

鋼床版横リブの設計手法と疲労試験

Design Method and Fatigue Testings of Floor Rib on Orthotropic Steel Deck Bridges

鈴木 巖* 加賀山 泰一** 尾下 里治*** 岩崎 雅紀**** 堀川 浩甫*****

By Iwao SUZUKI, Taiichi KAGAYAMA, Satoshi OSHITA, Masanori IWASAKI and Kohsuke HORIKAWA

ABSTRACT

Orthotropic steel deck bridges are increasing in recent years. Although the members of orthotropic steel deck are directly influenced by through traffic load. To decide the design method of floor rib, FEM analysis and large scale model fatigue testing which are concerned with the scallop of connections between longitudinal rib and floor rib was carried out. And the simply calculation method with consideration both shear force and bending moment was showed.

Key Words: Design method, Floor Rib, Fatigue Strength, Orthotropic Steel Deck

1. はじめに

鋼床版は、コンクリート床版に比べて重量が約1/2～1/3と非常に軽量である、現地架設工期が短いなどの多くの特長を有するため、各地で架けられている。特に、近年はU型断面縦リブ(以下、トラフリブという)を用いた鋼床版の発展が著しく、本州四国連絡橋(以下、本四連絡橋)や都市高速道路などを始めとして主に軽量化が重要課題となる長大橋において数多く採用されている。

一方、鋼床版は、軽量であるがゆえに変形が大きい、応力挙動が複雑であるため細部構造によっては大きな応力を発生することがある、輪荷重を直接支えるために舗装および鋼部材の疲労に対する配慮が必要であるなど種々の課題を抱えている。このため、実用化初期から耐荷力、疲労挙動および舗装に関する数多くの研究^{1)～3)}が広く進められてきており、道路橋示方書においても疲労に関する事項などが設けられた。⁴⁾特に、本四連絡橋の設計に際して、本州四国連絡橋公団と建設省土木研究所が中心となって行った一連の研究は、鋼床版設計要領案⁵⁾(以下、本四要領案という)として鋼床版の設計に広く用いられている。

阪神高速道路公団でも以前から鋼床版の静的耐荷力や構造に着目した検討^{6)～8)}を中心に進めてきており、

* : 阪神高速道路公団 工務部(大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

** : 阪神高速道路公団 大阪管理部(大阪市西区阿波座 1-1-4)

*** : 工博(株)横河橋梁製作所 大阪支店 設計部(大阪府堺市築港新町 2丁)

**** : (株)横河橋梁製作所 研究所(千葉市新港88番地)

*****: 工博 大阪大学 溶接工学研究所教授(大阪府茨木市美穂が丘 11-1)

トラフリップが横リブウェブを貫通する部位(以下、スリット部という)は複雑な応力挙動を示し、デッキプレートと横リブウェブとの溶接部およびスリット下端切欠き部にせん断力により高い応力が生じることを実験的に明らかにすると共に、これを考慮した横リブウェブの設計手法を構造物設計基準¹⁾(以下、阪神基準)に反映している。

しかし、近年における交通量、特に重車両交通量の増加に伴う疲労損傷事例^{2), 3), 4)}が鋼床版部材についても報告され始めており、特に、上記の応力集中が疲労上問題となることが指摘されている。

本論文では、以上のような観点から、横リブのFEM解析結果とスリット部応力の簡易計算手法について記すと共に、横リブの疲労挙動を明らかにするために行った疲労試験結果について述べる。

2. 横リブ設計手法

鋼床版における横リブの設計手法に関しては、本四要領案と阪神基準があげられる。図-1に示す標準的な鋼床版橋¹⁾の桁間部(追越車線直下)の横リブについて行ったこれらの手法による計算結果を一覧にして表-1に示す。図中には活荷重実態調査結果を基にした輪荷重載荷位置を示したが、計算は一般の設計手法に準じて横リブ上にT-20後輪を満載(7輪)した。ウェブ上端部がクリティカルとなり、SM50以上の材質が要求される結果である。実際は他の要因などからSM50YAと高強度鋼が使用される。ところで、スリット部には応力集中が発生すること^{5), 7), 8), 9)}が報告されている。以下ではこの部位を対象としたFEM解析結果について概要を記すと共に、二次応力度の簡易計算手法について記す。図-2には以下の解析において用いている諸記号を示す。

