

# 二次応力について

友 永 和 夫\*

三角形を基本としたトラス構造は、軸応力のみを受ける最も経済的で無駄のない部材で構造体ができることを基本理念として発達した。これら部材は摩擦のないピン

によって、部材重心軸の交点において連結され、荷重は格点に作用するとの仮定によって達成される。しかしながら実際の場合、ピン、ピン孔、ならびにアイバーの製

表-1 (a)

無視できる二次応力(各圖示方書比較)  
許容応力の [何 %] または 何 kg/cm<sup>2</sup> までの二次応力を無視できるか

British Code of Practice for Simply supported steel Bridges (1949)	材質	B.S. 15 $\sigma_s = 15.25 t/\square^*$ ( $t \leq \frac{3^*}{4}$ ) $= 14.75 t/\square^*$ ( $t > \frac{3^*}{4}$ )	B.S. 548 $\sigma_s = 23 t/\square^*$ $\sigma_{al} = 12.5 t/\square^*$	$\frac{B}{L} < 0.5$ ならば二次応力の計算不用
	降伏点応力 $\sigma_s$			
	基本許容応力 $\sigma_{al}$			
Tension Member	$9t + 2t/\square^*$ (二次応力を考えたときの割増し) [22.3%]	$12.5 t/\square^* + 2t/\square^*$ (二次応力を考えたときの許容応力の割増し) [15.2%]		
Compression Member	$7.17 t/\square^* + 1.1/2 t/\square^*$ (二次応力を考えたときの許容応力の割増し) [21%] $l/r = 20$ の $\sigma_{ca}$ 7.17 t/ $\square^*$ を Base としての %, $l/r > 20$ では % はさらに増す	$10.81 t/\square^* + 1.1/2 t/\square^*$ (二次応力を考えたときの許容応力の割増し) [13.8%] $l/r = 20$ の $\sigma_{ca}$ 10.81 t/ $\square^*$ を Base としての %, $l/r > 20$ では % はさらに増す		

任意の荷重の組合せにおいて、自重、風の荷重、偏心、格点外載荷、弾性変形と格点の剛性による二次応力を考え入れた場合、次による

圧縮  $\frac{f_{ac}}{1.2(1+k)P_{ac}} + \frac{f_{bc}}{1.2(1+k)P_{bc}} \leq 1$   $f$ .....Working stress  $c$ .....Compression  
引張  $\frac{f_{at}}{1.2(1+k)P_{at}} + \frac{f_{bt}}{1.2(1+k)P_{bt}} \leq 1$   $P$ .....Permissible stress  $t$ .....Tension  
 $a$ .....axial  $b$ .....Bending

条件  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Chord Member: } \frac{B}{L} \leq \frac{1}{12} \quad L \text{.....骨組長} \\ \text{Web Member: } \frac{B}{L} \leq \frac{1}{24} \quad B \text{.....Distorsion 面内の部材幅} \end{array} \right.$

$\sigma_{at} > \sigma_d$  であるすべての Web member の Allowable Axial Tension を 10% 減じたものとして設計する場合、二次応力の影響に、ちょうど逆作用するように構造物をプレストレスする場合、この応力を取り除かれた部材については二次応力を無視できる。

Government of India Steel Bridge Code 1941 Adopted 1946 Revised		Mild Steel	High Tensile Steel
	Tension Member	$9t + 1.5 t/\square^*$ (二次応力を考えたときの許容応力の割増し) [16.5%]	$12.5 t/\square^* + 2.1 t/\square^*$ (二次応力を考えたときの許容応力の割増し) [16.7%]
Compression Member	プレストレスで二次応力を消さない場合で、二次応力の計算をしないときは Deadload Live load の Axial Compressive Stress のほかにその 16.7% の Deflection Stress が圧縮応力として働くとして $e = 0.16 = \frac{\text{曲げ応力}}{\text{軸圧縮力 (一次応力)}}$ $e = 0.16$ の Eccentric Load の曲線から許容圧縮応力を求める 特に $e = 0$ の製作、架設を Prestressing 等をやって製作架設した場合は二次応力を 0 として $e = 0$ の曲線を用いて許容応力を定める。 二次応力を計算して上式の比が 0.16 以上のときはその比の $e$ の曲線から圧縮許容応力を求める。		

