

曲線合成2主桁橋の試設計による適用性に関する検討

Study on applicability of curved composite two-girder bridges by means of design

北海道大学大学院工学研究科 正員 平沢秀之 (Hirasawa Hideyuki)
 北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 吉村晋一 (Yoshimura Shinichi)
 北海道大学大学院工学研究科 フェロー 林川俊郎 (Hayashikawa Toshiro)
 北海道大学大学院工学研究科 フェロー 佐藤浩一 (Sato Koichi)

1. まえがき

道路橋は我々の身近にある重要な社会資本のひとつである。特に一般的な中小規模の橋梁は膨大な数が建設されてきた。今後も社会資本の整備が必要である一方、近年の我が国の財政状況を考えると投入できる公的予算は限られているため、橋梁建設には更なるコストの低減が迫られている。従来は鋼材費を抑えることを目的とした薄肉多補剛の構造形態が主流であったが、鋼材費と比較して人件費の高騰が進み、鋼重を最小にすることが必ずしも経済的とはいえなくなってきた^{1),2)}。そこで材料費より製作費を小さくすることを主眼においた少数主桁橋に関する研究や施工例が増えている^{3),4)}。最近の施工例では、日本道路公団北海道横断自動車道の千島の沢川橋⁵⁾、第二東名自動車道路の葦科川橋や中之沢橋⁶⁾など合成桁設計による少数主桁橋の建設が進められている。

ところが、これらの施工例は直線橋やあるいは曲線半径の非常に大きい曲線橋に対するものが多く、本格的な曲線橋に適用された実例はほとんどない。一般に曲線橋には、ねじり剛性の高い箱桁橋や曲線格子桁橋が主に用いられている⁷⁾が、鋼重や材片数が増大するために経済的に有利とはいえない。経済性への要求が益々高まれば、従来このような形式を採用する曲線橋においても少数主桁橋、特に2主桁橋が採用される可能性が考えられる。

本研究では中小規模の曲線橋に合成2主桁形式を適用したとき、適用可能な中心角の限界を求めることを目的としている。道路橋示方書に基づき、許容応力度設計法により支間長や中心角を変化させて様々な設計条件により試設計をする。その設計計算結果から適用範囲の検討を行うものである。また、曲線橋であることから荷重の作用の状態によっては転倒の危険性が大きい。そこで支点反力に対する安全性の検討も行う。

2. 合成桁橋の経済的桁高

一般に合成桁橋を含むプレートガーダー橋の桁高は、橋へのアプローチ道路や桁下空間の制約、たわみ制限など架設地点の様々な条件を考慮して決められる⁸⁾。ここではそのような制限の無い理想的な状況であると仮定し、合成桁橋の経済的桁高の算定式を導く。非合成桁橋では上下のフランジ断面が同じであることが多いが、合成桁橋ではコンクリート床版が応力の一部を受け持つことから上下のフランジは異なる断面を持つこととなる。曲げモーメント M が桁断面に作用するとき圧縮フランジ断面積 A_{sc} 引張フランジ A_{st} はそれぞれ次式⁹⁾で与えられる。

$$A_{sc} = \frac{M}{\sigma_c h} - \frac{ht}{6} \cdot \frac{2\sigma_c - \sigma_t}{\sigma_c h} = \frac{M}{\sigma_c h} - \frac{ht}{6}$$

$$A_{st} = \frac{M}{\sigma_t h} - \frac{ht}{6} \cdot \frac{2\sigma_t - \sigma_c}{\sigma_t h} = \frac{M}{\sigma_t h} - \frac{ht}{6} \quad (1a,b)$$