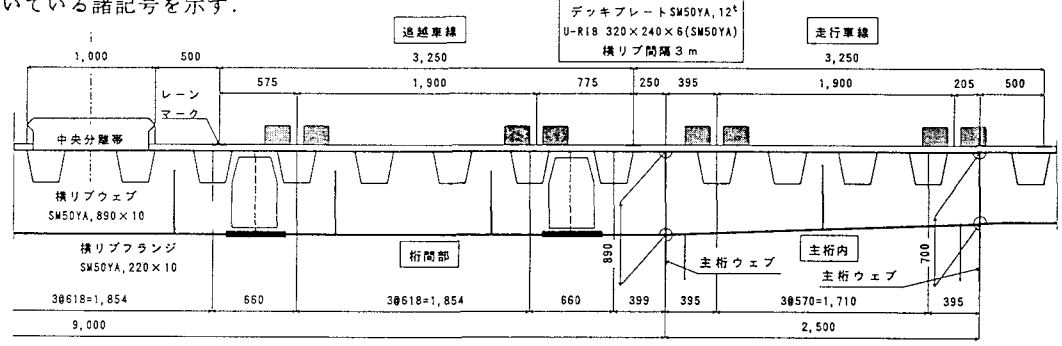


図-1 標準鋼床版橋及び輪荷重配置¹⁾

表-1 横リブ設計結果比較

設計手法区分	本四要領案	阪神基準
計算区分	Hn=890-(240+20) = 630	Hn=890-(240+30) = 620
最大曲げモーメント	Mmax=40.268 (ton・m)	
曲げ応力度	$\sigma U=230$ (kg/cm ²), $\sigma L=938$ (kg/cm ²)	
最大せん断力	Q=28.559 (ton)	
平均せん断応力度	$\tau_m=Q/(H_g \cdot t_w)$ = 321 (kg/cm ²)	
断面欠損を考慮したせん断応力度	$\tau_v=\tau_m \cdot H_g/H_n$ = 321・890/630 = 453 (kg/cm ²)	$\tau_v=\tau_m \cdot H_g/H_n$ = 321・890/620 = 461 (kg/cm ²)
ウェブ上端部	$\tau_H=\alpha/(\beta-2R) \cdot \tau_m$ = 618/(298-2・30)・321 = 834 (kg/cm ²)	

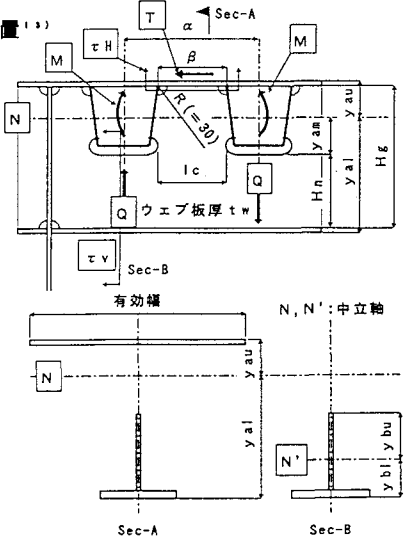


図-2 スリット部の記号

2. 1 阪神基準設計手法

阪神基準は表-2に諸元を示すモデル鋼床版を対象にウェブ高さ H_g をパラメータとしてFEM解析を実施して決定したものである。

第1に、図-3に示すデッキプレート及び下フランジを棒要素に置き換えた横リブ系モデルによりウェブ全体のせん断応力度分布を求めた。トラフリブは板厚分の断面積のみウェブに付加し、荷重は支間中央2点に4 tonずつの集中荷重とした。

図-4にウェブ上縁(以下、スリット歯部という)

及び下端切欠き部(以下、スリット谷部という)のせん断応力度に及ぼすウェブ高さの影響を示す。図中には、ウェブ全断面を有効とした場合の平均せん断応力度 τ_m に対して有効溶接長($\beta - 2 \cdot R$)を考慮した水平せん断応力度 τ_H と、 τ_m に対してウェブ欠損(H_g/H_n)を考慮した鉛直せん断応力度 τ_v を示す。ウェブ高さの低減に伴って、せん断応力度の上限値がスリット歯部からスリット谷部に移り、ウェブ高さが低い場合は鉛直せん断応力度により断面性能が決定されることがわかる。

第2に、図-5に示す立体解析モデルにより横リブ全体系の剛度低下及び応力増加について検討を加えた。

表-3にスリットによる横リブのたわみ剛度の低下率を示す。ここで、 y_M は通常的设计計算時に考慮されるはり理論による計算値であり、 y_{M+Q} は次式によるせん断変形を考慮した計算結果により算出ものである。また、 y_{F1} は横リブ系モデル、 y_{F2} は立体シェル構造モデルによる解析結果である。

表-2 解析対象鋼床版諸元(単位:mm)

横リブ支間, 間隔	4,650 4@2,780=11,120
横リブ寸法	ウェブ板厚 t_w :10 ウェブ高さ H_g :700, 600, 500, 450, 400 下フランジ寸法:210x10
横桁寸法	ウェブ2100x9, フランジ500x20
デッキプレート	板厚:12, 有効幅:1406
縦リブ間隔	465+6@620+465=4,650
縦リブ断面形状	U-300x220x6 (JSS規格)
縦リブ切欠き形状	本四要領案