\* 正会員 工博 横河橋梁(株)常務取締役

作誤差, 特に格点部の保守・塗装の困難, アイバーの振動, ピンとピン孔との摩擦から生ずる二次応力, 構造物全体としての剛性の欠除等から, 特別な部材の場合を除き, 一般にはリベット構造が広く用いられてきた。また部材構成は溶接により, 部材の連結は高力ボルトによる構造物が広く用いられるようになった。したがってトラス構造において二次応力は避けにくく, 二次応力の発生原因として次の要素が考えられる。すなわち, ① 部材の偏心, ② 格点の剛接合, ③ 横桁のたわみによる主構への影響(弦材のねじり, 垂直材の曲げ, 斜材の曲げとねじり), ④ 格点以外での荷重載荷(自重, または弦材への直接載荷), ⑤ 弦材の長さの変化による床組, 横構の協力作用, ⑥ 可動支承の摩擦抵抗等が考えられる。最近では繁雑であった二次応力の計算も比較的容易に行なわれるようになったが, これら二次応力と一次応力と合成されたものに対して許容応力をどのように考えるかが, 各国の示方書においてもまちまちであり, わが国では長年その扱方を示方書に明確にすることもなく技術者の判断に一任されてきた。各国においては年月とともに示方書の上でも相当に変化を示しており, 苦心のあとがうかがえるので筆者の手元にある示方書を表示すると表一1(a), (b), (c)のごとくである。

二次応力は部材の曲げ剛性に大きく関係するが, 各国とも, 曲げの働く面内の部材幅  $B$  と部材長の比  $B/L < 1/10$  の場合は, その部材の二次応力のチェックは必要ではないと規定している。これはスイスの鉄骨橋梁協会の委託によって 1917~1925 にわたり, スイス国内の多数のトラス橋の応力実測が行なわれ, Stüssi の教科書“STAHL BAU”の図一22 にプロットされた図があるが, それによると  $B/L < 1/10 \sim 1/20$  に伴って二次応力がほぼ 15~10% になることがうかがえる。したがって二次応力検算を無視する  $B/L$  の限界も, 一次応力に対する許容応力の何%までの二次応力を無視するかによって, きまるべきものである。したがって, この観点からすれば AASHTO では高張力鋼になるほど無視しうる二次応力度の一次応力に対する割合を小さくしているにもかかわらず,  $B/L < 1/10$  では二次応力のチェックを無視しうると規定しているのには矛盾がある。BS 153 では応力が交番したり, あまり繊弱な腹部材の設計されることを防止する配慮と考えられ, 興味ある示方であると思われる(表一1(a)参照)。

各国の示方書の中でも, India Code では格点剛性と構造物の変形による二次応力を Deformation Stress と称し, すでに述べたその他の各種の原因による二次的応力を Secondary Stress と称して明確に定義しているが, この Deformation Stress に相当する二次応力は最も解決の困難なものであるので, 以下この格点剛性と構造物

の変形による二次応力に主眼をおいて考察してみたい。

## 1. 許容応力の上昇

近年精密な計算と材質の改善等から, たとえば普通の構造用軟鋼に対しても許容応力が  $1200 \rightarrow 1300 \rightarrow 1400 \text{ kg/cm}^2$  と上昇し, その降伏点までの余裕がますます少なくなってきた。この傾向は高張力鋼に対しても同様であって, 二次応力を一次応力の何%まで許すかについては, 他のあらゆる荷重の組合せの場合の許容応力の割増しとも合せ考えて, 慎重に決定しなければならない。この点 AREA 1920 年の示方書に数値は別としても割増しの最大限度をきめているのは賢明である。

## 2. 高力ボルト連結

近年構造物はピン→リベット→高力ボルト結合と発達し, 連結・添接ともにリベット時代よりも, ますます剛になってきている。剛性の高い連結は高い二次応力を発生する。しかも高力ボルトの使用される傾向はますます強くなると考えなければならない。たとえば 1958 年完成の U.S.A. の Carquinez 橋<sup>1)</sup>(主支間 1100 ft) はアメリカで T-1 鋼の溶接をトラスに全面的に採用した画期的な橋梁であるが, ガセットと添接板は, 接合される相手と, 同一材種の鋼材を用いることを示方書に要求し, ガセットと添接板は T-1 または A 242 であり, ガセットは厚  $3/4" \sim 3/8"$ , 添接板は最厚  $1"$  であったが, 高力ボルトを用い, トラスジョイントは  $\phi 1"$ , 支柱は  $\phi 1 \cdot 1/4"$ , 二次部材は  $\phi 7/8"$  を用い, インパクトレンチで締めつけた。この主支間において 2 人 1 組の高力ボルト締め班は, 4 人 1 組のリベット班と同じ仕事量をこなすことがわかった。またよく訓練された 4 人 1 組のリベット班を架設速度に合わせて何組か確保するのは大変困難であることがわかった。また検査官は 2 人 1 組が, よく Calibrate されたトルクレンチをもち約 4 本に 1 本の割で高力ボルト締め班について検査してまわった。不満足な高力ボルトが発見されれば, そのグループのボルト全数をチェックした。このようにした結果, 高力ボルトのほうが健全なリベットを得る検査より容易で信頼性があることがわかったと報じている。

