

合成床版底鋼板の架設時補剛効果について

Research on the stiffening effect of the bottom plate of the composite slab under construction

玉田和也*, 日下 敦**, 西村宣男***

Kazuya TAMADA, Atsushi KUSAKA, Nobuo NISHIMURA

*博士(工学) 駒井鉄工(株) 橋梁部 (〒293-0011 千葉県富津市新富 33-10)

**工修 独立行政法人 土木研究所 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

***工博 大阪大学名誉教授 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

The feature of curved girders is that bending and torsion act simultaneously under the influence of curvature. Therefore, in adopting U shaped girders as curved girders, there is the following problem. U shaped girder needs to resist torsion until the concrete slab hardens. And the scope of U shaped girders about curved girders is prescribed by the stiffening effect of the bottom plate of the composite slab.

The following two cases are proposed as restrictive conditions for the scope. The first case is the ratio of the stress by warping and bending. The 2nd case is the ratio of the torsion deformation by dead load, and the permissible error of road surface level.

This research clarifies the problem about the scope of U shaped girders about curved girders in consideration of the curvature and the stiffening effect of a bottom steel plate.

Key Words: composite slab, bottom plate, erection, U shaped girder, curved girder

キーワード: 合成床版, 底鋼板, 架設時, 開断面箱桁, 曲線桁

1. はじめに

道路建設において、建設用地の確保や道路線形の制約により橋梁区間に平面曲線が入ることは避けられない。そのため、曲線橋はその曲率半径の大小にかかわらず一般的に建設される橋梁形式の一つとなっている。

曲線橋の特徴は、曲率の影響によって曲げモーメントの他にねじりモーメントが構造的に作用することである。そのため、鋼逆π形箱桁橋を曲線桁に適用する場合、コンクリートが硬化するまでの期間を逆π形の鋼桁のみで、作用するねじれモーメントに抵抗しなければならない。そして、合成床版の底鋼板による補剛効果によって、その適用範囲は影響を受けると考えられる。

曲線桁に鋼逆π形箱桁橋を採用する場合の適用範囲に関する制約条件として、二つの条件が考えられる。第一は、ねじりによる2次応力として発生するそりねじりによる直応力と、曲げモーメントによって発生する曲げ応力との比率。そして第二は、前死荷重によるねじり変形量と路面の精度管理値(許容誤差)との関係である。

本研究では、7自由度系立体系骨組要素を用いた骨組解析

プログラムを用いて、曲率と底鋼板の補剛効果を加味した鋼逆π形箱桁橋の曲線区間への適用範囲を明らかにする手法について提案する。以下に示す図-4~11の解析結果は、図-1~3の前提条件によるものであり、一般化された結果ではないことに注意する必要がある。

2. 解析モデル

(1) 構造モデル

実績調査¹⁾を参考にして支間長を60mとし、端径間および無限連続径間に近い性状を得るために5径間連続桁とした検討用の解析モデルを設定した。図-1に示すモデル図に示す通り、桁は曲率半径Rを有する円弧状に節点を設けるものとする。モデルはRを∞~100mまで変化させ、支間長および橋長は固定した。

(2) 境界条件

中間支点であるBからEの支点は、水平力分散ゴム支承を念頭に1ボックス1支承とし鉛直方向のみ拘束した。端支点は2支承とし、A、Fの支点にはA⁺、A⁻、F⁺、F⁻のアウトリガ用節点を設け端支点のねじり変形を拘束し

た、各支点の拘束条件を表-1に示す。

(3) 荷重条件

逆π形鋼桁、底鋼板、床版コンクリートによる死荷重が偏心なく作用していると考え、104.8kN/mの等分布鉛直荷重を全長にわたり載荷した。なお、荷重の大きさについては、福岡北九州高速道路公社の標準的な設計を参考にし決定した(図-2参照)。