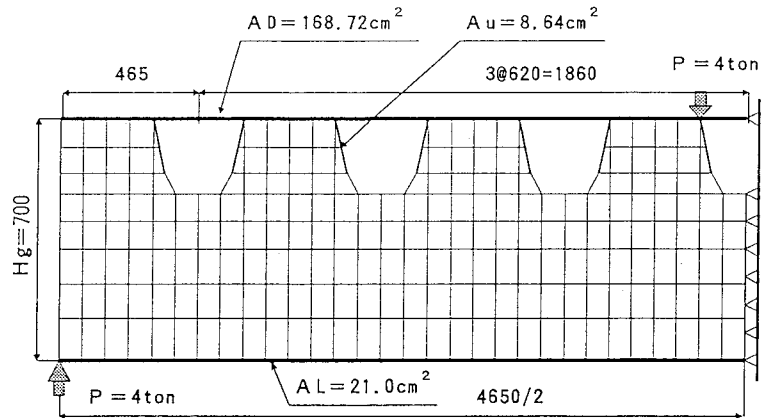


図-3 横リブ系解析モデル

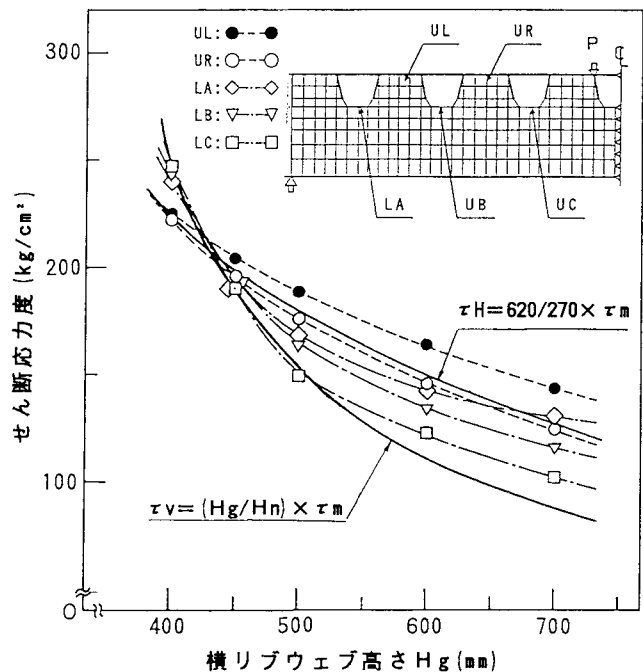
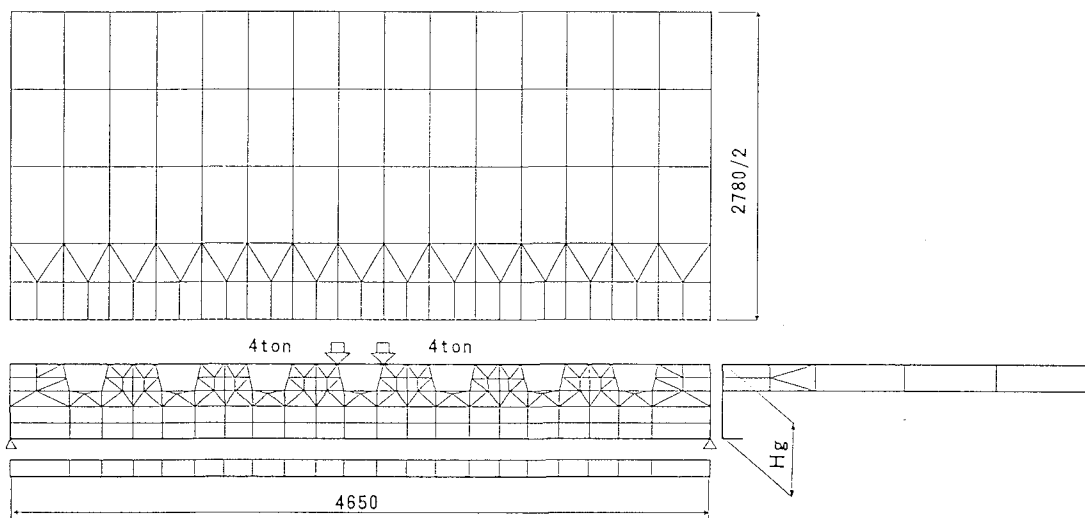


図-4 ウェブのせん断応力に及ぼすウェブ高さの影響



図－５ 立体解析モデル

表－３ スリットによるたわみ剛度の低下率

ウェブ 高さ Hg (mm)	スカーラップを考慮しない 最大たわみ (mm)		スカーラップを考慮した 最大たわみ (mm)		横リブの剛度低下率			
	yM	yM+Q	yF1	yF2	yM/yF1	yM/yF2	yM+Q/yF1	yM+Q/yF2
700	0.50	0.68	0.77	0.72	0.65	0.69	0.88	0.94
600	0.72	0.92	1.07	0.96	0.67	0.75	0.86	0.96
500	1.11	1.34	1.57	1.38	0.71	0.80	0.85	0.97
450	1.41	1.67	1.97	1.71	0.72	0.82	0.85	0.98
400	1.85	2.14	2.57	2.18	0.72	0.85	0.83	0.98

yM :設計時に考慮されるはり理論による計算値

yM+Q:せん断変形を考慮した計算値

yF1 :横リブ系モデルによる解析値

yF2 :立体解析モデルによる解析値

$$y_{M+Q} = \frac{P l^3}{48 E I} \cdot \left(1 + \frac{12 k E I}{G A l^3} \right)$$

l : 支間長 (465cm)

I : 断面二次モーメント

G : せん断弾性係数

A : ウェブ断面積

k : 重心のせん断応力度

k : 平均せん断応力度

yM/yF1及びyM/yF2はスリットとウェブのせん断変形による低下分が考慮されているためにyMの低下率が大きく、また、ウェブ高さが高くなるにつれて低下率も大きくなり、Hg=700では約35%低下している。

yM+Q/yF1はスリットの影響を表しており、ウェブ高さに関係なく、たわみ剛性が12%～17%低下していることがわかる。さらに、yM+Q/yF2がほぼ100%に近いことから実構造はスリットによる低下分を補う程度の剛性を有すると考えられる。

表－４にスリットによる横リブ下フランジの応力度の増加率を示す。表中σcは、はり理論による横リブ支間中央の応力度を、σF2は立体解析モデルによる解析結果を示す。先のたわみ剛度の低下率に比べて、応

表-4 スリットによる下フランジの応力増加

ウェブ高さ Hg (mm)	σ_c	σ_{F2}	σ_{F2}/σ_M	y_{F2}/y_M
	(kg/cm ²)			
700	302	330	1.09	1.44
600	377	408	1.08	1.33
500	488	517	1.06	1.24
450	564	592	1.05	1.21
400	661	688	1.04	1.18