## 3. 二次応力に対する各国の配慮

Waddell<sup>2)</sup>によれば, AREA の 1920 年の示方書が世界で初めて二次応力を加えた許容応力の限界を示方書にとり入れたとしている(表一1(b)参照)。その他各国の二次応力に関する示方書の推移は表一1(a), (b),

表-1 (b)

AREA Iron & Steel Structure (1920)	部材の長さに対する幅の比 $\frac{B}{L} < \frac{1}{10}$ のときは、しかも Subpanel のない Truss では一般に Secondary Stress は無視してよい。 $\frac{B}{L} > \frac{1}{10}$ または Subpanel があるときは二次応力を計算して $l+i+d$ 遠心力+二次応力 に対し許容応力を 33% ましで Check する。二次応力と他のいかなる荷重の組合せにおいても許容応力の割増しの限度は 50% 増しまでである。 Waddell によれば上記は二次応力を加えての許容応力度の限界を世界で初めて示方書にとり入れたものである。			$\frac{B}{L} < \frac{1}{10}$ の検査不用 では二次応力	
	AREA Iron & Steel Structure (1950)	Structural Steel Carbon Grade $\sigma_s = 33\,000 \text{ #/}\square\text{"}^2$	Silicon Steel $\sigma_s = 45\,000 \text{ #/}\square\text{"}^2$	Nickel Steel $\sigma_s = 55\,000 \text{ #/}\square\text{"}^2$	$\frac{B}{L} < \frac{1}{10}$ では二次応力の検査不用
Axial Tension Member		18 000+4 000 #/□" [22.2%]	24 000+5 600 #/□" [23.3%]	30 000+5 600 #/□" [18.7%]	
Axial Compression Member		Riveted Ends $15\,000 - 1/4 \left(\frac{L}{r}\right)^2$ $l/r \leq 140$ [3 000 #/□" =20%] Pin Ends $15\,000 - 1/3 \left(\frac{L}{r}\right)^2$	Riveted Ends $20\,000 - 0.46(l/r)^2$ $l/r \leq 130$ [4 200 =21%] Pin Ends $20\,000 - 0.61(l/r)^2$	Riveted Ends $24\,000 - 0.66(l/r)^2$ $l/r \leq 120$ [4 200 =17.5%] Pin Ends $24\,000 - 0.86(l/r)^2$	
[ ] はこの範囲まで無視できる二次応力である。これを越す二次応力はその超過した分を一次応力として考える。Compression Member は $l/r=0$ の場合が計算してあるので、 $l/r>0$ では [ ] の%以上のものまで無視できる。軸圧縮と曲げの合成応力は許容軸圧縮応力をこしてはならない。 筆者注：Compression Member では許容応力の一定% (たとえば 16.6%) は無視できる二次応力だとするのが矛盾が少ないと思われる。					
AREA Iron & Steel Structure Railway Bridge 1965	Structural Steel Carbon grade A 36	High-Strength structural Steel Medium Carbonmanganese Steel A 6		$\frac{B}{L} \leq \frac{1}{10}$ では二次応力の検査不用	
	Axial Tension Member	20 000+4 000 #/□" [20%]	$t \leq 1"$ 27 000+5 600 #/□" [20.7%] $t > 1"$ 25 000+5 600 #/□" [22.4%]		
	Axial Compression Member	Riveted Ends $17\,000 - 0.31(l/r)^2$ $l/r \leq 130$ [3 000 #/□" =23.5%] Pin Ends $17\,000 - 0.43(l/r)^2$	Riveted Ends $t \leq 1"$ $24\,000 - 0.62(l/r)^2$ $t > 1"$ $22\,000 - 0.53(l/r)^2$ $l/r \leq 125$ [4 200 #/□" 17.5% 19.1%] Pin Ends $t \leq 1"$ $24\,000 - 0.83(l/r)^2$ $t \geq 1"$ $22\,000 - 0.70(l/r)^2$		

\* 1966  $l/r \leq 125$  に改正

15-1-10 ページ 29, Combined Stresses  $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$  によって Check する。すなわち上記 4 000, 3 000, 5 600, 4 200 #/□" を超過した部分を一次応力として (15-1-11. 30. Secondary stress) この式の  $f_b$  に代入して Check する。