(4) 断面形状

ねじれ変形に関しては、底鋼板の剛性は換算板厚 t^* の鋼板に換算し、図-3に示す断面モデルの断面諸量を用いた。曲げ変形に関しては、底鋼板による補剛効果は無視できると考え、 t^* が0のときの曲げ剛性を用いた。 t^* を0~1mmに変化させた場合の断面諸量を表-2に示す。ここで、換算板厚0mmは底鋼板の補剛効果は無視した場合を示し、換算板厚1mmは福岡北九州公社による開断面箱桁の試設計で提唱されている換算板厚である。なお、表中のパラメータ αl および γ は次式で与えられる無次元量である。

$$\alpha l = \sqrt{\frac{GJ}{EC_w}} \cdot l \quad (1)$$

$$\gamma = \frac{GJ + EC_w (\pi/l)^2}{EI_y} \quad (2)$$

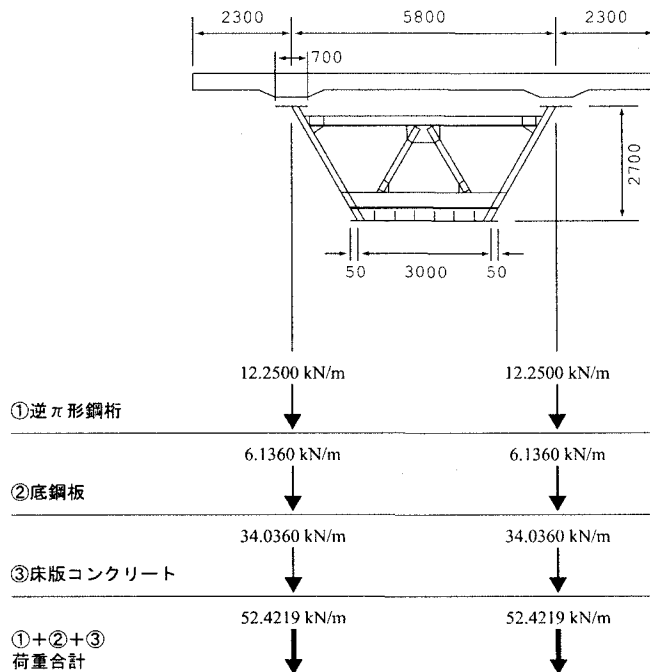


図-2 荷重載荷図

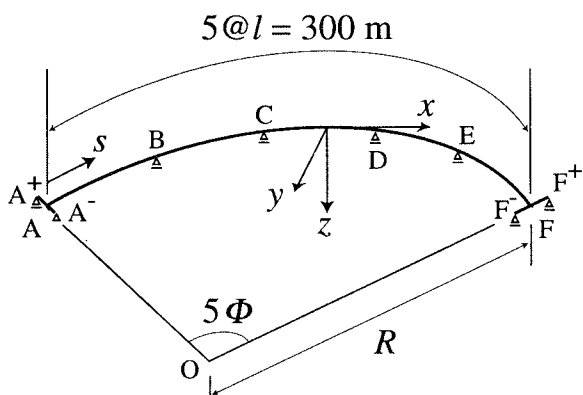


図-1 5径間連続曲線桁解析モデル

表-1 拘束条件

支点	A ⁺	A ⁻	B	C	D	E	F ⁺	F ⁻
拘束方向	u w	u v w	w	w	w	w	w	w

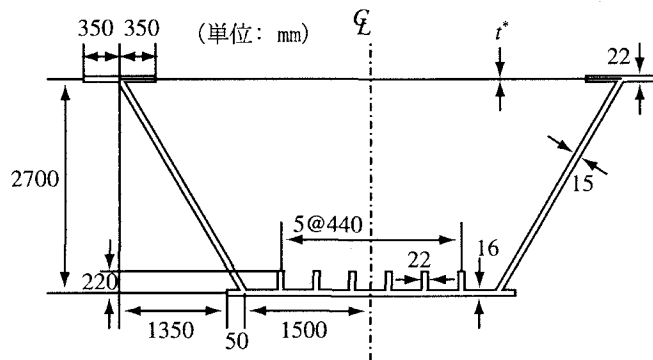


図-3 逆π形断面寸法図

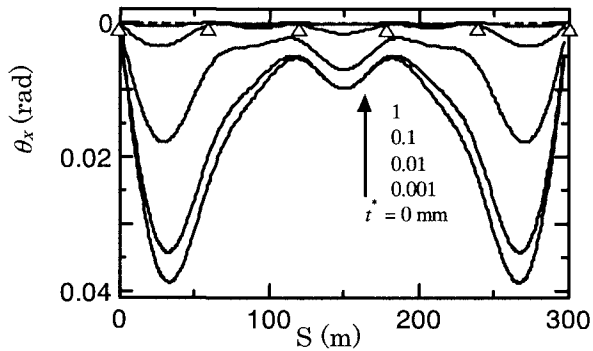
表-2 解析に用いた断面定数

	t^*/mm	I_y/m^4	I_z/m^4	C_w/m^6	J/m^4	αl	γ