σ_c : はり理論による応力度
 σ_{F2} : 立体解析モデルによる解析値

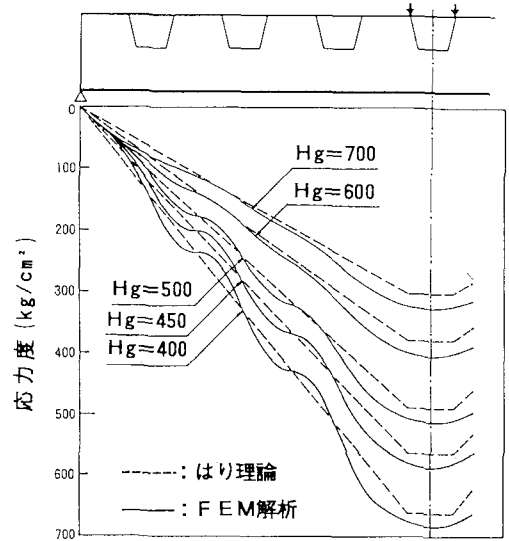


図-6 下フランジの応力分布

力の増加率はウェブ高さに係わらず約10%以内となっている。この増加分はウェブのせん断変形の影響を考慮したものであり、スリットによる下フランジの応力増加は考慮する必要はないと考えられる。ただし、下フランジの応力分布は図-6に示すとおりであり、ウェブ高さが低い場合は応力に乱れが生じるので、極端にウェブ高さが低い横リブは好ましくないと考えられる。

第3に、横リブのたわみ剛度の低下が縦リブや横桁に与える影響について低下率の最も大きなHg=700の場合について有限帯板法による解析を実施して調べた。計算結果を表-5に示す。横リブ剛度の低下による縦リブと横桁の応力増加はほとんど無く、一般の設計計算では無視してもよいと判断される。

表-5 横リブ剛度低下が縦リブ、横桁の応力増加に及ぼす影響

曲げ応力度対象位置			剛度低下を考慮しない場合の応力度A (kg/cm ²)	35%の剛度低下を考慮した場合の応力度B* (kg/cm ²)	増加率B/A
縦 リ ブ	支間中央	σ_U	-538	-548	1.02
		σ_L	1378	1405	1.02
	支点上	σ_U	396	395	1.00
		σ_L	-1012	1010	1.00
横 桁	支間中央	σ_U	-65	-65	1.00
		σ_L	88	89	1.01
	支点上	τ_w	117	118	1.01

2.2 スリット部二次応力の簡易計算手法

*:横リブの断面2次モーメントをたわみ剛度低下分(35%)低下させて算出

図-7に示す局部解析モデルに先の横リブ系モデルの解析により得られた変位量を強制変位として与え、スリット谷部の自由縁(以下、スリット自由縁という)における応力集中を調べた。図-8に一例としてHg=700におけるスリット自由縁の最大主応力分布を示す。支点側スリット部の応力集中が最も大きく、支間中央ほど値が低下していることがわかる。すなわち、応力集中に及ぼすせん断力の影響が大きいといえる。なお、せん断力による発生応力であるのでスリット左右で応力は反転する。表-6に最大主応力、平均せん断応力 τ_m 及び鉛直せん断応力 τ_v の解析結果を一覧にして示す。スリット自由縁においては非常に大きな応力集中が発生することがわかる。

上記のような応力集中に対して参考文献¹⁴⁾ではスリットのある横リブをフィーレンデル梁に置換して簡易に計算する手法を示している。ここでは、図-9に示す片持ち梁に置換して簡易計算(以下、簡易計算手法という)を行った。すなわち、スリット下端部のウェブ幅が最小となる部位で代表させて考える。

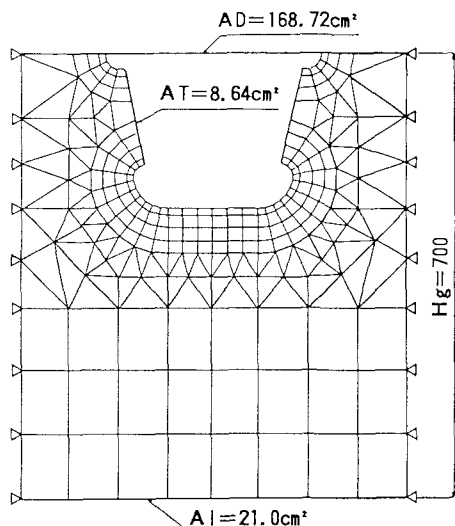


図-7 局部解析モデル

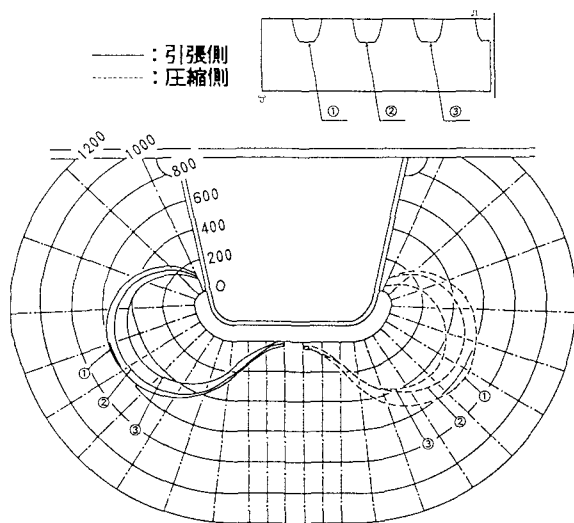


図-8 スリット自由縁の最大主応力分布 (Hg=700)