(e) のとおりである。

British Standard<sup>4)</sup> と India の Steel Bridge Code<sup>4)</sup> にはプレストレスにより二次応力を消すことを認めている。特に後者においては二次応力を消すための製作架設の方法がくわしく明記されており、また 200 ft 以下の支間ではあまり経済性がないとしており、またそのような二次応力を消す製作は、エンジニアの承認を得た、充分精度の期待できる工場に限るとしているが、実橋に実施した文献は残念ながら不明である。一方 USA においては、AASHTO<sup>5)</sup> において少なくとも 1965 年版以後 (1949 年版にはない) にはその製作示方書に Shop Assembling (a), (b), (c), (d), (e) の 5 通りの方法が述べられ、そのうち (c) Full Chord Assembly において、二次応力を消すための製作法として、格点における部材交角を橋

梁架設後の姿における Geometric Angle (Not Cambered) とすべきことを明記している。この AASHTO と同一規定文が Pennsylvania 州の規定<sup>6)</sup> には採用されているが California 州の規定<sup>7)</sup> には採用されていない。二次応力に関しては、U.S.A. における最も一般的な橋梁界の周知の参考書として、Johnson 等による著書<sup>8)</sup> がある。しかしながら実際の橋梁においては California の San Francisco の Bay Bridge<sup>9)</sup> (508' + 1 400' + 512' · 1936 完) が前記の Geometric Angle 法を用いて製作架設され、死荷重 + 1/2 活荷重において二次応力が 0 になるように、現場で各部材にプレストレスを導入しながらカンチレバー架設法で架設されたことが報告されている。製作 Camber は、わが国と同様、各部材に将来作用する応力に応じ、伸縮する量だけ逆に短く、または長く製作

1969 AASHTO		HIGHWAY BRIDGES			
Table 1.7.1		Structural Carbon Steel	High Strength Low		
AASHTO Designation (ASTM Designation)	M 183 (A 36)	M 118 (A 441)	M 161 (A 242), M 187 (A 440), M 118 (A 441), M 222 (A 588) (7)		
Thickness of Plates	Up to 8" Incl. (5)	Over 4" to 8" Incl. (5)	M 161 (A 242), M 187 (A 440), M 188 (A 441)		
			Over 1-1/2" to 4" Incl.	Over 3/4" to 1-1/2" Incl.	3/4" and Under
			M 222 (A 588)		
Shapes (6)	All Groups (5)	Not Applicable	M 161 (A 242), M 187 (A 440), M 188 (A 441)		
			Groups 4, 5 (5)	Group 3	Groups 1, 2
			M 222 (A 588)		
			Not Applicable	Group 5 (5)	Groups 1, 2, 3, 4
Minimum Tensile Strength $F_u$	58 000	60 000	63 000	67 000	70 000
Minimum Yield point or Minimum Yield Strength $F_y$	36 000	40 000	42 000	46 000	50 000
* Axial Tension in Members with Holes, Net Section, Whichever is the Smaller of $0.55 F_y$ or $0.46 F_u$	$\approx 0.55 F_y$ 20 000 [20%]	$= 0.55 F_y$ 22 000 [18.2%]	$\approx 0.55 F_y$ 23 000 [17.4%]	$\approx 0.55 F_y$ 25 000 [16%]	$\approx 0.55 F_y$ 27 000 [14.8%]
Compression in Concentrically Loaded Columns with $L/r$ not Greater Than (3)	130	125	125	125	125
(A) Riveted Ends					
$F_a = \frac{0.55 F_y}{1.25} \left[ 1 - \frac{(.75 L/r)^2}{4 \pi^2 E} F_y \right]$	$= 16 000 - 0.30 (L/r)^2$ [18.7%]	18 000 - $0.39 (L/r)^2$ [16.6%]	20 000 - $0.46 (L/r)^2$ [15.0%]	22 000 - $0.56 (L/r)^2$ [13.7%]	
(B) Pinned Ends					
$F_a = \frac{0.55 F_y}{1.25} \left[ 1 - \frac{(.875 L/r)^2}{4 \pi^2 E} F_y \right]$	$= 16 000 - 0.38 (L/r)^2$	18 000 - $0.52 (L/r)^2$	20 000 - $0.62 (L/r)^2$	22 000 - $0.74 (L/r)^2$	

注:  $\frac{B}{L} < \frac{1}{10}$  の部材は二次応力の Check をする必要はない。

\* 1.7.78 によれば Tension Member では二次応力は  $4 000 \text{ #}/\text{in}^2$  を越える応力を一次応力として考えるとあるので、 $4 000 \text{ #}/\text{in}^2$  が Axial Tension

\*\* Compression Member では二次応力は  $3 000 \text{ #}/\text{in}^2$  を越える応力を一次応力として考えるとあるので  $3 000 \text{ #}/\text{in}^2$  が Compression Allowable 応力は軸力とともに Combined Stresses として 97 ページ 1.7.18 により Appendix C により計算して Check する。