ここで、 σ_c は許容曲げ圧縮応力度、 σ_t 許容曲げ引張応力度である。

次に、合成桁の鋼桁断面内の応力分布を図-1に示す。点 S は鋼桁断面の図心、点 C はコンクリート床版の図心、点 V は合成桁断面の図心を表している。図-1(b)は合成前死荷重曲げモーメント M_s による応力分布である。合成前死荷重曲げモーメントは鋼桁のみに作用し、点 S を中立点として応力は分布する。図-1(c)は合成後死荷重曲げモーメント M_{sd} と活荷重曲げモーメント M_l による応力分布を表したものである。これらの合成後死荷重と活荷重は鋼桁とコンクリート床版が一体化したあとに作用するため合成桁の図心である点 V を中立軸として応力が分布する。図-1(d)は図-1(b)と図-1(c)の応力分布を重ね合わせたものであり、死荷重と活荷重が作用した状態の

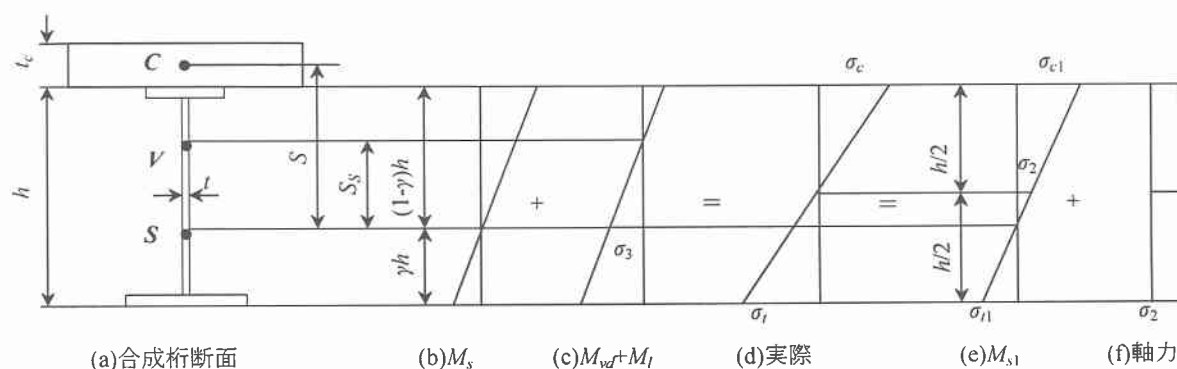


図-1 合成桁断面の応力分布

曲げモーメントにより生じる応力分布を示している。図-1(d)の状態では、合成桁断面が適切に設計されれば圧縮フランジの応力 σ_c と引張フランジの応力 σ_t はほぼ同等で許容応力度と等しい値となるはずである。このとき鋼桁上縁と下縁の応力が等しいので中立軸は $h/2$ の位置となる。ここでは鋼桁断面のみを考慮しているので図-1(d)の応力分布は、図-1(e)の S に関する応力分布と図-1(f)の軸力による応力 σ_2 の分布に分解することができる。

ここで、図-1(e)のような応力分布を生じさせる曲げモーメントを M_{s1} とすると圧縮フランジ断面積 A_{sc} と引張フランジ断面積 A_{st} は次のように表される。

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{M_{s1}}{\sigma_{cl}h} - \frac{ht}{6} \cdot \frac{2\sigma_{cl} - \sigma_{tl}}{\sigma_{cl}h} \\ A_{st} &= \frac{M_{s1}}{\sigma_{tl}h} - \frac{ht}{6} \cdot \frac{2\sigma_{tl} - \sigma_{cl}}{\sigma_{tl}h} \end{aligned} \quad (2a,b)$$

図-1(d)と図-1(e),(f)における各応力について成り立つ関係式、

$$\sigma_{cl} - \sigma_{tl} = \sigma_a, \quad \sigma_{tl} + \sigma_{cl} = \sigma_a, \quad \gamma : 1 - \gamma = \sigma_{tl} : \sigma_{cl} \quad (3a-c)$$

を式(2)に代入して整理すると、次式が得られる。

$$\begin{aligned} A_{sc} &= \frac{M_{s1}}{2(1-\gamma)\sigma_a h} - \frac{ht}{6} \cdot \frac{2-3\gamma}{1-\gamma} \\ A_{st} &= \frac{M_{s1}}{2\gamma\sigma_a h} - \frac{ht}{6} \cdot \frac{3\gamma-1}{\gamma} \end{aligned} \quad (4a,b)$$