表-6 最大主応力及び平均せん断応力解析結果

ウェブ高さ Hg (mm)	最大主応力 σ_{tc} (kg/cm²)	平均せん断応力 (kg/cm²)		σ_{tc}	σ_{tc}
		τ_m	τ_v	τ_m	τ_v
700	612	57	87	10.74	7.03
600	724	67	111	10.81	6.52
500	864	80	154	10.80	5.61
450	940	89	190	10.56	4.95
400	1066	100	250	10.66	4.26

スリット歯部に作用する水平力 T は、

$$T = \frac{Q \cdot S}{I_a} \cdot \alpha$$

S : 照査点より外側断面の中立軸に関する断面一次モーメント
 I_a : 図-1, Sec-A の断面二次モーメント
 その他: 図-1 参照

スリット自由縁での鉛直方向垂直応力度 σT は、

$$\sigma T = 6 \cdot T \cdot h / t_w \cdot l_c$$

t_w, l_c : 図-1 参照
 h : スリット高さ

また、スリット自由縁に作用する水平方向垂直応力度 $\sigma M+Q$ は、

$$\sigma M+Q = \frac{M}{I_a} \cdot y_{am} + \frac{Q \cdot l_b}{2 \cdot I_b} \cdot y_{bu}$$

I_b : 図-1 Sec-B の断面二次モーメント
 その他: 図-1 参照

したがって、スリット自由縁での最大主応力 σs は、

$$\sigma s = \sqrt{\sigma M+Q^2 + \sigma T^2}$$

として求められる。表-7 に先の FEM 解析結果と共に計算結果を一覧にして示す。一部については 1.4 倍の応力比となっているが、モデルの大胆さから考えればよい傾向を示していると考えられる。

この簡易計算を先の標準的な鋼床版橋について行くと $\sigma s = 3222 \text{ kg/cm}^2$ となり、ウェブを SM50Y, 16mm にすることが必要な結果となる。しかし、実橋では図-1 中に示したように追越車線相当

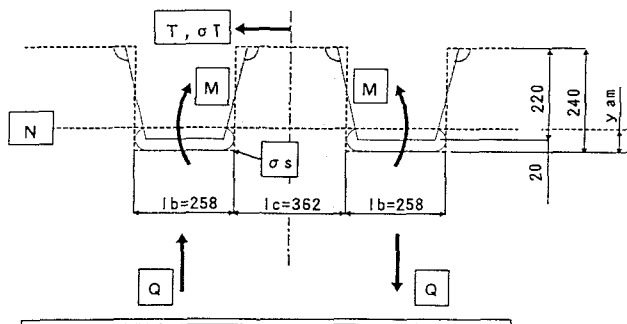


図-9 簡易計算モデル

部に2軸(4輪) 載荷されるのみであり、設計計算で行われるようにT-20後輪が7輪も満載されることはない。仮に図-1に示した載荷状態であるとする $\sigma_s=1852\text{kg/cm}^2$ となり、現行基準を満足する。

以上の解析結果よりスリットが鋼床版の静的耐荷性能に及ぼすことはほとんどなく、前記のような簡易計算手法により設計を行えばよいことが明らかとなった。しかし、スリット自由縁の二次応力については、静的耐荷性能に及ぼす影響は少ないが、疲労に関する配慮は必要であると考えられる。特に、スリット自由縁は母材と同程度の疲労強度を有するが、トラフリブとのまわし溶接部(以下、トラフリブ側止端部という)は疲労強度が低いのでこの部位も含めた疲労挙動に対する検討が必要であることが考えられる。

表-7 スリット自由縁の応力比較

3. 単純梁モデルの疲労試験

解析結果より横リブの設計手法を確立する場合、スリット自由縁の疲労に対する検討が必要ことが明らかとなった。そこで、横リブ系単純梁モデルの疲労試験を行って対象部の疲労挙動について検討を加えた。供試体は図-10に示すとおりで、材質は全てSS41、スリット形状は阪神高速道路公団基準とした。また、供試体左側については通常の溶接施工と同様にスカーラップ部は全てまわし溶接を行ったが、右側についてはまわし溶接を行わなかった。これは、まわし溶接は溶接施工性が劣ること及び参考文献¹⁾によれば、まわし溶接を無くすことにより応力集中が約10%低下し、疲労寿命が約30%延びることが明らかとされていることから採用した。

荷重20ton段階における前記の手法による計算結果及び静的載荷試験結果を表-8に示す。 τ_v および τ_h はSS41の許容応力度以下である。スリット自由縁の応力集中を考慮した場合、 $\sigma_s=1702\text{kg/cm}^2$ と許容応力度を越えるが、疲労試験は荷重振幅20tonで行った。

ウェブ高さ H _g (mm)	釐目位置	FEM解析値 $\sigma_{\max}$ (kg/cm ²)	簡易計算手法 σ_s (kg/cm ²)	$\sigma_{\max}/\sigma_s$
700	A	-641	473	1.36
	B	567		1.20
	C	-544		1.15
	D	472		1.00
600	A	-722	550	1.31
	B	651		1.18
	C	-631		1.15
	D	572		1.04
500	A	-830	670	1.24
	B	769		1.15
	C	-752		1.12
	D	720		1.07
450	A	-909	764	1.19
	B	859		1.12
	C	-836		1.09
	D	890		1.16
400	A	-1036	904	1.15
	B	1085		1.20
	C	-967		1.07
	D	1173		1.30