した。しかし文献<sup>9)</sup>以外のさらにくわしい工事報告を得るべく努力したが残念ながら発見できなかった。

さらに実際の橋梁で二次応力をほぼ完全に消した例として The Sciotoville Railway Bridge over Ohio River (775+775' 2 径間連続複線鉄道橋・1917 完) がある。この橋梁は文献<sup>10), 11)</sup>によれば単純桁の場合より 15~20% 経済的となり、当時連続桁として世界最大の支間を樹立し、死荷重+1/2 活荷重によって二次応力が 0 となるようにプレストレスをしながら支間の一つは足場式で他の支間は突桁式によって架設した。

また腹部材はガセットプレートと突きつけとして添接板をあて、山形鋼のみはガセットの奥深くそう入して連結した。中間支点のガセット厚さは  $3 \cdot 1/4"$ 、他の主格点では  $1 \cdot 5/8"$ 、副格点で  $3/16"$  であった。また文献<sup>11)</sup>によればこの橋梁は当時の New York の Consulting Engineer の Gustav Lindenthal の下に O.H. Ammann

が Principal Assistant Engineer in General Charge として、D.B. Steinmann が Computations of Superstructure として活躍し設計施工されたもので計画・製作・架設に関し、くわしく記述されている。縦桁は全支間架設完了後の弦材の長さに合わせて製作されており、床桁の縦桁とのリベッティングは主構架設完了後に行なわれている。また Geometric Angle 法の工場組立とリベッティングの方法に触れており興味ぶかい。

文献<sup>12), 13)</sup>には文献<sup>11)</sup>に対する討議がなされ文献<sup>13)</sup>において Quimby の間に答え二次応力を消したことが充分経済的であったことを Lindenthal が答えている。

The Sciotoville Bridge はたとえば Subvertical など他の主要部材の変形が充分終ったあとに、連結を残しておいた一端を連結するなど、また部材の組立順序にも細心の配慮をして綿密に正確に二次応力を消却することに成功した橋梁であり、上記のほか現場責任者 Clyde

(c)

DESIGN							
Alloy Structural Steel						High Yield Strength Quenched & Tempered Alloy Steel <sub>2</sub>	
M 223(A 572) (8)						(A 514/A 517) (9)	
Up to 4" Incl.	Up to 1-1/2" Incl.			Up to 1" Incl.	Up to 1/2" Incl.	Over 2-1/2" To 4" Incl.	Up to 2-1/2" Incl.
Shapes Thru 426 #/Ft.				Groups 1, 2	Group 1	Not Applicable	
60 000	60 000	65 000	70 000	75 000	80 000	105 000	115 000
42 000	45 000	50 000	55 000	60 000	65 000	90 000	100 000
$\approx 0.55 F_y$ 23 000 [17.4%]	$\approx 0.55 F_y$ 25 000 [16.00%]	$\approx 0.55 F_y$ 27 000 [14.8%]	$\approx 0.55 F_y$ 30 000 [13.3%]	$\approx 0.55 F_y$ 33 000 [12.6%]	$\approx 0.55 F_y$ 36 000 [11.6%]	$\approx 0.46 F_u$ 48 000 [8.35%]	$\approx 0.46 F_u$ 53 000 [7.55%]
125	125	125	120	115	110	90	85
18 000— $0.39 \cdot (L/r)^2$ [16.6%]	20 000— $0.46 \cdot (L/r)^2$ [15.0%]	22 000— $0.56 \cdot (L/r)^2$ [13.7%]	24 000— $0.65 \cdot (L/r)^2$ [12.5%]	26 000— $0.77 \cdot (L/r)^2$ [11.6%]	29 000— $0.93 \cdot (L/r)^2$ [10.4%]	40 000— $1.8 \cdot (L/r)^2$ [7.5%]	44 000— $2.2 \cdot (L/r)^2$ [6.82%]
18 000— $0.52 \cdot (L/r)^2$	20 000— $0.62 \cdot (L/r)^2$	22 000— $0.74 \cdot (L/r)^2$	24 000— $0.88 \cdot (L/r)^2$	26 000— $1.04 \cdot (L/r)^2$	29 000— $1.26 \cdot (L/r)^2$	40 000— $2.4 \cdot (L/r)^2$	44 000— $2.9 \cdot (L/r)^2$

Allowable Stress の何%にあたるかを [ ] 内に記す。

Stress  $\sigma_{ca} = a \cdot b \cdot (L/r)^2$  の基本応力  $a$  の何%になるかを [ ] 内に記す。上記をこす二次応力は一次応力として扱う (120 ページ 1.7.78)。この一次