従って、鋼桁1本当たりの断面積は次式となる。

$$\begin{aligned} A_s &= A_{sc} + A_{st} + ht \\ &= \frac{M_{s1}}{2\gamma(1-\gamma)\sigma_a h} + \frac{ht}{6\gamma(1-\gamma)} \end{aligned} \quad (5)$$

橋梁の支間長を L とし鋼部材の体積を V_s とおくと V_s は以下の式で表される。

$$\begin{aligned} V_s &= A_s L + \beta ht \\ &= \left\{ \frac{\alpha M_{s1}}{2\gamma(1-\gamma)\sigma_a h} + \frac{ht}{6\gamma(1-\gamma)} + \beta ht \right\} L \end{aligned} \quad (6)$$

ここで、 α は支間全長に渡る曲げモーメントを平均化するための係数、 β は主桁以外の鋼材の体積を考慮するための係数、 γ は図-1(b)のように鋼桁断面の中立軸の位置を表す係数である。この鋼部材の体積 V_s を桁高の変数 h について微分し、それを0とすることにより合成桁橋の経済的桁高 h を求める式を得ることができる。

$$\frac{dV_s}{dh} = \left\{ \frac{\alpha M_{s1}}{2\gamma(1-\gamma)\sigma_a h^2} + \frac{t}{6\gamma(1-\gamma)} + \beta t \right\} L = 0 \quad (7)$$

$$h = \sqrt{\frac{3\alpha}{1+6\gamma(1-\gamma)\beta}} \cdot \sqrt{\frac{M_{s1}}{\sigma_a t}} \quad (8)$$

ここで、曲げモーメント M_{s1} は鋼桁断面の断面2次モーメント I_s と合成桁断面の断面2次モーメント I_v を用い

て、次式から算出される。

$$M_{s1} = M_s + \frac{I_s}{I_v} (M_{vd} + M_l) \quad (9)$$

3. 曲線合成2主桁橋の設計条件

3.1 構造モデル

曲線合成2主桁橋の断面図および平面図を図-2,3に示す。全幅員が9.7[m]、有効幅員が8.5[m]、主桁間隔 B が5.0[m]の橋梁断面とする。このような断面を持ち、支間長 L を30[m]~70[m]まで5[m]毎に、中心角 θ を $0^\circ \sim 25^\circ$ まで 5° 毎に変化させて計36橋について試設計を行う。横桁を配置する間隔はすべての場合において5[m]とする。

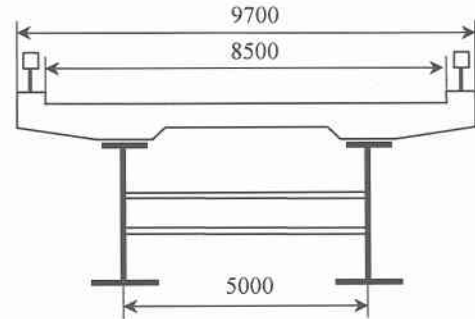


図-2 曲線合成2主桁橋断面図

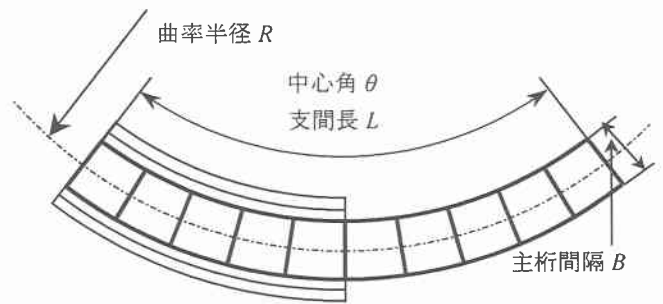


図-3 曲線合成2主桁橋平面図

3.2 荷重強度

断面力を算出するために用いる荷重強度のうち死荷重として主桁、横桁等の鋼重、床版、地覆、アスファルト舗装、高欄を設定する。床版荷重についてはPC床版を用いると仮定し算出する。車道部の床版の最小全厚 d_0 [cm]は道路橋示方書¹⁰⁾より以下の式とする。