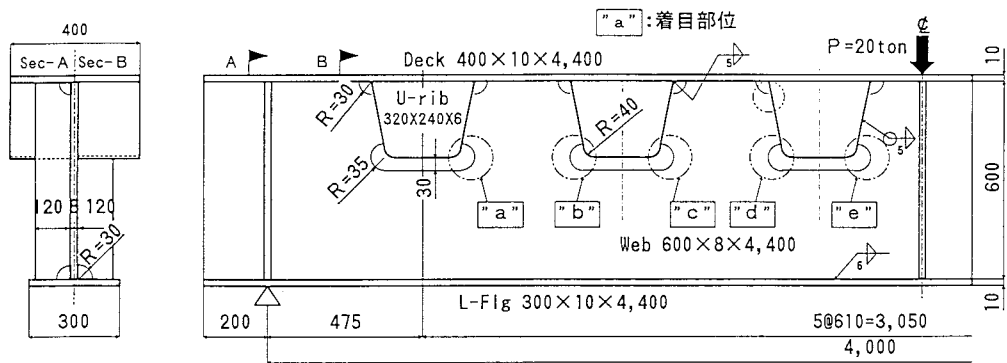


図-10 横リブ単純梁モデル

表中、F E M解析値は供試体の1/4をモデル化した立体モデルによる解析結果である。

スリット自由縁の実測最大主応力は簡易計算値の最大約1.69倍であり、先のF E M解析結果と同様の傾向を示している。また、まわし溶接部のトラフリブ側止端部近傍において実測最大値で -778kg/cm^2 (F E M解析値で -1325kg/cm^2)と比較の高い応力が発生している。

図-11に疲労試験結果(まわし溶接のある側)を示す。亀裂はスリット自由縁の母材部(以下、切欠き母材部という)およびトラフリブと横リブウェブのまわし溶接部のトラフリブ側止端部に発生した。破断面の観察結果および発生応力から判断すると、亀裂は早い段階で発生したものと推定される。ただし、亀裂発見以降の進展速度を測定したところ、約 $11\sim 16.4\times 10^{-4}(\text{mm/cycle})$ と遅いことが明らかとなった。疲労試験荷重(20ton)が断面欠損を考慮した場合の設計許容荷重より約1.2倍高いことを併せて考えると、ただちに問題となるものではないと判断される。

ただし、スリット形状の変更による応力低減によって亀裂発生防止を図る必要があると考えられる。

トラフリブ側止端部は約 367.5×10^4 回において図に示す亀裂発生部位すべてに約40mm前後の長さの亀裂を発見した。先と同様、その後の亀裂進展速度を測定したところ、約 $3\sim 6\times 10^{-4}(\text{mm/cycle})$ と切欠き母材部に比べても遅いことが明らかとなった。後述の張出しモデルの疲労試験においても同様部位に疲労亀裂が発生したことから要注意箇所である。詳細は後述する。

なお、溶接施工性を考えて実施したまわし溶接の有無については亀裂発生部位、疲労寿命共に差は見られなかった。この試験結果のみでまわし溶接の是非を判断することは難しいが、溶接施工性改善の観点から今後さらに検討の余地があると考えられる。

4. 張出しモデルの疲労試験

前記の疲労試験では単純梁モデルについて疲労挙動を検討した。ここでは、図-12に示す張出しモデルの中央横リブ直上に載荷して疲労試験を行った。供試体は別途行った舗装に関する検討を主目的として作成したため、標準的構成のアスファルト

表-8 単純梁モデルの応力比較(単位: kg/cm^2)

対象部位		a	b	c	d	e
計算値		$\tau_v=379$ $\tau_H=553$ 切欠き母材 $\sigma_s=1702$				
実験値 / F E M 解析値	切欠き母材	実測値 σ_{Ba} / 解析値 σ_{BF}	-2494 / -1810	-2883 / -2040	-2253 / 1450	-1890
	まわし溶接 ウェブ側	実測値 σ_{Wa} / 解析値 σ_{WF}	-24 / -240	221 / 263	92 / 265	-229 / -240
	まわし溶接 Uリブ側	実測値 σ_{Ua} / 解析値 σ_{UF}	562 / 750	-778 / -880	-567 / 345	-455
	比率	σ_{Ba}/σ_s	1.47	1.69		1.32
		σ_{BF}/σ_s	1.06	1.05	1.20	0.85
						1.11

□は、亀裂発生部、または供試体左右対称部位を示す。

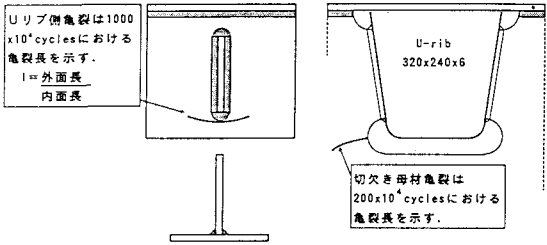
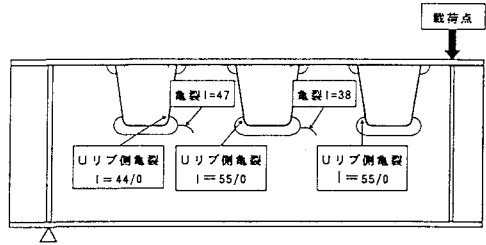


