

I - 154 補剛板の縦横補剛材の交差部構造の合理化

(株) 横河ブリッジ 正員 春日井俊博
(株) 横河ブリッジ 正員 大森 邦雄

1. まえがき： 鋼橋の工場製作工程では、鋼箱桁内の溶接など人手に頼らざるを得ない作業が多く残されており、溶接作業の工数削減および作業条件の改善を目的とした鋼橋の構造細目の改善が望まれている。ここでは鋼箱桁内の溶接作業の中で、溶接箇所が多く煩雑な作業となっている圧縮フランジの縦リブと横リブの交差部の構造の合理化を考える。鋼箱桁の圧縮フランジでは補剛材の交差部を図-1 (a)のように溶接により固定する構造となっているが、これを図-1 (b)のような構造にできれば製作の合理化に寄与するところが大きいといえる。図-1 (b)の構造を採用するためには、補剛材交差部を固定しない構造でも補剛板の強度が従来の構造のものに比べて低下しないことを確かめる必要があるが、ここでは数値計算により補剛板の強度を検討した。

2. 検討内容： 対象とする補剛板は鋼箱桁、鋼製橋脚の柱などの圧縮フランジおよびアーチ橋のアーチリブのフランジとした。検討する補剛板のサイズは実用上標準的なものとし、補剛板の構造要素としては、①補剛板の幅厚比、②縦リブの幅厚比、③補剛板の面外曲率の3つの項目について補剛材交差部の構造の違いが補剛板の強度に与える影響を調べた。

3. 解析モデル： パネル構成を図-2に示す。ダイヤフラムあるいは横リブなどの横補剛材で区切られる2パネル（長さ2a、aは横補剛材間隔）を取り出し、補剛板の総幅をb=2.0mとし、縦リブは総幅の5等分点に配置するものとした。縦横寸法比 α （=a/b）は実橋においては大きくても1.0前後とされることから $\alpha=1.0$ とした。フランジに相当する板パネルの板厚は表-1に示すように $t_f=25, 16, 12$ の3種類、使用材質はSM490Y級（ $\sigma_y=3600 \text{ kg/cm}^2$ 、 σ_y は保証降伏応力度）とし、道路橋示方書・鋼橋編¹⁾に従いリブを設計した。これらのモデルでは道路橋示方書にいう幅厚比パラメータ（無次元化幅厚比） R_R はそれぞれ $R_R=0.348, 0.544, 0.726$ となる。

また、表-1のモデル-2bはモデル-2の縦リブの幅厚比を道路橋示方書で局部座屈を起こすとされる幅厚比としたものである。面外曲率の影響を調べるモデルは表-2のように

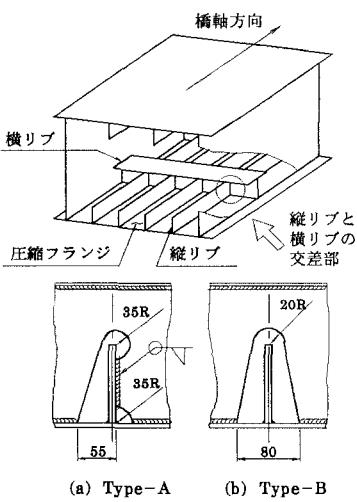


図-1 縦リブと横リブの交差部の構造

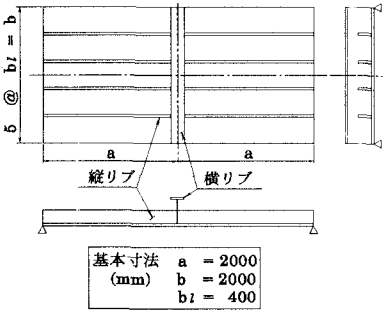


図-2 パネル構成

表-1 解析モデル（材質：SM490Y級、 $\sigma_y=3600 \text{ kg/cm}^2$ ）

	R_R	フランジ板厚 t_f	縦リブ			横リブ			
			必要剛比 γ_{req}	実剛比 γ_l	使用断面 $h_r \times t_r$	必要剛度 I_{req}	実剛度 I_r	使用断面	
モデル-1	0.348	25	13.6	15.3	190×19	4900	38060	200×10	350×9
モデル-2	0.544	16	27.2	29.3	160×16	2550	26710	#	300×9
モデル-3	0.726	12	26.2	30.3	130×13	1040	#	#	#
モデル-2b	0.544	16	27.2	53.4	215×12	2550	38060	#	350×9