$$\text{単純版} : d_0 = (4B + 11) \times 0.9$$

$$\text{片持ち版} : d_0 = (8l + 21) \times 0.9 \quad (10a,b)$$

ここで B 、 l はそれぞれ主桁間隔[m]、およびT荷重に対する床版支間[m]である。

本研究では、合成桁であることを考慮して5%を割増した値³⁾より床版厚 $d = 293$ [mm]とする。よって床版荷重は 7.09 [kN/m²]となる。そのほか、車道部は 80 [mm]厚のアスファルト舗装とし 1.69 [kN/m²]、地覆は 4.41 [kN/m]、高欄は橋梁用防護柵を仮定しており 0.49 [kN/m]である¹⁰⁾。また、活荷重はB活荷重とする。

3.3 桁高および照査断面

合理化・省力化の観点から支間全長にわたって桁高、腹板厚、および上下フランジ幅を一定とする。断面の決定は上下フランジ厚のみを変化させて許容応力度を満足させることで求めることとする。まず、桁高 h は式(8)によって算出する。鋼材としてSM520を用いて水平補剛材は設けないと仮定するので腹板厚 t_w は式(11)に表される関係となる。

$$t_w \geq \frac{h}{123} \tag{11}$$

式(8)と式(11)において、各支間の直線橋支間中央部の合成前死荷重曲げモーメント M_s 、合成後死荷重曲げモーメント M_{vd} 、および活荷重曲げモーメント M_l を用い算出した桁高 h 、腹板厚 t_w を表-1に示す。ここで、式(8)における各係数として、 α に0.7、 β に0.3、 γ に0.4、式(9)における I_y/I_v の値として0.45を用いる。

次に、上下フランジ幅については、桁端部で鋼断面が最も効率的な断面になるように設定する。したがって、表-1に示す式(8)で求められた桁高 h 、腹板厚 t_w をもとに全ての支間長の橋梁に対して桁端部から13.75[m]の断面での曲げモーメント M_s 、 M_{vd} 、 M_l から上下のフランジ幅を決定する。

4. 曲線合成2主桁橋の適用性

3.において設定した設計条件、荷重強度により計算される断面力から鋼桁断面が決定される。断面決定の例として中心角10°での各支間長の支間中央断面のフランジ厚と応力照査を表-2に示す。このようにして得られた結

果から合成2主桁橋の曲線橋への適用範囲を探るために、断面力が最大となる外桁支間中央断面の下フランジ厚の変化を検討する。また、転倒に対する安全性を調べるために内桁の支点反力について検討する。

4.1 鋼桁断面

図-5は許容応力度設計により得られた、支間中央断面の下フランジの板厚を各支間毎に表したものである。鋼材にSM520を使用しているので、板厚が40[mm]を超えるときと75[mm]を超えるときに許容応力度の引き下げがあるため、同一支間長においてフランジ厚の増加傾向にずれがある場合がある。使用可能鋼材について示方書では最大板厚を100[mm]まで規定している。この規定より板厚の変化をみると、支間長 L が30[m]、40[m]および50[m]では最大板厚には達しておらず、許容応力度以内の曲線橋の中心角は25°を超えている。一方、支間長 $L=60$ [m]では21°付近で最大板厚に達しており、同じく支間長 $L=70$ [m]では14°程度である。フランジ厚の増加の割合は支間長が短いと小さく、長いほど大きくなっている。これは支間全体にわたって一定とする鋼桁断面諸元の決定に用いた断面力をとる位置を、支間長 L にかかわらず桁端部から13.75[m]としたことが要因と思われる。この位置は支間が短いほど桁中央部に近く、長くなると桁中央部から遠くなる。そのため支間長が長くなるに従い桁中央部で発生する曲げモーメントに対し、より大きな鋼桁断面が必要となる。本研究で用いた合成桁橋の経済的桁高の計算式、式(8)、(9)、(11)による桁高は実際の橋梁に用いられている数値と比較しても妥当な値と思われるが、フランジの幅については多少大きな値となっている。