図-11 疲労試験結果

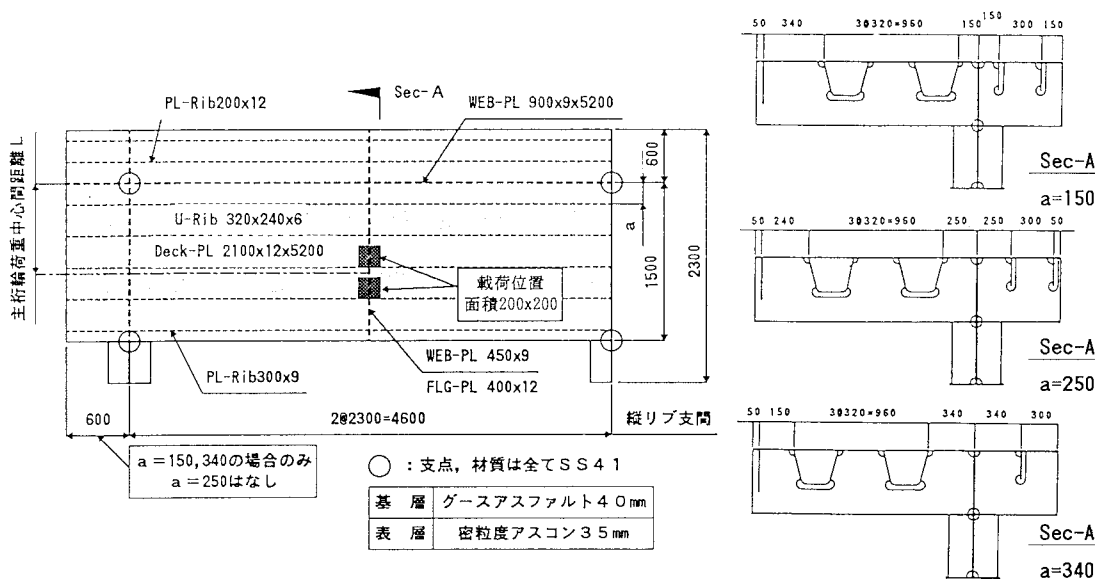


図-12 横リブ張出しモデル

舗装(グースアスファルト40mm, 密粒度アスコン35mm)を舗設してある。主桁・縦リブ間隔は阪神基準最小値の150mm, 同最大値の250mmおよび基準は越えるが, デッキプレートの現場溶接線が配置された場合に発生する可能性のある予想最大値の340mmの3種類である。材質は全てSS41である。載荷は, 図中に示すように2-200mm×200mmの等分布荷重とした。図-13に疲労試験に先立って行った荷重8 ton段階における切欠き母材部の接線方向の最大応力に及ぼす橋軸直角方向載荷位置(主桁・輪荷重中心間距離 L)の影響線を示す。前記の手法に従って載荷荷重8 ton, 主桁・輪荷重中心間距離 $L=850$ mmについて計算した結果, $\tau_v=479\text{kg/cm}^2$, $\tau_H=471\text{kg/cm}^2$, $\sigma_s=1577\text{kg/cm}^2$ であり, SS41の許容応力度をわずかに越え, また, 実測最大応力は計算応力($\sigma_s=1577\text{kg/cm}^2$)の約1.48倍の応力が発生していることが明らかとなった。

各供試体共, 主桁・輪荷重中心間距離 $L=850$ mmについて荷重振幅8 tonで疲労試験を行ったところ, いずれの供試体についても約 50×10^4 回でまわし溶接部のトラフリブ側止端部に約12mm~15mmの亀裂が発生し, 200×10^4 回載荷時で亀裂全長約30mmまで進展した。さらに 50×10^4 回の疲労試験を続行したが, 亀裂の進展はほとんど認められなかった。また, 主桁・縦リブ間隔の違いによる疲労挙動に差は認められなかった。

亀裂発生部の応力値が明らかではないが, 切欠き母材部の応力値が先の単純梁モデルに近いことおよび亀裂進展性状も似ていることから, 同程度の応力が生じていたものと推定される。

先の単純梁モデルの疲労試験結果と併せて考えると, この部位についても疲労損傷は早期に発生する可能性があるが, ある一定長以降の亀裂進展速度は遅いので, ただちに問題となるものではないと考えられる。ただし, (1)溶接施工不良などにより疲労強度が低いことが原因で疲労損傷が発生した場合, 閉断面であるために補修・補強が容易でない, (2)疲労許容応力度(面外ガセット, 例えば, 日本鋼構造協会の疲労設計指針(案)¹⁾では 200×10^4 回疲労許容応力度をF等級, 65MPaとしている。)が低いことを併せて考えると, 今後, スリットの形状と共にトラフリブとの溶接部を考慮した解析を進める必要があると判断される。

5. まとめ

以上の解析及び疲労試験の結果, 以下のことが明らかとなった。

- (1) 横リブウェブに設けられるトラフリブ貫通用のスリットが横リブ, 縦リブ及び横桁の剛度低下及び応

力挙動に及ぼす影響はほとんどない。

(2) 横リブスリット自由縁には平均せん断応力の約10倍以上の応力集中が生じることを明らかにし、この応力集中を簡便に算出する手法を明らかにした。

(3) 標準的な鋼床版橋の横リブウェブを対象としてT-20を満載した状態について二次応力度を計算するとスリット自由縁の応力度は許容応力度を超える可能性があるが、実載荷位置を考慮して計算を行えば許容応力度以下となることが明らかとなった。

(4) 単純梁モデル及び張出しモデルの疲労試験の結果、横リブウェブの切欠き母材部とまわし溶接部のトラフリブ側止端部に早期に亀裂が発生するが、ある一定長以上の進展速度は遅いことが明らかとなった。

(5) まわし溶接部のトラフリブ側止端部は補修・補強が容易でないことや疲労強度が低いことを考えれば、横リブウェブのみでなくトラフリブも含めた検討を今後進める必要がある。

