

I - 59

鋼床版ブラケットの耐荷力に関する実験的研究

立命館大学大学院 学生員 小糸 秀幸
 富士車輛 正会員 笠井 啓二
 立命館大学理工学部 正会員 伊藤 満

1. はじめに

鋼床版横リブの静的強度や疲労強度に関する研究はこれまでに数多くされているが、これらは主桁と主桁間の鋼床版横リブを対象にしたものが多い。しかし、近年の橋梁の大型化とともに鋼床版張出部のスパンが5mを超えるものも建造されている中、鋼床版張出部横リブ(ブラケット)を対象にしたものは少ないようである。鋼床版ブラケットは、構造上は張出しばりに近く、設計上は片持ちばりとして計算される。このブラケット部分には、主桁間の鋼床版を単純ばりとしてとらえた場合に対して、曲げモーメントは逆の方向に作用し、ブラケット腹板の圧縮部分は大幅に増加する。本研究は、鋼床版ブラケット断面のスリット周辺の弾塑性挙動、および極限強度のメカニズムを検討し、ブラケットの合理的設計のための基礎資料を得ることを目的に、U形鋼閉じリブを有する鋼床版ブラケットの静的耐荷力実験を行ったものである。

2. 実験概要

供試体は、鋼床版を有効幅の位置で切断した鋼床版タイプ(Deck-type)と、これと等価な弾性中立軸を有するはりタイプ(Beam-type)の2種類を、 M/V 比と腹板高さ H を変化させた合計5体を製作した。供試体の標準断面寸法をFig.1、Table.1に示す。鋼材はすべてSS400材を使用した。供試体の断面寸法は、我が国で架設されている鋼床版橋¹⁾・²⁾の中から、(1)全国平均値に近い横リブ腹板高さを有する供試体(A-1、B-1、C-1)、(2)横リブ腹板高さが全国平均値の約1/2となる供試体(A-2、C-2)とし、U形鋼閉じリブは、JSS規格²⁾の中から呼び名300×220のものを選んだ。なお、荷重ジャッキの容量(100ton)を考慮して、断面寸法は1/2に縮尺してある。Deck-typeの供試体は、有効幅で切断した鋼床版を考えているため、切断する前の鋼床版と等価な剛性となるように、切断位置に弾性ばり³⁾を用いた。Beam-typeの供試体は、フランジ断面積を調整することによって、デッキプレート側から腹板高さの約1/4の位置に弾性中立軸を選んだ。ブラケット断面のテーパは、従来の鋼床版ブラケットの寸法を参考に1/2とした。実験は、1点荷重とし、デッキプレート側が引張応力状態となるように通常の鋼床版をひっくり返した状態(Fig.1)で荷重を行った。

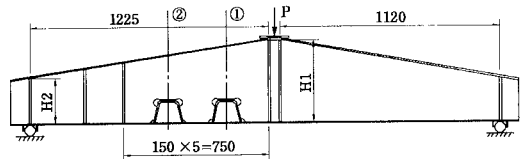


Fig.1

Table.1

Specimens	H1(mm)	H2(mm)	b/tf	Section ①				Section ②			
				M/V(m)	D/tw	D/ho	M/V(m)	D/tw	D/ho		
Deck-A-1	420	210	21.7	1.0	63.5	3.18	0.7	55.0	2.75		
type A-2	240	120	21.7	1.0	48.4	1.82	0.7	42.0	1.58		
Beam B-1	420	210	21.7	1.0	63.5	3.18	0.7	55.0	2.75		
- C-1	420	210	21.7	0.5	59.2	2.96	0.2	44.7	2.23		
type C-2	240	120	21.7	0.5	45.1	1.69	0.2	34.0	1.28		

ここに、b=下フランジ幅、tf=下フランジ厚、D=テストパネルの腹板高さ、ho=U形鋼閉じリブとその底面下のスリットを含めた高さ、tw=テストパネルの腹板厚、M/V=支点からテストパネル断面までの距離。

3. 実験結果

Fig.2は、供試体A-2の下フランジ、およびデッキプレートの垂直応力分布図である。図中の実線は、下フランジ、デッキプレートの腹板中心線上にそれぞれ貼付したひずみゲージから求めた実験値を示し、破線は、それぞれの位置でのはり理論による計算値を示したものである。供試体A-2と同じシャースパン($M/V=1.0m$)で、 D/ho 値の異なる供試体B-1と比較してみた結果、下フランジ側では、 D/ho 値が大きい供試体B-1では応力の乱れがほとんど見られないのに対して、 D/ho 値が小さい供試体A-2では応力の乱れが大きく、フィレンディール作用が大きいことを示した。しかし、デッキプレート側では、 D/ho 値の大小に関係なく応力の乱れはほぼ同じ程度であった。また、せん断の影響を強く受ける $M/V=0.5m$ の場合について