表-1 桁高 h および腹板厚 t_w の算出

支間長[m]		30	40	50	60	70
曲げモーメント [kN・m]	合成前死荷重 M_s	5449	10106	17081	25135	36614
	合成後死荷重 M_{vd}	825	1466	2291	3299	4491
	活荷重 M_l	5275	7762	10636	13595	17019
	合計 M	11549	19334	30008	42030	58123
	作用 M_{s1}	8194	14258	22898	32738	46293
桁高 h [mm]		1917	2306	2700	3041	3414
腹板厚 t_w [mm]		16	19	22	25	28

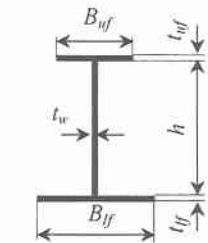


図-4 鋼桁断面の諸元

表-2 各支間長における下フランジ厚(中心角 10°)

支間長[m]		30		40		50		60		70	
曲げモーメント [kN・m]	合成前死荷重 M_s	6631		12362		20807		31541		44385	
	合成後死荷重 M_{vd}	1003		1807		2893		4156		5745	
	活荷重 M_l	6058		9109		12799		16469		20951	
	合計 M	13692		23278		36500		52166		71081	
下フランジ	幅 B_{lf} [mm]	880		979		1046		1081		1116	
	厚さ t_{lf} [mm]	36		49		62		74		89	
	応力度 [N/mm ²]	発生	許容	発生	許容	発生	許容	発生	許容	発生	許容
	合成前	111	263	112	244	117	244	123	244	122	238
	合成後	200	210	188	195	188	195	189	195	184	190
	+乾燥収縮,クリープ	206	210	194	195	193	195	193	195	188	190
	+温度差	230	242	210	224	206	224	204	224	198	219

フランジ幅については桁端部からどの距離での断面力で算出するかにより変化する。フランジ幅が広ければフランジ厚が100[mm]で許容応力度を満たす曲線橋の中心角は大きくなる。しかしながら、フランジの自由突出幅の幅厚比を考慮すると桁端部では非効率な鋼桁断面となってしまうことが考えられる。

4.2 内桁支点での反力

中心角が大きくなると荷重の作用のしかたによっては曲線橋の内桁支点部において負の反力が生じるおそれがある。負の反力が生じると橋梁の構造安定性を欠く状態となる。特に曲線橋なので転倒の危険性が大きくなる。そこで、支点部での反力に対する照査が必要となる。支承に作用する負の反力算定式は次式で表される¹⁰⁾。

$$R_{ij} = 2R_{L+1} + R_D \quad (12)$$

ここで、 R_{ij} は支点に生じる負の反力、 R_{L+1} は衝撃を含む活荷重による最大負反力、 R_D は死荷重による支承反力である。この式(12)により求められた支点反力を図-6に示す。このグラフはどの支間長についてもほぼ直線的な減少傾向を示している。内桁に生じる反力が0となる中心角を推定すると、それぞれ支間長 $L=30$ [m]では 28.3° 、 40 [m]では 23.0° 、 50 [m]では 20.5° 、 60 [m]では 18.1° 、 70 [m]では 16.0° となる。この値が内桁支点に負の反力を生じさせない曲線合成2主桁橋の適用中心角の最大値である。