(5) まわし溶接の有無による疲労挙動に差はなく、実用化が可能なことが明らかとなった。

謝 辞：最後に、本研究を行うにあたり阪神高速道路公団 技術審議会 鋼構造分科会(主査 故西村 昭神戸大教授)の各委員には実験を通じて多大な御指導をいただきました。また、大阪工業大学の堀川都志雄助教授と栗田章光講師には張出しモデルの疲労試験に際して多大な御協力をいただきました。厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所：直交異方性鋼床版設計便覧，土木研究所資料，第399号，昭和43年7月
- 2) 鋼構造委員会進歩調査小委員会 橋床構造の進歩調査分科会：鋼床版の発展と現状，土木学会誌，Vol.67.9，pp34～40，1982.9
- 3) 鋼構造委員会 鋼床版の疲労小委員会：鋼床版の疲労，土木学会論文集，第410号／I-12，pp25～36，1989.10

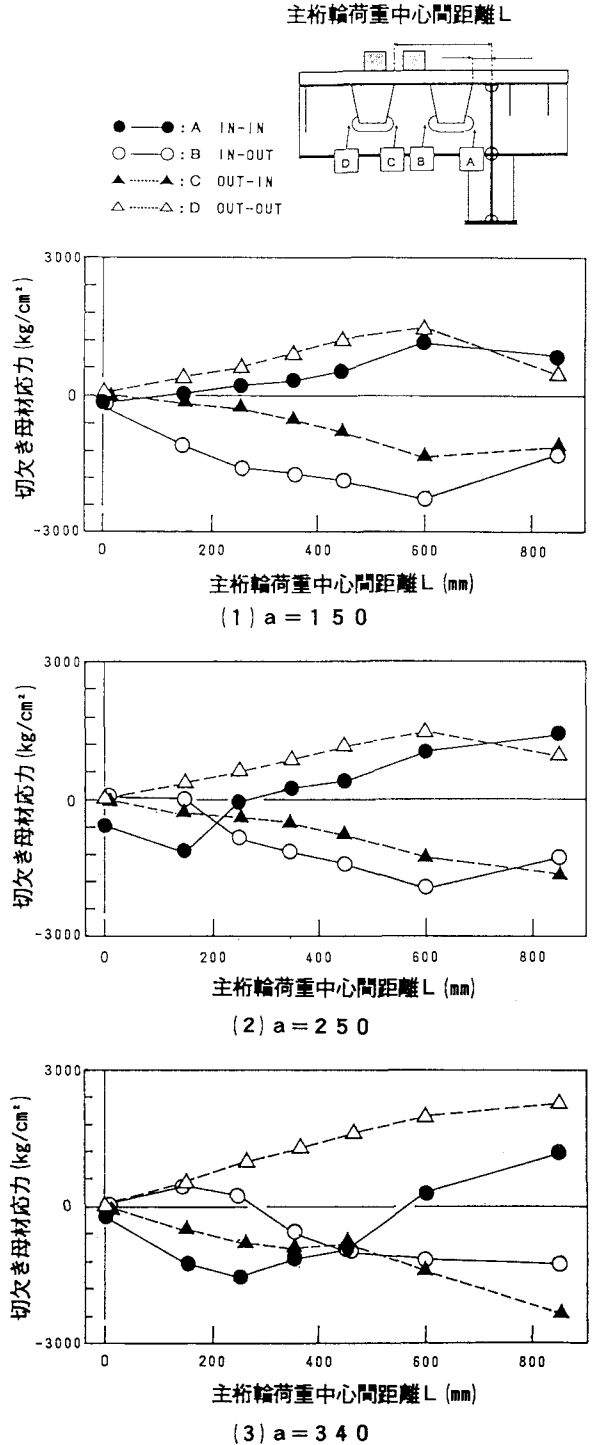


図-13 切欠き部応力に及ぼす載荷位置の影響

- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和55年2月
- 5) 本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領(案)，昭和53年3月
- 6) 吉川，石崎，伊藤：鋼床版横リブの耐荷力に関する実験的検討，土木学会第36回年次講演会概要集，I-140，昭和56年10月
- 7) 尾下，袴田，伊藤：鋼床版横リブの耐荷力に関する検討(その2)，土木学会第37回年次講演会概要集，I-188，昭和57年10月
- 8) 長谷川，近藤，山田，石崎：箱桁橋鋼床版の疲労照査，構造工学論文集，Vol. 35A, 1989. 3
- 9) 鈴木，加賀山，岩崎：鋼床版橋における疲労損傷の防止検討，第18回日本道路会議特定課題論文集，602, pp200-pp202, 平成元年
- 10) 阪神高速道路公団：鋼床版設計指針，平成元年2月
- 11) 岩崎，名取，深沢，寺田：鋼橋の疲労損傷事例と補修・補強対策，横河橋梁技報，第18号，1989. 1
- 12) 中井：都市高速道路橋の疲労損傷事例，橋梁と基礎，Vol. 24, No. 2, pp23-pp31, 1990. 2
- 13) 阪神高速道路公団：鋼構造物標準図集，昭和63年10月
- 14) 大村，上野谷，金谷：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, pp21-pp26, 1976. 8
- 15) 和田，北原，渡辺：鋼床版横リブ腹板の応力性状について，第17回日本道路会議論文集，741, pp782-pp783, 昭和62年
- 16) 尾下：特殊な形状を有する部材の応力度計算法，横河橋梁技報，第13号，pp18-pp32，1983. 11
- 17) 名取，深沢，寺田，寺尾：面外曲げを受けるすみ肉回し溶接部の疲労強度，横河橋梁技報，第19号，pp37-pp45, 1990. 1
- 18) 日本鋼構造協会：疲労設計指針(案)，平成元年11月

(平成2年10月12日受付)