E.Pyle の文献<sup>14)~16)</sup>と総まとめの文献<sup>17)</sup>があり、二次応力消去の方法があますところなく記述されている。

一方、欧州においては、Manderla, Engesser, Asimont, Winkler, Bleich, Mohr, Müller, Breslau, Gehler 等により 1879~1910 年にわたり、すでに多くの二次応力に関する理論的解析および計算が進められてきた。

特にドイツにおいては日本と同様、世界に率先して鉄道橋にも全面的に溶接構造を活用してきており、応力集中と二次応力の少ないトラス構造および構造詳細部に意を用い多くの理論解析と実測がなされてきた。たとえば文献<sup>18), 19)</sup>によって、その大要を知ることができるが、筆者の知る限りでは二次応力のできるだけ小さい鉄道橋として、戦後垂直材のないワーレントラスがさかんに用いられ、またガセットプレート部における力の流れに関する研究・実測が数多く行われてきた。また疲労強度の観点から溶接の構造詳細部に多くの研究がされたようで

あり、それ自体有意義なことではあるが、積極的に二次応力をプレストレスにより消す方法は、まだ行なわれていないようである。また文献<sup>19)</sup>によれば、箱型の腹部材をガセット近傍で上下のカバープレート近づけて H 断面型にして連結する方法は、格点剛性による材端モーメントによって、きわめて大きい二次応力が作用していることが実測で判明したこと、また床組の曲げの影響によって腹部材の外・内面に応力的に大きな差の生じていることが実測されていることは注目すべきことである。

ワーレンに Hip Vertical の存在する形式は、弦材に大きい二次応力を発生するが、これに関しては、Floor Beam Hanger または Subdivided Vertical の長さを適当な長さだけ意識的に、たとえば下路橋の場合は、短くすることによって弦材の二次応力を充分小さくできることが文献<sup>8)</sup>の Part III, 文献<sup>20)</sup>に推しょうされている。

また Great New Orleans Bridge<sup>21)</sup> および Bay

Bridge<sup>9)</sup>には Floor Beam の両端面を載荷時に鉛直になるように両端面に意識的に傾斜をつけて製作し、架設後、載荷時に垂直材や弦材に曲げやねじりの作用することを避けることにより二次応力の軽減をはかっている。またこの二つの橋梁では重要な引張材は熱処理鋼のアイパーを用い、主要圧縮材は Ni 鋼の箱型断面を用いている。

#### 4. 高張力鋼と二次応力

最近では鋼材の質的な改善、発達が著しく、ますます高張力鋼を使用するようになってきたが、計算解析の発達から、たわみ制限は、だんだんと緩和される方向にある。

高張力鋼を使用することによって断面は小さくなり、曲げ剛性も小さくなり、二次応力も必然的に小さくなる傾向にあるが、一方構造物および部材の必要剛度から一定の  $l/r$  以上はさけてもいるので、また一方、許容応力に比例して作用応力が大きく、したがって部材の弾性変形量も大きいために、場合によっては異状に大きい Deformation Stress が作用する場合がある。また高張力弦材の大きい弾性変形量による床組や、横構に与える影響を慎重に検討しなければならない。

#### 5. 溶接の発達と二次応力

近年、溶接の著しい発達によって、トラス構造の各部材も溶接によって組成されるのが普通である。この場合、二次応力の観点からは引張材には H 型断面が曲げ剛性が小さく望ましいが、H 型ではあまり板厚が大きくなりすぎる引張材の場合、および圧縮材の場合では、箱型断面を組成することが多い。密閉箱型断面は、リベット時代の緩工や綴板を有する部材に比べ、ねじり剛性が高く溶接線も連続で部材強度も明確である。しかし反面、曲げ剛性が大なるため二次応力が大きくなること、また箱型腹部材を箱型弦材にガセットプレートを通じて連結し相互に力を流す場合、リベット構造の腹部材や弦材のごとく大部分の断面積がガセットプレートの面に集中している場合に比し、力の流れに無理があり、ガセットプレート近傍の箱型部材の各材片の局部応力の大きさと圧縮材ではその局部座屈につきよくチェックする必要がある。また格点剛性による部材の端モーメントの変化に伴うせん断力につき箱型部材構成のグループまたは隅肉溶接の充分なるチェックが必要である。また一般の腹部材の二次応力のごとく、部材の中間にモーメント 0 の変曲点があり、その両端に正負の固定モーメントの作用する圧縮材の場合は、ちょうど部材の両端に  $+$  の偏心のある