供試体C-1とC-2とを比較してみた結果、下フランジ側では、 D/ho 値がある程度(≈ 3.0)以上大きいと応力の乱れはほとんど少ないが、 D/ho 値がある程度(≈ 2.0)以上小さいと応力の乱れは大きく、圧縮側であるにもかかわらず引張側の応力を生じるほど、フィーレンディール作用の影響が大きいことを示していた。また、デッキプレート側では、 D/ho 値の大きにかかわらず応力の乱れは大きく、せん断を強く受ける支点近くだけではなく、載荷点の近くにおいても、圧縮側と引張側とが交互に生じるほどフィーレンディール作用の影響を強く受けていることを示していた。Fig.3は、供試体C-2の $P=4t$ 時における腹板の主応力分布図である。図中の実線は、主応力が圧縮応力でありその方向と大きさを示し、破線は、それが引張応力であることを示したものである。横リブ断面が等断面の場合には、Uリブのコーナー付近の応力集中はどの断面位置においても同じ位の値を示すのに対して、このような断面のUリブのコーナー付近の応力集中は、①断面より②断面の方が大きい値を示した。これは、横リブ断面が変断面であるために、Uリブ底面下の腹板断面積が急減し、大きなせん断応力が働くために生ずるものと考えられる。また、載荷中に下フランジがアーチアクションのような挙動を示し、このことの影響を強く受けていることも予想される。この供試体C-2よりも腹板高さが大きく、せん断の影響が比較的少ない供試体B-1の応力集中についても、同様の結果となった。Table.2は、各供試体の弾性限荷重 P_y 、腹板座屈荷重 P_{wcr} 、フランジ座屈荷重 P_{fcr} 、崩壊荷重 P_u を示したものである。すべての供試体において、フランジ座屈荷重と崩壊荷重が等しかった。このことから、この種の横リブの耐荷力は、下フランジの局部座屈によって決定されるものと思われる。

4.あとがき

U形鋼閉じリブを有する鋼床版ブラケットの耐荷力実験を行い、主にフランジの応力の乱れ、腹板の応力集中について検討を加えた。今後、このような横リブ断面の極限強度解析、およびFEM解析を行い、更に検討を加える予定である。

<参考文献> 1)渡辺昇、大島久:鋼床版設計実例の全国調査と鋼床版の経済設計、橋梁と基礎 Vol.10 No.9 pp.6~10 1976、2)日本鋼構造協会標準化委員会、Uリブ規格作成小委員会:鋼床版U形鋼のJSS規格、橋梁と基礎 Vol.14 No.8 pp.16~24 1980、3)大村裕、上野谷実、金谷和久:鋼床版横リブスリット周辺の応力分布と耐荷力、橋梁と基礎 Vol.10 No.8 pp.21~26 1976

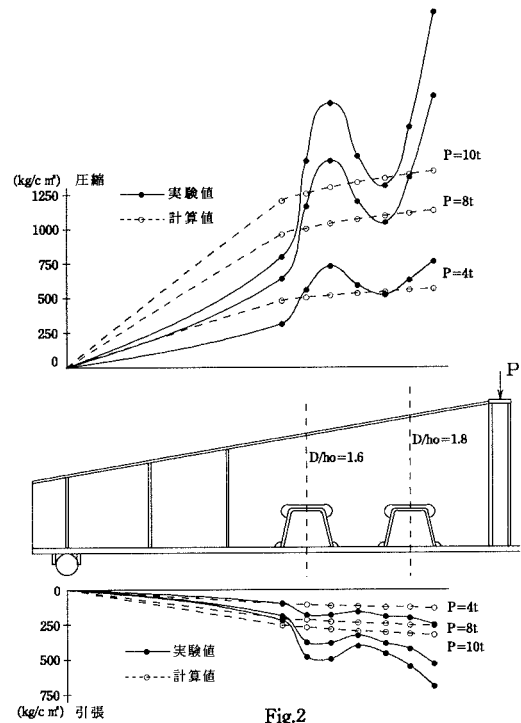


Fig.2

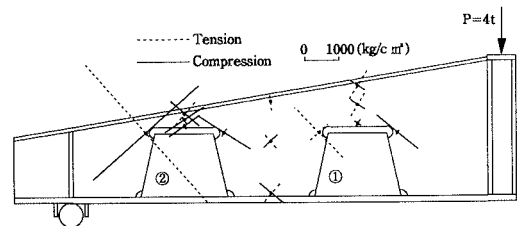


Fig.3

Table.2

供試体	弾性限荷重 P_y (t)	腹板座屈荷重 P_{wcr} (t)	フランジ座屈荷重 P_{fcr} (t)	崩壊荷重 P_u (t)
A-1	25.0	36.8	43.0	43.0
A-2	12.3	24.4	25.7	25.7
B-1	22.3	30.1	33.0	33.0
C-1	16.3	27.6	30.1	30.1
C-2	6.1	12.2	13.4	13.4