主桁	0.000	0.2007	0.7729	0.1652	2.073E-05	0.3977	0.04313
	0.001	0.2007	0.7729	0.1651	1.181E-04	0.9491	0.04331
	0.010	0.2007	0.7729	0.1648	9.931E-04	2.7554	0.04491
	0.020	0.2007	0.7729	0.1644	1.963E-03	3.8787	0.04667
	0.050	0.2007	0.7729	0.1634	4.863E-03	6.1241	0.05195
	0.100	0.2007	0.7729	0.1616	9.656E-03	8.6770	0.06068
	0.200	0.2007	0.7729	0.1581	1.910E-02	12.3364	0.07789
	0.500	0.2007	0.7729	0.1483	4.632E-02	19.8383	0.12756
	1.000	0.2007	0.7729	0.1337	8.833E-02	28.8459	0.20435
アウトリガ		200.7	772.9	1.652E-04	2.073E-08		

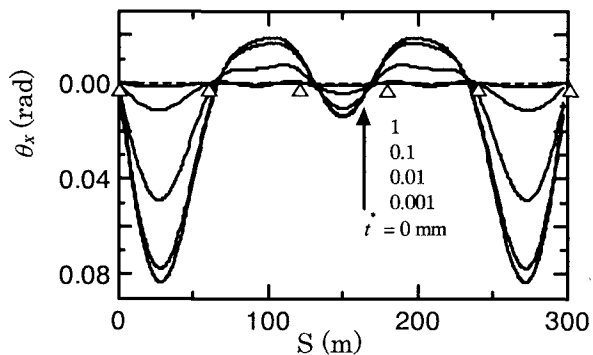
(5) アウトリガ部材の剛性

要素 AA⁺, AA⁻, FF⁺, FF⁻は、A および F のねじれ変形を拘束するものであるから、曲げ剛性を主桁の 1000 倍

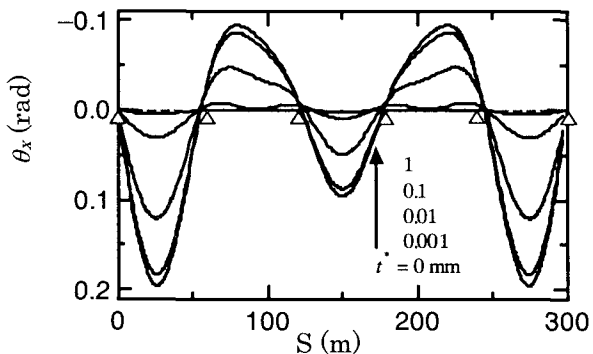
とした。アウトリガ部材のねじり剛性に関しては、そのねじり変形を拘束しないよう、 $t^*=0$ 時の主桁剛性の 1/1000 とした。