圧縮材に相当し、この検算式は 1969 年版の文献<sup>9)</sup>の Appendix C に示されているが、このような  $+$  の偏心は座屈限界荷重には、それほど影響がないが、局部座屈は曲げ圧縮応力が作用するだけ、その安全率は低下をきたし、全体座屈よりも局部座屈が先行することにもなりかねないので、局部座屈のチェックが必要となる。

#### 6. 巨大橋梁と二次応力

巨大橋では  $l+i+d$  のうち  $l+i$  の割合が非常に小さくなって、自重によって常時許容応力に近い応力が作用していることになり、この一次応力と抱き合せて二次応力は作用していることになるので、中・小橋梁のごとく平時は活荷重が設計活荷重ほど作用していない場合と比較して、二次応力のチェックが重要度をもって来る。

また二次応力をできるだけ小さくするためには、ガセットプレートが小さいほど、格点剛性が小さく有利である。この意味からは腹部材をガセットプレートに突きつけにして、添接板によって複せん断方式に高力ボルトで連結するのがよい。

U.S.A. では二次応力を消すために、各格点において部材端に回転を与え、かつ部材軸方向にも力を導入して格点の連結をしている。筆者案は二次応力を消す方法として、腹部材の曲げモーメントの 0 となる変曲点に添接を設けて、この変曲点の部材端において部材に軸力と、軸力に直角の力を与えて両部材端を寄せつけるのみで連結する方法を試算している。この方法によれば部材端に回転モーメントを与える必要がないので比較的容易に将来生ずる二次応力と反対の応力が導入でき、最終的に二次応力を消すことができるが、このことに関しては紙数の関係から他の機会にゆずりたい。また二次応力を消すことは繁雑ではあるが、鋼重の節約と現場の高力ボルト数の減少を考慮すれば Lindenthal の討議回答のごとく、経済的に充分実行の価値があると思われる。

当然のことではあるが、製作・架設において二次応力を消す方法を採用した場合は、詳細な計算二次応力とそれを打ち消すプレストレスによる応力の合計によって結果的に二次応力がほぼなくなるのであって、二次応力の影響を充分考えた場合に相当するわけであるから、この場合の部材断面決定の許容応力は、たとえば表-1(a)の各示方書にのべている、二次応力を計算しない場合の基本許容応力より大きい、二次応力を考えたときの許容応力を用いることができることは論をまたない。

わが国においては、二次応力の問題は抽象的にしか扱われて来なかったが、諸外国の現状と二次応力に関し、注意すべき問題点につき思いつくまを記述した。今後のこの方面の発達に、なんらかの寄与が出来れば幸いです。

ある。

参 考 文 献

- 1) Welding Journal April 1958 p. 315~316
- 2) Economics of Bridgeworks, Waddell, Page 136
- 3) British Standard 153. Part 3 B, 1958.
- 4) Steel Bridge Code. Government of India  
Adopted 1941  
Revised 1946  
Calcutta Eastern Railway Press 1953
- 5) Standard Specification for Highway Bridges the American Association of State Highway Official. 1949, 1965, 1969.
- 6) Form 409. Commonwealth of Pennsylvania Department of Highway Specifications 1967, 1053, 11.
- 7) California Standard Specifications Section 55, Steel Structures 1969
- 8) Modern Framed Structures by Johnson, Bryan and Turneaure Part II (1910), Part III (1916)
- 9) Engineering, June 24, 1938
- 10) Movable and Long Span Steel Bridge First Edition, Hool and Kinne
- 11) Proceedings of ASCE, March, 1922, p. 409~452, by Gustav Lindenthal
- 12) Proceedings of ASCE, May 1922, p. 1311~1320. Discussion by Turner, Thomson, and Fowler
- 13) Transactions of ASCE, April 1922, p. 963~975. by Greiner, D.B. Steinman, Quimby, and Lindenthal.
- 14) E.N.R. Jan 10 1918. Problems and General Methods of Erecting the Sciotoville Bridge, by Clyde E. Pyle
- 15) E.N.R. Jan. 31, 1918. Truss Erection and Jacking Operations for two 775-Foot Continuous Sapsns. by Clyde E. Pyle
- 16) E.N.R. Dec. 26, 1918. Erection Experience at the Sciotoville Bridge, by Clyde E. Pyle.
- 17) Engineering, Jan. 25, Feb. 22. April 12, April 26, 1918. by Frank W. Skinner.
- 18) Stahlbau (Band I) p. 289-299. Ein Handbuch für studium und praxis in 3 Bänden. Deutschen Stahlbau Verband, Köln, 1961
- 19) Zwängungsspannungen bei Neueren Geschwisten Stahlbrücken. von Dr-Ing, G. Hutter. Der Stahlbau, 9/1968
- 20) AREA 1965, 15-1-48.
- 21) Civil Engineering, June 1958.