設定した。パネル構成は面外曲率のない

表-1のモデル-2と同一である。モデル-21 α 、 β は曲率を $1/R=0.0138$ としたモデルで、 α 、 β の記号は図-3に示すように曲率の付け方がそれぞれアーチリブの上フランジ、下フランジに対応することを意味する。モデル-22 β は下フランジタイプで曲率を $1/R=0.0185$ としたものである。モデルに用いた曲率 $1/R=0.0138$ 、 0.0185 はアーチスパン100mでスパンライズ比 f/L をそれぞれ $f/L=1/5$ 、 $1/3$ とした円弧アーチの曲率に相当する。

4. 解析方法： 補剛板は4辺単純支持とし、荷重は両端部に一様に分布荷重として与えた。なお、面外曲率のある場合は荷重を補剛板端部で円弧の接線方向へ作用させた。数値解析はシェル要素を用いた有限要素法による弾塑性有限変位解析²⁾により行った。解析には初期不整合として初期たわみと溶接による残留応力を考慮した。

5. 解析結果： 荷重-変位曲線を図-4に示す。ここで、荷重は補剛板の平均圧縮応力度 $\bar{\sigma}$ を降伏応力度 σ_y で無次元化し、変位は圧縮方向変位 u を補剛板長さ $2a$ で無次元化して表した。これよりいずれのモデルでも道路橋示方書の許容応力度以内の範囲ではType-A、Bで荷重-変位曲線はほとんど一致し非線形性が顕著になるにつれて若干差が現れる。Type-Aに対するType-Bの最大荷重の低下に対する構造要素の各項目の影響については、補剛板の幅厚比は影響が無く、モデル-1、2で0.1%程度の低下、縦リブの幅厚比についてはモデル-2bのType-Bで局部屈曲が発生し影響が現れたが最大荷重の低下は0.8%であった。面外曲率の影響は下フランジタイプで現れ、曲率が大きくなるほどType-Bの最大荷重は低下する傾向にあることがわかった。しかし、現実のアーチ橋のアーチリブで最大の曲率であるモデル-22 β の場合でも補剛材交差部を溶接固定しないことによる最大荷重の低下は1.2%程度であった。

6. まとめ 補剛材交差部を固定しない構造とした補剛板の強度解析を行った。これより補剛材交差部を固定しない構造でもその最大荷重の低下は従来の構造に比べて最大で1.2%程度であり、道路橋示方書により設計された補剛板であれば実用上強度に問題はないことが確かめられた。

参考文献：1)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，1994年2月，2)ABAQUS Theory Manual Ver.4.8, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., 1989

表-2 解析モデル

(面外曲率を持つ補剛板)

	曲率 1/R	R/R
モデル-21 α	0.0138	0.544
モデル-21 β		
モデル-22 β	0.0185	

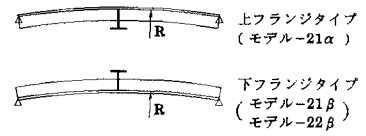


図-3 曲率の付け方のタイプ

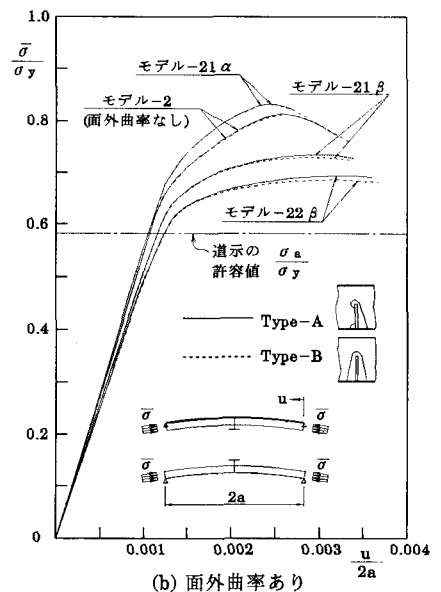
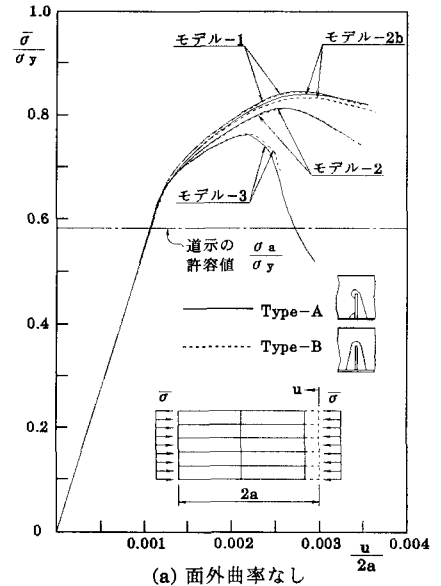


図-4 荷重-変位曲線