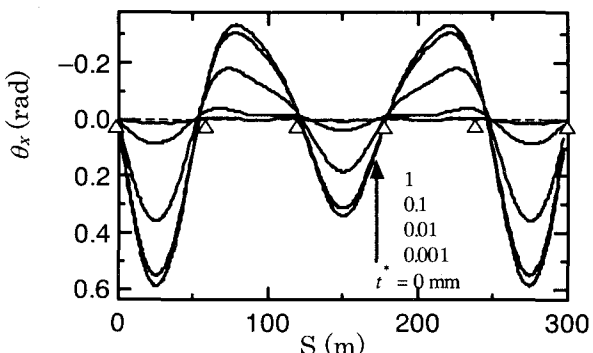
(a) R=3000m



(b) R=900m

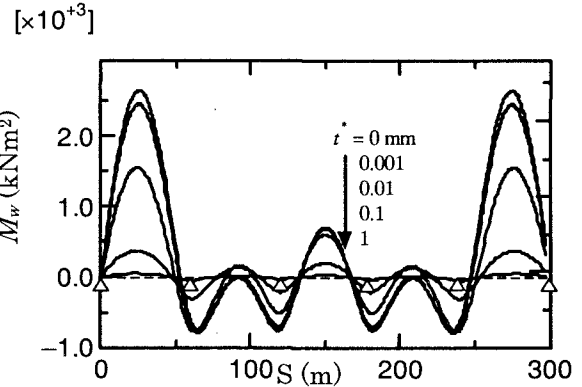


(c) R=300m

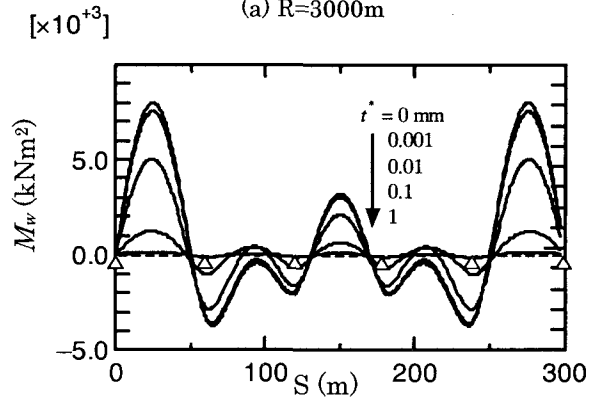


(d) R=100m

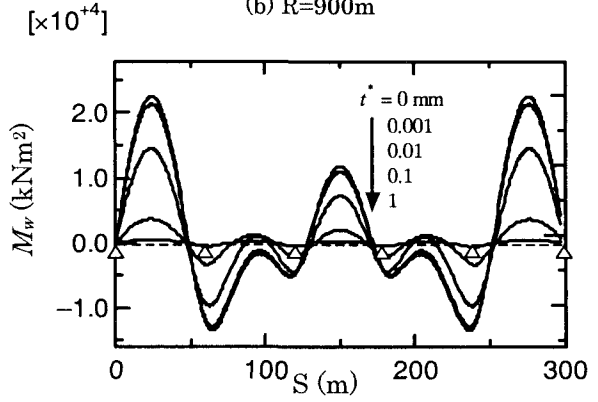
図-4 ねじり角分布図



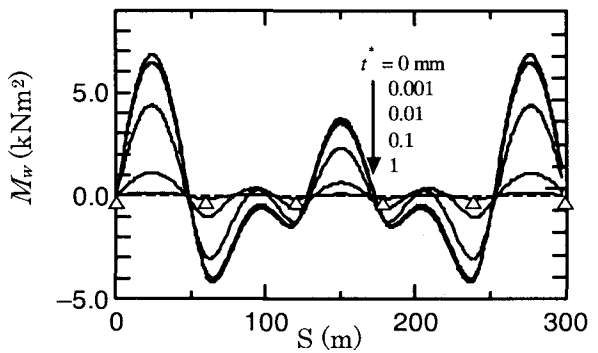
(a) R=3000m



(b) R=900m



(c) R=300m



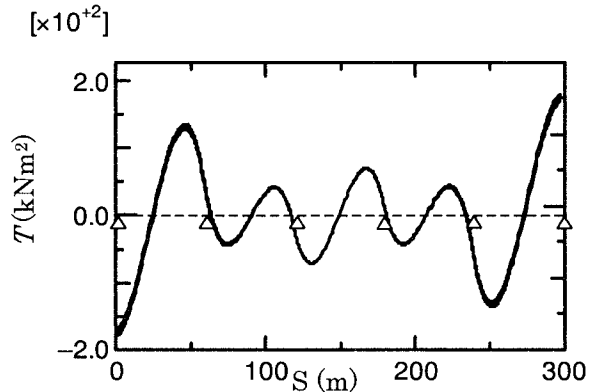
(d) R=100m

図-5 そりモーメント図

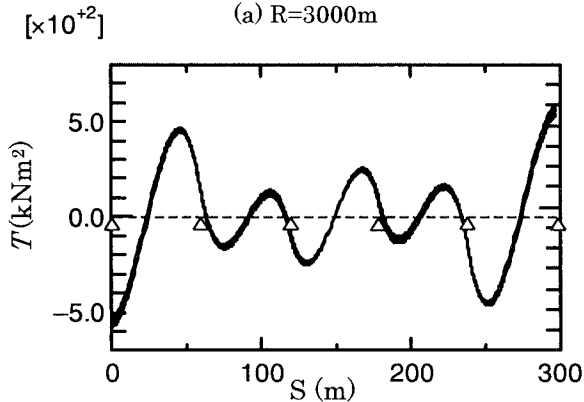
3. 解析結果

(1) 変位および断面力

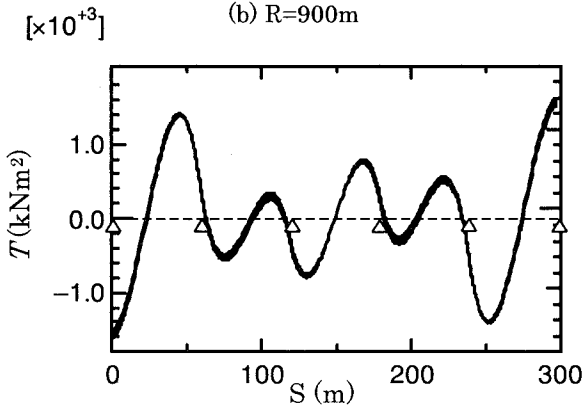
ねじり角分布を図-4に、そりモーメント分布を図-5に示す。いずれも、Rを小さくすることで、曲線の影響が強