(1970・10.8・受付)

# 鋼構造部材と骨組

T. V. Galambos 著 / 福本嘯士・西野文雄共訳 / A 5・394ページ ¥2,400

本書は鋼はり、柱、はり一柱、剛節骨組の弾性挙動および非弾性挙動について詳細に述べ、構造工学専攻の大学院生および構造工学技術者のために書かれたものです。

## 構造力学 III 一板の力学 (I・¥1,300 II・¥1,200)

成岡・丹羽・山田・白石著

A 5・312ページ ¥1,700

I、II巻が、はり、柱、トラス、ラーメンなどの骨組構造を取扱っているのに対し、連続弾性体の力学、および平盤、平板、シェルなど面構造の力学の基礎を学部学生向きに体系的にわかりやすく解説。

### 土木計測便覧

京都大学土木会編  
A 5・792ページ  
¥5,000

### 土木計画とOR

石原藤次郎 校閲  
吉川和広 著  
B5・468ページ ¥3,000



## 丸善

東京・日本橋  
振替・東京5番

# 土木学会田中賞設立を記念して刊行された橋の年鑑

申込先：〒160・東京都新宿区四谷1丁目・土木学会刊行物頒布係 (351) 4131 振替東京 16828

橋 1966-1967 は絶版となりました。残部僅少のためお早目にお申込み下さい。

## 橋 1967-1968

A 4判 82 ページ

1500 円 (〒150 円)

- 土木学会田中賞設立の趣旨と本年報発刊の目的
- 本州四国連絡橋技術調査報告書の概要
- 1967年度田中賞作品部門受賞作品  
福島第1高架橋 カラー  
名護屋大橋 カラー
- 鋼橋1967年の展望  
箱ヶ瀬橋 / 舞鶴跨線橋 / 瀬詰大橋 / 谷町インターチェンジ / 竜頭の橋 / 水道道路架道橋 / 狭間第6架道橋 / 越ヶ谷架道橋およびハツ道越ヶ谷架道橋 / 姥久保橋 / 大天橋
- コンクリート橋1967年の展望  
想影橋 / 大呼戸沢橋梁 / みなと大橋 / 有田川橋梁 / 瀬田川橋梁 / 小高瀬高架橋
- 1967年竣工主要橋梁一覧
- 1967年度田中賞論文部門受賞論文  
Response of Suspension Bridge to Moving Vehicles (伊藤 学)
- 選考経過報告など

## 橋 1968-1969

A 4判 94 ページ

1600 円 (〒150 円)

- 東名高速道路の橋梁  
一計画・設計・施工の概要一
- 1968年度田中賞作品部門受賞作品  
尾道大橋 カラー  
浜名湖橋 カラー  
第3綾瀬高架橋 カラー
- 鋼橋1968年の展望  
多摩川橋梁 / 無意根大橋 / 荒川・中川橋梁 / 新桂川橋梁 / 第一江戸川橋梁 / 新石狩大橋 / 安芸大橋 / 新瀬戸橋 / 飯田橋歩道橋 / 川崎ターミナル歩道橋 / 横浜駅東口歩道橋 / 新伊東線熱海駅地下道架道橋 / 福島仮設架道橋
- コンクリート橋1968年の展望  
矢作川橋梁 / 荒川PC下路鉄道橋 / 荒川東高架橋 / 地震滝橋
- 1968年度竣工主要橋梁一覧
- 1968年度田中賞論文部門受賞論文  
長大吊橋の地震応答と耐震設計法に関する研究 (小西一郎・山田善一・高岡宣善)
- 選考経過報告など

## 橋 1969-1970

A 4判 90 ページ  
(予定)

1600 円 (〒150 円)

11月末出版

- 都市内高速道路
- 1969年度田中賞作品部門受賞作品  
オークランド港湾橋 カラー  
首都高速両国大橋 カラー  
阪神高速大和川大橋 カラー
- 鋼橋1969年の展望  
酒匂川橋 / 木根川橋 / 第一平川大橋 / 皆瀬川橋 / 前川渡大橋 / 旭大橋 / 大井水管橋 / 八幡橋 / 御堂筋跨線道路橋 / 御堂筋架道橋 / 阪神国道架道橋 / 大谷橋
- コンクリート橋1969年の展望  
川音川橋 / 東灘第5工区高架橋 / 米代川橋梁 / 総武本線中川放水路橋梁
- 1969年竣工主要橋梁一覧
- 1969年度田中賞論文部門受賞論文  
実働荷重による鉄道橋の疲労被害推定 (伊藤文人)  
(1) 有限変形法による吊橋の解法 (2) 有限変形法に関する2, 3の考察 (後藤茂夫)
- 選考経過報告など