5. あとがき

本研究では曲線合成2主桁橋を用いる場合の適用範囲を知るために支間長と中心角をパラメータとして試設計を行った。試設計による検討に先立ち、合成桁橋における経済的桁高を求める式を導いた。支間長による経済的桁高を基に、中心角の増加に伴って増大する断面力に対して上下のフランジ厚を増減することで許容応力度を満たすような鋼桁断面を決定した。また、内桁の支点反力から転倒に対する安全性の検討も行った。上下のフランジの板厚を厚くさせて鋼桁断面の剛性を増大させることにより、ある程度大きな中心角まで適用範囲を広げられることが確認できた。しかしながら、中心角に対する適用性としては支点反力の検討から得られた値がその適用範囲を限定することも分かった。ここで得られた鋼桁断面と同等な剛性を持つ断面はいくつか考えられる。ところが、鋼桁断面が多少変化しても荷重強度には変わりがないので、支点反力の検討により得られた中心角の範囲は、本研究で対象とした橋梁モデルにおける適用範囲の最大と考えられる。

以上より、本研究で用いた鋼桁の断面決定方法によりある程度中心角が大きい曲線橋に対しても構造がシンプルな合成2主桁橋を適用することの可能性が示された。また、本研究では単純桁橋を対象としてきたが多径間連続桁橋についても、適用可能な中心角について更に検討が必要と思われる。

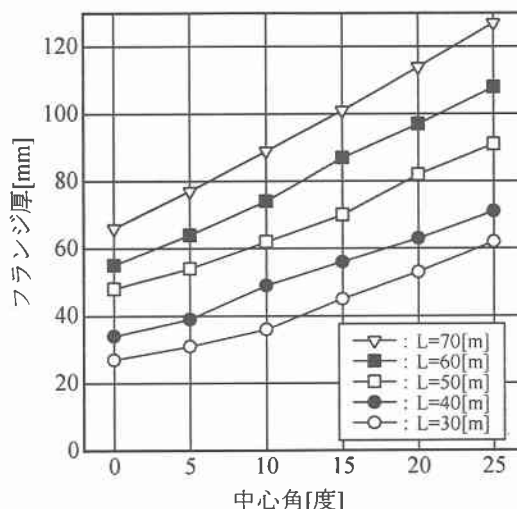


図-5 支間中央断面の下フランジ厚の変化

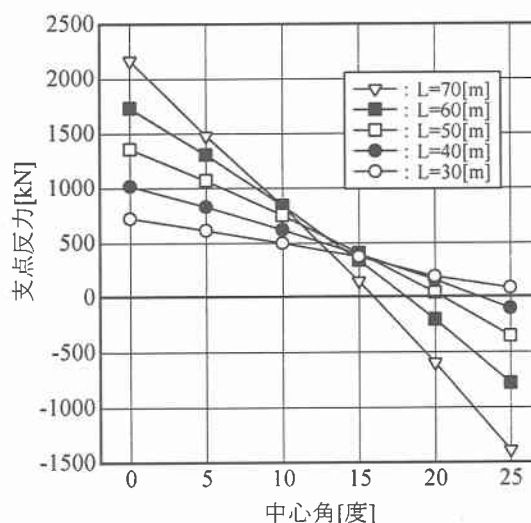


図-6 内桁支点反力の変化

参考文献

- 1)長井正嗣：鋼橋の経済性と長寿命化をめざして、土木学会誌vol.84、pp.5-7、1999。
- 2)建設省：鋼道路橋設計ガイドライン(案)、1995。
- 3)(社)日本鋼構造協会：合理化桁に関するデザインマニュアル、次世代土木鋼構造研究特別委員会合理化桁の設計法小委員会報告書、2000。
- 4)NCB研究会：新しい合成構造と橋、山海堂、1996。
- 5)田村陽司、大垣賀津雄、川尻克利、作川孝一：PC床版連続合成2主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計、橋梁と基礎、pp.18-22、1998。
- 6)日経コンストラクション：ビックプロジェクトの記録(第29回)、日経BP社、No.266、pp.51-53、2000。
- 7)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提言、土木学会論文報告、No.224、pp.55-66、1974。
- 8)林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000。
- 9)渡辺昇：橋梁工学(改訂版)、朝倉書店、1981。
- 10)(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)、丸善、1996。
- 11)(社)日本橋梁建設協会：デザインデータブック、1993。