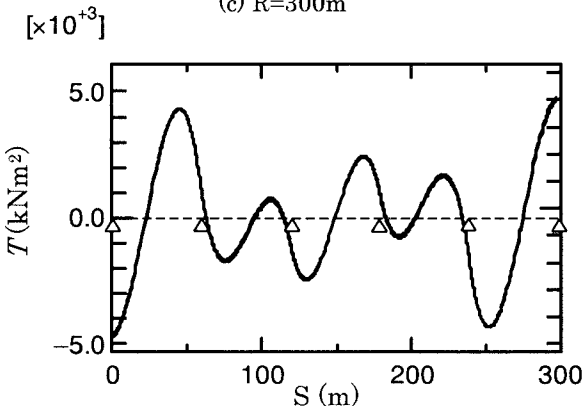
(a) R=3000m



(b) R=900m



(c) R=300m



(d) R=100m

図-6 ねじりモーメント図

く現れているが、 t^* の増大に伴って、ねじりの影響は小さくなり、直線桁に近い分布を示す。

図-6にねじりモーメント分布を示す。Rが小さくなるにつれてねじりモーメントは増大しているが、 t^* の影響はほとんど無い。また、曲げモーメントは、R、 t^* の影響はほとんど無く、ほぼ同様の分布となった。桁を曲線にすることにより、曲げモーメントの一部はねじりモーメントに変換されるが、R=100m ($\phi=0.6\text{rad}$)の場合でも、ねじりモーメントの大きさは曲げモーメントよりも1桁以上小さいため、曲線とすることによる曲げモーメントの変化はほとんど無い。

(2) 曲げとそりねじりによる直応力

曲げモーメント M_y による直応力 σ_b およびそりモーメント M_ω による垂直応力 σ_ω は、次式で与えられる。

$$\sigma_b = \frac{M_y z}{I_y} \quad (3)$$

$$\sigma_\omega = \frac{M_\omega \omega}{C_\omega} \quad (4)$$

ここに、 ω はそり関数である。図-7に逆π形鋼桁のそり関数の形状を示す。正のそりモーメントによる圧縮応力が最大となるのは断面上の点cである。そのため点cにおける σ_b および σ_ω に着目する。

中間支間中央の応力比 σ_ω / σ_b を表-3に示す。曲率半径Rを小さくすると、 t^* が小さい(底鋼板による補剛効果が小さい)場合は応力比が劇的に上昇するが、 t^* を大きくすることにより応力比の上昇を抑制できている。曲線桁にお

表-3 中央径間の応力比

R(m)	∞	3000	1200	900	600	300	200	100
ϕ	0.000	0.020	0.050	0.067	0.100	0.200	0.300	0.600
t^* (mm)	σ_ω / σ_b (%)							
0.000	0.00	7.60	23.37	33.97	55.90	120.74	184.42	376.14
0.001	0.00	7.81	22.51	32.25	52.56	113.21	172.92	352.62
0.010	0.00	6.67	16.98	23.11	35.97	75.80	115.61	235.27
0.020	0.00	5.40	13.57	18.23	27.86	57.79	87.95	178.60
0.050	0.00	3.48	8.71	11.63	17.52	35.56	53.84	108.87
0.100	0.00	2.21	5.53	7.37	11.07	22.25	33.54	67.58
0.200	0.00	1.29	3.22	4.29	6.43	12.89	19.37	38.89
0.500	0.00	0.59	1.47	1.96	2.94	5.88	8.82	17.66
1.000	0.00	0.33	0.82	1.09	1.64	3.28	4.91	9.83

