

I-120

純圧縮を受ける補剛板の極限強度の評価法

運輸省 正員 松永康男

岐阜大学工学部 正員 奈良 敬

大阪大学工学部 正員 福本 晴士

1. まえがき 道路橋示方書(以下「道示」と呼ぶ)の規定の背景となっている従来の圧縮補剛板の縦補剛材は、弾性座屈理論による必要剛比に基づいており、必要剛比以上の縦補剛材剛比の増加による強度増加は望めない。しかしながら、圧縮力を受ける補剛板の縦補剛材は剛度部材であるとともに強度部材でもあるから、縦補剛材の断面積が増せば補剛板全体の極限強度は増加する。したがって、より合理的に縦補剛材を設計するためには、単に縦補剛材に対して必要剛比を満足させるだけでなく、与えられた縦補剛材に対して補剛板の強度を評価することが肝要である。圧縮補剛板には、残留応力や初期たわみなどの初期不整が不可避免的に存在し、その強度を簡単に求めることは困難である。そこで、縦補剛材剛比を考慮した補剛板の極限強度を多リブモデルの細長比パラメータに関連して簡単に求める方法を考える。ここで多リブモデルというのは、図-1に示すような補剛材1本と板パネルを合わせたT形断面のモデルを言う。この方法に関する研究としては、文献1)、2)などが挙げられるが、いずれも板パネルの局部座屈を有効幅という概念で考慮している。ここでは有効幅という概念を用いずに、局部座屈を考慮できる多リブモデルの細長比パラメータを求め、極限強度と細長比パラメータの関係を求めたので報告する。

2. 多リブモデルの解析 多リブモデルの解析にあたっては、無限補剛板より取り出した一本の補剛材と板パネルよりなるモデルを解析する。解析法は Hybrid displacement model に基づいた弾塑性有限変位解析法を用いている。そして、板パネルの幅厚比パラメータ R 、縦横比 α 、縦補剛材の剛比パラメータ η/η などのパラメータを変化させて、約70の解析を行った。初期たわみについては道示による許容値、残留応力については文献3)にしたがった。降伏応力度は、 $\sigma_y = 2400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ である。

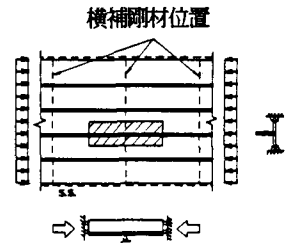


図-1 多リブモデル

3. 解析結果の評価 前項により解析した結果を式(1)で表される細長比パラメータで整理する。

$$\lambda = \eta \cdot 1 / \pi \cdot \sqrt{\sigma_y / E} \cdot l / r \quad \dots (1) \quad \eta = 1 / \sqrt{(\sigma_u / \sigma_y)_{\text{plate}}} \quad \dots (2)$$

$$(\sigma_u / \sigma_y)_{\text{plate}} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ (0.453 / R)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \quad \dots (3)$$

l : 横補剛材間隔

r : 多リブモデルの断面2次半径

式(3)は、文献4)に基づく圧縮板の耐荷力曲線である。係数 η によって板パネルの幅厚比パラメータを細長比パラメータに反映させ、板パネルの局部座屈を考慮している。以上より求めた細長比パラメータ λ と極限強度の関係をそれぞれ η/η および R 別に整理して図-2、図-3に示す。これより、各種パラメータを変化させた解析結果は、ほぼ同一曲線上にのることがわかる。図中の実線は、道示による柱の耐荷力曲線であるが、この曲線は λ の大きい領域でやや安全側の評価をしているものの、解析結果のほぼ平均値を与えていることがわかる。したがって、SS41の補剛板に対しての極限強度はこの曲線を用いて評価できる。また、鋼種のグレードが上がると、降伏応力度に対して残留応力度の入る割合がSS41に比べて小さくなり³⁾、極限強度が上昇する。その影響を考慮するために、式(4)で表わされるような鋼種の影響を評価できる細長比パラメータ λ^* に修正した。そして、多リブモデルの極限強度曲線を式(5)とした。そして、補剛板の圧縮荷重 P を式(6)より計算する。ここで、 A_r は多リブモデルの断面積、 b は板パネル幅、 t は板パネル厚を表す。

$$\lambda^* = (2400 / \sigma_y)^{1.2} \cdot \lambda \quad \dots (4) \quad \sigma_u / \sigma_y = \begin{cases} 1.0 & (\lambda^* \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545 \lambda^* & (0.2 < \lambda^* \leq 1.0) \\ 1.0 / (0.773 + \lambda^*) & (1.0 < \lambda^*) \end{cases} \quad \dots (5)$$

$$P = [\sigma_u / \sigma_y \cdot n_r \cdot A_T + b \cdot t \cdot (\sigma_u / \sigma_y)_{plate}] \cdot \sigma_y \cdots (6)$$

4. 実験結果との比較 純圧縮を受ける補剛板については今まで多くの実験が行われているが、ここでは文献5)より11例、文献6)より6例を選んだ。ただし、実験値は補剛材本数 $n_r=3, 4$ の場合だけである。これらの実験結果を、式(5)で与えられる曲線とともに図-4に示す。実験結果が少ないので一概には言えないが、この曲線は、実験結果に対してほぼ下限値を与えていることがうかがえる。また、実験結果と式(6)で計算される強度とを比較した結果を表-1に示す。これより、幅厚比パラメータの大きい場合には多少誤差が大きくなるが、比較的精度よく強度が推定されていることがわかる。

