補剛材本数	n_{vsw}	3,000mm間隔で1本
解析支間長 (mm)	L	6000, 12000, 18000

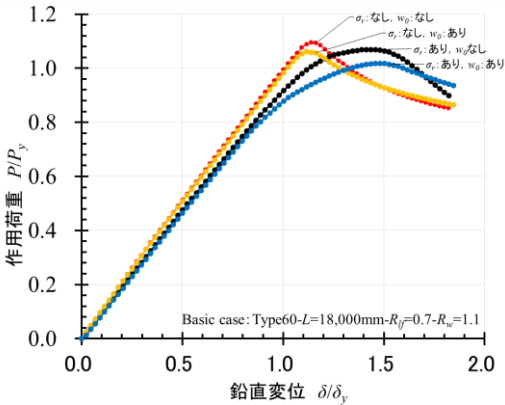


Fig.2 初期不整が及ぼす影響 (P- δ 関係)

(2)主板の幅厚比パラメータや腹板の傾斜角が桁の終局強度に及ぼす影響

フランジと腹板の R_f と R_w および腹板の傾斜角 θ が桁の終局強度に及ぼす影響を検討した。ただし、 $R_f=0.4\sim 1.0$ 、 $R_w=0.4, 0.7, 1.1$ 、縦横補剛材の曲げ剛比 $\gamma/\gamma^*=1.0$ 、 $\theta=60^\circ\sim 90^\circ$ の場合である。フランジと腹板の主板幅厚比パラメータ R_f 、 R_w と曲げ耐力の関係を描けば、Fig.3 と Fig.4 を得る。図から分かるように、幅厚比パラメータや腹板の傾斜角の増加とともに桁の曲げ耐力が低下する。

Fig.4 から分かるように、 R_w の増加とともに単調な耐荷力の減少になっていない。 $R_w=0.4$ のとき、 $\theta=60^\circ$ が $\theta=90^\circ$ の耐荷力を上回ったのは、腹板が十分な座屈耐力を持ち、下フランジを橋軸直角方向に圧縮する作用が強く、それにより、フランジパネルが 2 軸圧縮状態で降伏するため、強くなると考えられる。一方、 $R_w=1.1$ の場合、 $\theta=60^\circ$ の耐荷力が低下する。これは、 R_w が大きくなれば、腹板の傾斜によるフランジと腹板の連成挙動が強まり、十分な耐荷性能を発揮しなくなったためである。それゆえ、桁断面をそれぞれの板要素ごとに設計する方法では、開断面逆台形鋼箱桁の特徴であるフランジと腹板の連成挙動やフランジにおける 2 軸圧縮状態が考慮できず、十分な設計に到っていない。

(3) 縦補剛材と水平補剛材の必要剛比

開断面逆台形鋼箱桁における縦補剛材と水平補剛材の必要剛比を検討した。補剛材の剛比と曲げ耐荷力の関係を描けば、Fig.5 を得る。図から明らかなように、道示の必要剛比の 1.2 倍程度の補剛材剛度を用いれば、座屈変形を抑えることができる。この値は補剛材に分布する引張降伏残留応力 σ_{rt} の分布幅 20%に相当している。残留応力による剛度の欠損を補えば、補剛材が節として有効に働く。また、変形量はフランジと腹板の連成座屈と密接な関わりがあり、 $\theta=60^\circ$ から 90° へと長方形に近づくに従い、連成挙動の影響が緩和される。以上のことから、構造諸元によっては、道示の必要剛比より少し大きめの剛度を与える必要がある。

(4) 曲げとせん断の強度相関

桁長が変化すれば、曲げとせん断が作用する割合が変化する。曲げとせん断が作用する組合せ荷重が桁の終局強度に及ぼす影響を検討した。ただし、 $R_f=0.7$ 、 $R_w=1.1$ 、縦横補剛材の曲げ剛比 $\gamma/\gamma^*=1.0$ で、 $L=6,000\text{mm}$ 、 $12,000\text{mm}$ 、 $18,000\text{mm}$ を対象とした。桁の終局時における曲げとせん断の強度相関を描けば、Fig.6 を得る。桁長が長くなるに従って、曲げの作用が卓越するようになる。一方、短いとせん断の作用が卓越する。Fig.7 は、腹板における終局時の板の変形を表している。図から明らかなように、せん断が卓越する短いモデルの場合、せん断による張力場が顕著に発達し、終局時の変形がせん断の作用で決まっている。一方、桁が長い場合には、曲げの作用が腹板の変形に強く現れる。腹板の傾斜角が $\theta=90^\circ$ から $\theta=60^\circ$ に変化しても腹板の変形挙動は、一般的な鋼桁とほぼ同じである。

4. おわりに

負曲げとせん断を受ける開断面逆台形鋼箱桁の終局強度特性を明らかにした。道示の設計法では、フランジに生じる 2 方向の圧縮状態や連成挙動は考慮できない。補剛材の必要剛比は、引張降伏残留応力 σ_{rt} による剛度欠損を考え、道示の基準より大きめがよい。また、腹板に傾斜が生じて腹板に生じる変形挙動は一般的な鋼桁とほぼ同じである。

参考文献 1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 [I 共通編 II 鋼橋編]，丸善，2012-3.

2)土木学会 鋼構造委員会編：鋼構造シリーズ 12 座屈設計ガイドライン 改訂第 2 版，丸善，2005-10.

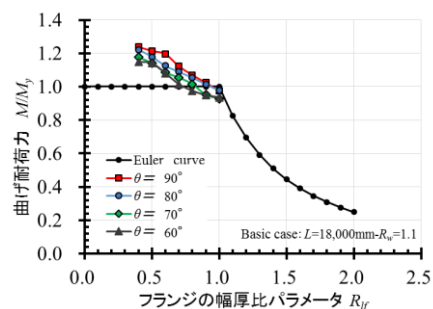


Fig.3 開断面箱桁の耐荷力曲線 (R_f 変化)

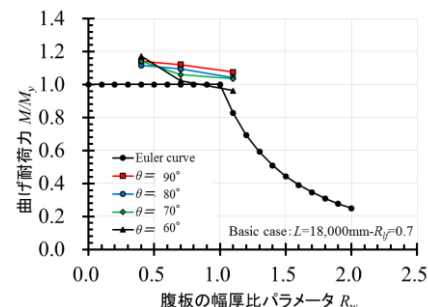


Fig.4 開断面箱桁の耐荷力曲線 (R_w 変化)

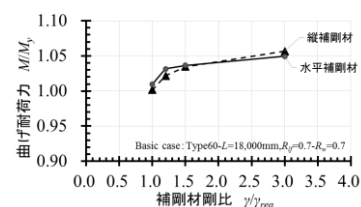


Fig.5 補剛材必要剛比の検討

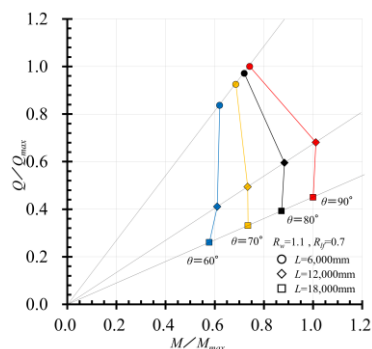


Fig.6 曲げとせん断の強度相関図

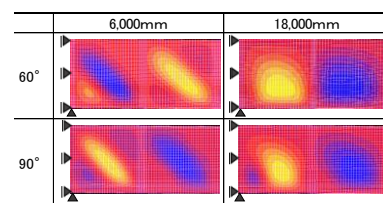


Fig.7 変位コンター図