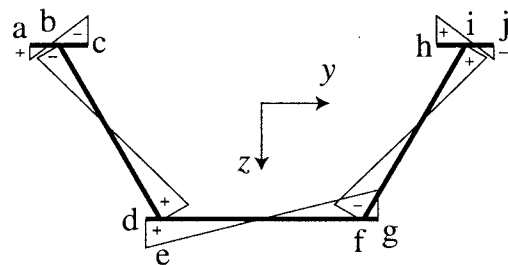
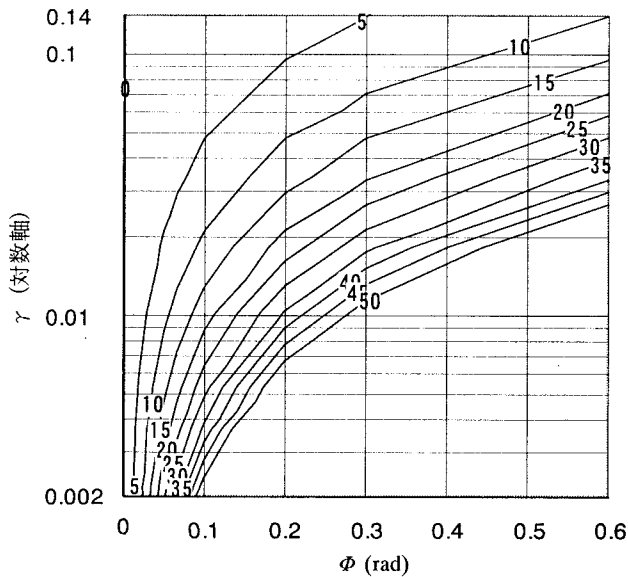
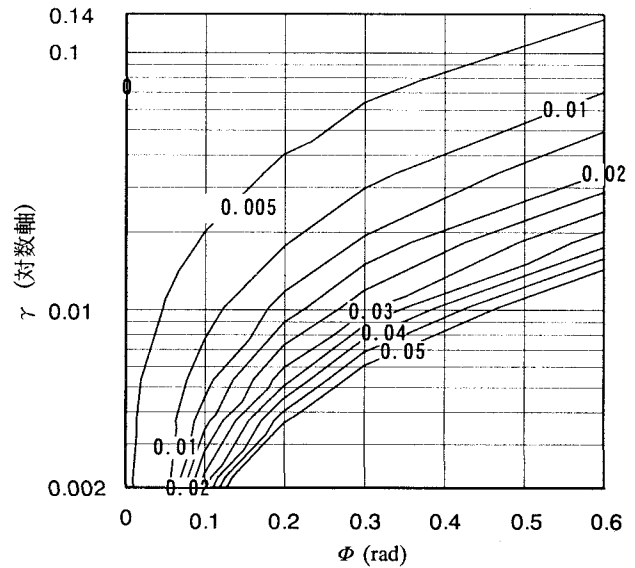


