

大阪市立大学大学院 学生会員 ○福本和弘
 大阪市立大学工学部 正会員 中井 博
 大阪市立大学工学部 正会員 北田 俊行
 川崎重工業研究所 正会員 大南 亮一

1. まえがき

曲線形橋腹板の極限強度については、未解決の問題が多く、現行の道路橋示方書においても、曲率を有する腹板の設計基準は明確にされていない。そこで、本研究では、せん断を受ける曲線形橋腹板に着目し、その極限強度特性を実験を通じて把握した。その際、桁の極限強度は、垂直補剛材の間隔および剛度に大きく影響されることが明らかになったので、その挙動について考察を試みた結果をここに報告する。

2. 実験概要

本研究では表1に示す各種にフレームの異なる9体の供試体を作成し、実験を行った。垂直および水平補剛材の剛度は、示方書に定められている必要最小剛度の約1.0および5.0倍のもの2種類についての組合せを考えた。実験方法は、文献(1)に従った。

3. せん断耐力と垂直補剛材の挙動

図1にNO.7の桁の破壊状況を示す。NO.6,7の桁の垂直補剛材は、道路橋示方書の剛度規定を満足しているにもかかわらず、その中央で局部座屈を起こし、腹板の斜張力線が垂直補剛材を貫通している。これは、曲率による影響と思われるが、曲線形橋腹板の垂直補剛材に関しては現行示方書の剛度規定は不適正であり、今後、十分な検討が必要であることがわかる。表2は、実験から得られた各供試体のせん断耐力をまとめたものである。表には、Rockyの算定式より求めた各供試体の極限せん断強度が T_u として併記してある。しかしながら、Rockyの方法も含め現存するせん断耐力算定方法では、垂直補剛材の剛度

表1 供試体の寸法諸元

No.	曲率半径 R(m)	腹板高 h _w (mm)	補剛材間隔 a(mm)	マスベリ比 a/h _w	腹板厚 t _w (mm)	補厚比 h _w /t _w	フランジ b _g ×t _f	垂直補剛材剛比 I _v	水平補剛材剛比 I _H
1	10	800	800	1.0	4.5	178	140×12	0	0
2	∞	800	800	1.0	4.5	178	140×12	0	0
3	10	800	400	0.5	4.5	178	140×12	1.0	0
4	10	800	400	0.5	4.5	178	140×12	4.4	0
5	∞	800	400	0.5	4.5	178	140×12	4.4	0
6	10	800	400	0.5	3.2	250	140×12	1.0	1.0
7	10	800	400	0.5	3.2	250	140×12	1.0	5.0
8	10	800	400	0.5	3.2	250	140×12	4.9	1.0
9	10	800	400	0.5	3.2	250	140×12	4.9	5.0

(注) $I_v = I_v / I_{v.req}$ $I_v(cm^4)$: 垂直補剛材剛度 $I_{v.req}(cm^4)$: 必要最小剛度
 $I_H = I_H / I_{H.req}$ $I_H(cm^4)$: 水平補剛材剛度 $I_{H.req}(cm^4)$: 必要最小剛度

表2 各供試体のせん断耐力

No.	理論値		実験値		Vu'/Vu	Vu'/Vp	破壊 モード
	Vu(t)	Vp(t)	Vu'(t)				
1	48.2	79.6	39.9	0.83	0.50		
2	48.4	79.6	42.9	0.89	0.54		
3	70.7	79.6	58.4	0.83	0.73		
4	70.8	79.6	—	—	—		
5	71.1	79.6	58.2	0.83	0.73		
6	38.2	45.4	35.2	0.92	0.78		
7	38.0	45.4	38.2	1.01	0.84		
8	38.2	45.4	39.6	1.04	0.87		
9	37.9	45.4	40.2	1.06	0.89		

(注) Vp: 塑性せん断力 ($C_y = 0.13$)

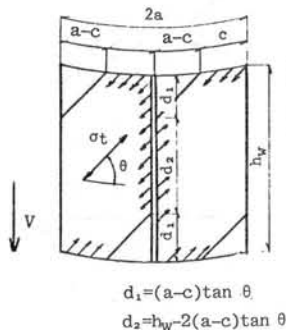


図2 斜張力場

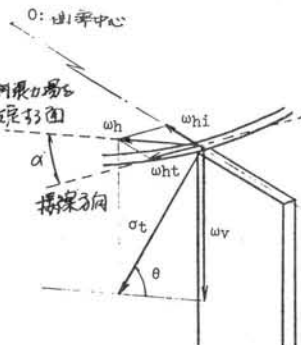


図3 斜張力の分力

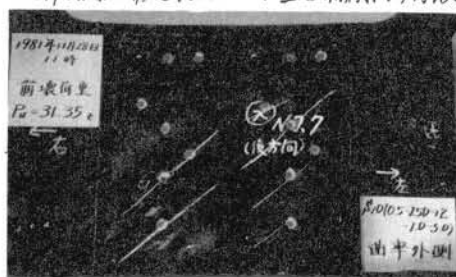


図4 供試体NO.7の破壊状況

が荷重に及ぼす影響が考慮できない。さらに、この表から明らかのように、垂直補剛材剛度が増加すれば、せん断耐力も上昇する傾向が認められる。これらのことより、曲線形補腹板のせん断耐力を正確に評価するためには腹板の挙動以外に垂直補剛材の挙動をも明らかにすることが重要な課題であると考え、以下のような考察を試みた。腹板が、せん断座屈を起した後に斜張力場を仮定する面