5. 考察 設計に際して重要なことの一つは、実際に設計した断面の安全性を照査することであるが、道示では、縦補剛材が必要剛比を満たしていれば、剛比の如何によって強度が変化することはない。しかし、剛比が増加すれば強度も増加することが解析的にも実験的にも確かめられている以上、それを考慮する方がよいと思われる。したがって、必要剛比という考え方より、最小剛比(その値は現在の必要剛比を目安として決めればよい)という考え方⁷⁾の方が妥当である。本法では、多リブモデルを用いて補剛板の強度が良好な精度で評価できることに着目し、剛比の影響を含めた多リブモデルの細長比パラメータ λ^* を用いて極限強度の評価を行った。その結果、本法は良好な精度で極限強度を評価していることが明らかになった。本法は縦補剛材本数 n_r が3本以上の補剛板の極限強度を精度よく評価できる多リブモデルの解析データを用いていることから、補剛材本数が多くなるほど精度よく補剛板の強度を推定するものと思われる。したがって、本法は比較的補剛材本数の多い箱桁橋圧縮フランジの強度評価に適するものと思われる。

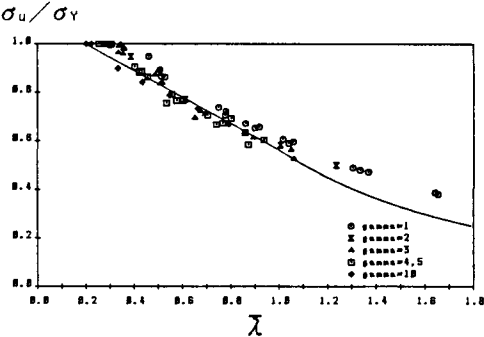


図-2 λ による極限強度の変化(n_r/n で整理)

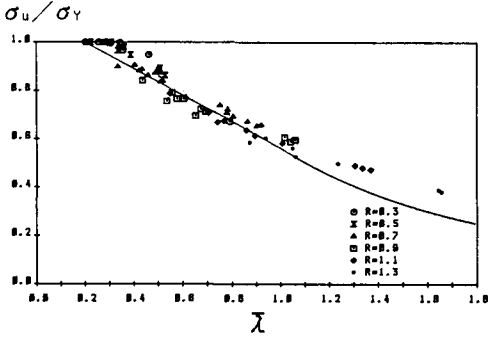


図-3 λ による極限強度の変化(Rで整理)

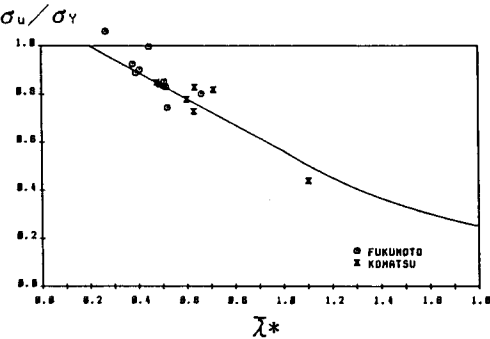


図-4 提案式と実験結果との比較

表-1 解析結果との比較

	供試体	R		n_r/n	n_r	σ_y kg/cm ²	λ^*	$P_{max}(t)$	$P(t)$	P_{max}
		減圧係						実験値	本法	P
橋	B-1-1	0.669	0.917	3	3480	0.517	166.0	165.26	1.00	
	B-1-1r	0.717	1.05	3	3480	0.508	159.3	157.53	1.01	
	B-1-2	0.682	1.65	3	3480	0.409	185.0	178.90	1.03	
	B-2-1	0.611	0.797	3	3480	0.491	141.8	142.76	0.99	
	B-2-4	0.596	3.12	3	3480	0.268	222.2	198.71	1.12	
	B-3-1	0.462	0.45	3	3480	0.447	137.0	122.57	1.12	
	C-1-2	0.787	3.92	4	2760	0.523	192.3	210.35	0.91	
	C-1-4	0.770	5.08	4	2760	0.393	278.5	275.75	1.01	
	C-2-1	0.699	1.14	4	2760	0.663	179.3	169.29	1.06	
	C-2-2	0.698	1.94	4	2760	0.510	200.3	194.73	1.03	
小 松	C-2-4	0.701	4.33	4	2760	0.380	257.7	247.79	1.04	
	Ai-1	0.551	0.52	3	2760	0.714	220.4	204.74	1.08	
	Ai-2	0.554	0.68	3	2790	0.635	230.4	219.85	1.05	
	Au-1	0.693	0.58	3	3840	0.603	274.0	277.84	0.99	
	Au-2	0.687	1.06	3	3770	0.479	304.1	303.54	1.00	
	Bu-1	0.896	0.99	3	3940	0.631	205.2	214.33	0.96	
	Cu-1	1.311	1.02	3	3460	1.104	136.1	162.92	0.84	

参考文献 1)Horne, Narayanan: Proc. ICE, Part 2, 1975. 2)小松・北田:土木学会論文報告集, 第302号, 1980年. 3)小松・牛尾・北田:土木学会論文報告集, 第265号, 1977年. 4)奈良・津田・福本:土木学会論文集, 第192号, 1988年. 5)Fukumoto, Usami, Okamoto: The ASCE Specialty Conference on Metal Bridge, St. Louis, 1974. 6)小松・牛尾・北田:土木学会論文報告集, 第255号, 1976年. 7)奈良・小松・安松・池田:構造工学論文集, Vol.34A, 1988年.