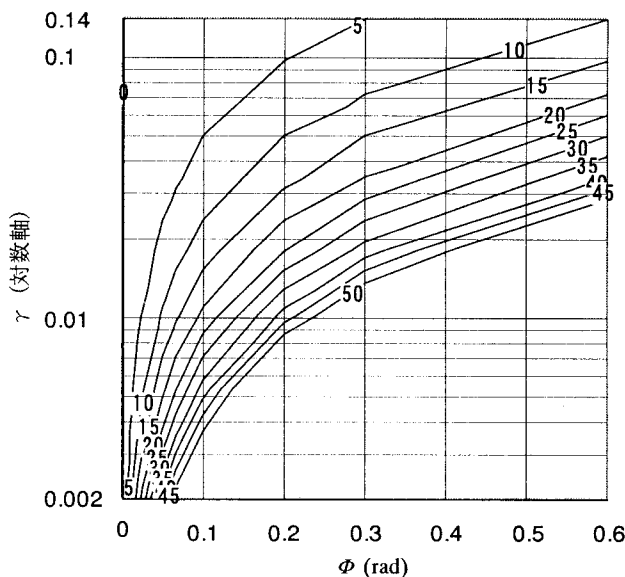
図-7 逆π形断面のそり関数分布



(a)中間支間中央

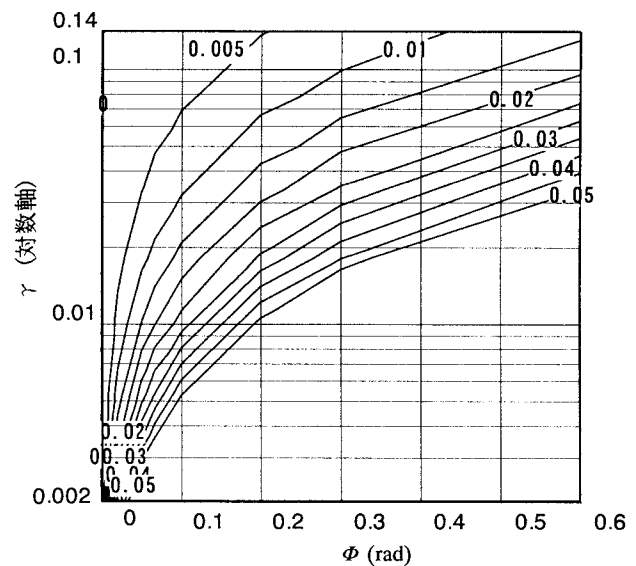


(a)中間支間中央



(b)端支間 M_w 極大位置

図-8 応力比 σ_a/σ_b (%)



(b)端支間 M_w 極大位置

図-9 ねじれ角の極大値(rad)

るたわみ性状は、式(1),(2)で与えられるねじり曲げ剛比 γ および曲率 ϕ に支配されることが知られている²⁾。 γ と ϕ による応力比を図-8(a)に示す。

σ_a/σ_b を 10%まで許容できるとすると、図中に示した 10%ラインよりも大きなねじり曲げ剛比を有する断面を用いる必要がある。

端支間でそりモーメントが極大となるのは、端支点から 24m の位置であった。曲げモーメントも同じ位置で極大となった。この位置での応力比を図-8(b)に示す。図中の応力比が 10%となるラインは、中間支間とほぼ同じ γ - ϕ 関係を与えた。

(3) 出来高管理によるねじれ角の制限

福岡北九州高速道路公社の精度管理項目³⁾を参考に、鋼逆 π 形箱桁橋完成時の構造高の許容誤差を $\pm 25\text{mm}$ であると仮定する。その場合、床版厚の誤差が無いと仮定する

と、有効幅員 9,000mm に対して、前死荷重によるねじれ角は 5.6×10^{-3} rad までは許容できることになる。

図-9(a)は γ と中心角 ϕ による中間支間中央のねじれ角を示したものである。ねじれ角 5.0×10^{-3} rad のラインは図-8(a)に示した応力比 10%のラインと酷似している。両者を比較すると、 $\phi < 0.06$ rad の範囲では、ねじれ角 5.0×10^{-3} rad の方が大きな γ 値を示しており、 $\phi > 0.06$ rad ではほぼ同じ γ 値を示している。このことから、図-3 のような標準的な逆 π 形断面では、出来高管理の観点からねじれ角を制限すれば、応力比 σ_a/σ_b も 10%以下に収まることがうかがえる。

端支間のねじれ角の極大値を図-9(b)に示す。図-4に示す通り、等径間連続曲線桁橋ではねじれ角は端支間で最大となり、ねじれ角を許容範囲に収めようとするとき非常に大きな剛性が必要であることが図-9(b)より明らかである。

(4) 端支点反力

図-1 に示すとおり、一般的に端支点は1ボックス2支承としてねじり変形を拘束する。そのため、左右の支点には鉛直反力に加えてねじりモーメントによる上下方向の反力が発生し、場合によっては負反力が生じることもある。曲線桁への適用を考える場合、常時荷重によって負反力が発生することは避けるべきであり、制約条件の一つであるとする。

今回の検討では、R=100mの場合でも支承間隔を4m確保すれば負反力の発生を避けることができる結果となり、中間支点を1支承とする場合には端支点部に負反力が発生する恐れはほぼ無いことが確認できた。ただし、中間支点や架設中のベント位置の反力管理など1支承ラインに複数の支点を考える場合には別途検討が必要となる。

4. まとめ

鋼逆π形箱桁橋を曲線区間へ適用する際の適用範囲の検討方法を下記に示す。

(1)制約条件の設定

2次応力であるそりねじりによる直応力と曲げ応力度の比 σ_w/σ_b 、およびねじれ角の許容値を策定する。

(2)必要ねじり曲げ剛比 γ

橋梁の中心角 ϕ から図-8 および図-9 より要求される性能（本節では中間径間と端径間において $\sigma_w/\sigma_b < 10\%$ 、 $\theta_x < 0.005 \text{ rad}$ とした。）を満足するねじり曲げ剛比 γ を求める。

(3)必要換算板厚 t^*

図-10 に示す $\gamma-t^*$ 関係から、必要となる換算板厚 t^* を求める。

(4)要求される t^* を満足する構造形式の選定

合成床版（底鋼板）の種類と、底鋼板と主桁上フランジの連結構造の組合せによって、換算板厚はさまざまな値を採りうる。そのため、換算板厚を簡易的に求めることは困難であるが、ここでは一例として参考文献 4)の換算板厚