の張力 σ_t は、Von Mises の降伏条件より次式において表わされる。

$$\sigma_t = -\frac{3}{2} \tan 2\theta \sqrt{\sigma_{xy}^2 + \tau^2 (\frac{2}{\sigma_m} \theta - 3)}$$

σ_{xy} : 腹板のせん断力 θ : 張力場の傾度

図4 斜張力場の仮定位置

図2に示すように、フランジに作用する斜張力場の鉛直分力が垂直補剛材によって支持されるとすると垂直補剛材には、凡ゆる力が上下フランジを通じて作用することになる。図4に示すように、斜張力場が補剛材間を直線と結んだ面に存在すると仮定すると、 σ_t は図4に示すような成分に分けられる。

この時、補腹板方向と斜張力面の傾角を α とする。腹板の有効幅を $b_w = \eta d$ とし、図5に示すような解モデルを考える。以上の解析モデルの垂直補剛材の軸方向ひずみ分布を図6, 7, 8が得られる。図6は η の値を変化させたものであるが、図7に示す α の値を変化させた図7の方が垂直補剛材の軸方向ひずみに与える影響は大きい。図6, 7は上下フランジ端を固定支持とした場合の結果であるが、単純支持とした図8において α の値の変化が垂直補剛材の軸方向ひずみ分布に与える影響は大きい。図9に示す No. 9 の桁の実験結果は、 $\alpha = \phi/4$, $\eta = 40$ の上下フランジ端固定支持の解析結果と定性的に一致が見られた。

4. まとめ

今後、この解モデルを用いたせん断耐力の近似的な計算法の開発を行う予定である。その内容については、図7. 解析結果(固定支持, $\eta = 40$, $\alpha = 0$, $(\phi/4)/2$, $\phi/4$)

発表当日、詳しく申し上げる予定である。

参考文献 1) 中井他、せん断座屈曲線形補腹板の耐力に及ぼす腹板の傾度、昭和59年度土木学会論文報告書、2) K.C. Reddy, The Elastic Behavior of Shear and Bending

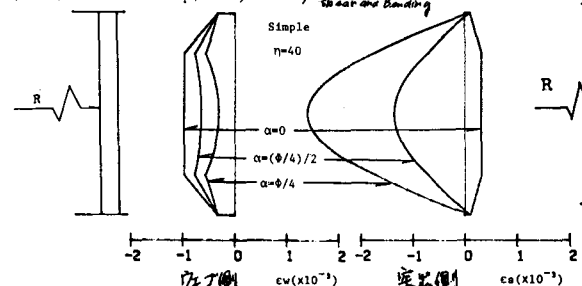


図8 解析結果(単純支持, $\eta=40$, $d=0$, $(\phi/4)/2$, $\phi/4$)

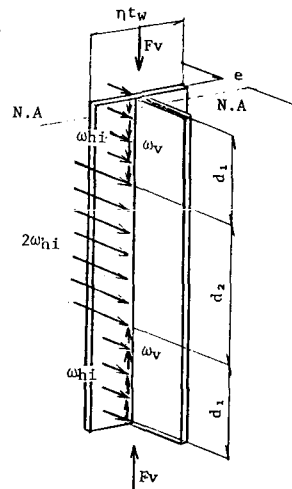


図5 解析モデル

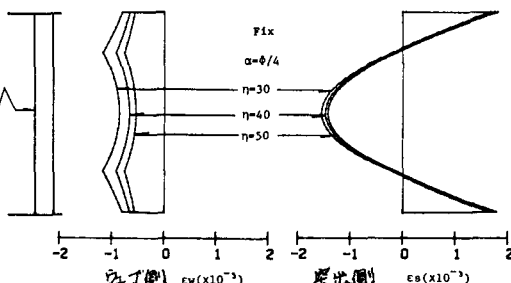


図6 解析結果(固定支持, $d = \phi/4$, $\eta = 30, 40, 50$)

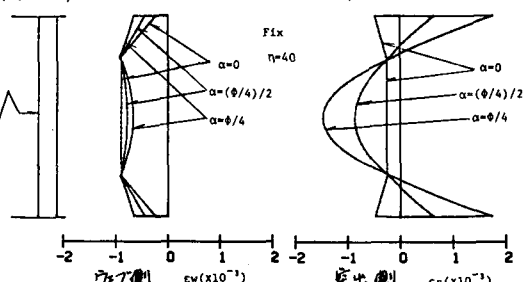


図7. 解析結果(固定支持, $\eta=40$, $\alpha=0$, $(\phi/4)/2$, $\phi/4$)

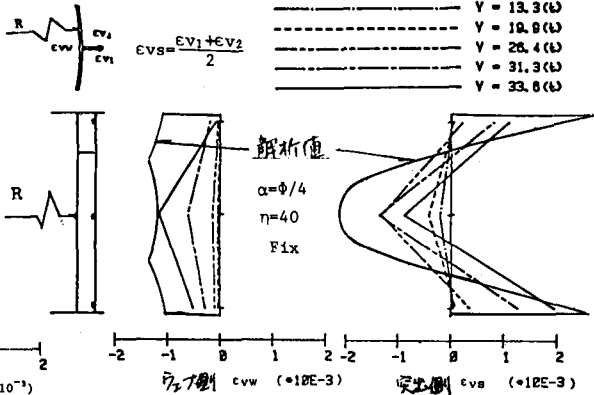


図9 実験結果 (No. 6 の桁)