を参考にする。その場合、 $t^* < 0.025 \text{ mm}$ 程度まではスタッドボルト、 $t^* < 0.3 \text{ mm}$ 程度まではπ形金具により対応可能である。また、鋼逆π形箱桁の全体FEM解析によると、底鋼板を橋軸方向に連続させた場合は、連続させない場合と比べて、ねじり変形を1/4程度に抑えることが可能であることが確認されている。これによると $t^* < 1.2 \text{ mm}$ 程度までは底鋼板を高力ボルトで橋軸方向に連続化させることにより対応できると考えられる。

この他に、上横構を約6mのダイヤフラム間にダブルウーレンで配置する場合を考える。上横構の最大断面として300×300のH形鋼を想定すると、 $t^* \approx 3.6 \text{ mm}$ に相当する補剛効果が期待できるため、 $t^* < 3.6 \text{ mm}$ 程度までは上横構の設置により対応可能である。それ以上の換算板厚が要求される場合は、底鋼板を上フランジに全溶接して完全閉断面を形成することにより所定の剛性を満たすことになる。しかし、底鋼板は最大でも9mmの板厚であることから、それ以上の換算板厚が必要となる場合には、従来の箱形断面を採用した方が賢明であるといえる。

(5)詳細な構造検討

以上の方法で概略検討を行い、おおよその断面、構造を決定する。その後、詳細な断面寸法と床版形式および接合部構造を設計し、採用した構造に対応した t^* を解析的もしくは実験的に評価して断面剛性に反映する。この剛性を用いて7自由度骨組解析を行い、所定の要求性能が満たされていることを確認する。必要であればFEM解析も行う。

ここでは、荷重として桁の鋼重および合成床版の底鋼板と床版コンクリートを検討の対象としている。また、適正に設定された制約条件の下で採用される構造系であれば、曲げねじれ座屈に対する懸念は排除できると考え、解析は線形解析で行った。そのため、厳しい条件での構造検討では、各構造部位および全体構造としての耐荷性能について解析的および実験的に十分に検討を加える必要があると考える。

【参考文献】

- 1) 玉田和也, 小野潔, 西村宣男: 開断面箱桁橋の実績調査, 橋梁と基礎, vol.38, 2004年6月.
- 2) 小松定夫・中井博・田井戸米好: ねじり定数比とねじり曲げ剛比から考察した曲線桁橋設計計算法への一提言, 土木学会論文集, 第224号, pp.55-66, 1974年.
- 3) 福岡北九州高速道路公社: 開断面箱桁精度管理要領(案), 2001年3月.
- 4) 建設コンサルタンツ協会近畿支部: 鋼・複合橋梁の性能照査型設計法確立に向けて, 2004年3月.

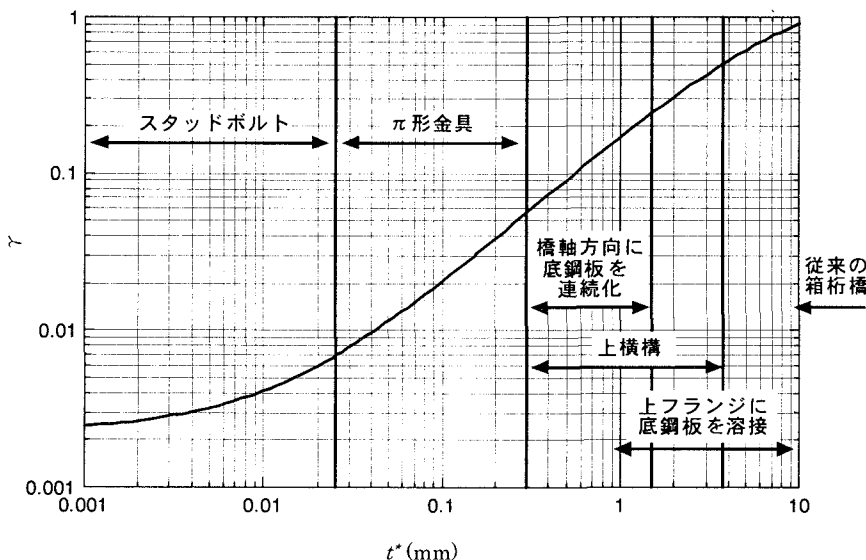


図-10 曲げねじり剛比と換算板厚