

跨座型モノレールの鋼製軌道桁の 溝付きフランジの疲労設計

FATIGUE DESIGN OF DITCHED FLANGES OF TRACK GIRDERS FOR STRADDLE-TYPE-MONORAILS

大倉一郎*, 小笠原洋一**, 祝 賢治***, 片桐達朗****, 松本 巧*****

Ichiro OKURA, Youichi OGASAWARA, Yoshiharu IWAI, Tatsurou KATAGIRI, Takumi MATSUMOTO

*工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘 2-1)

**工修 大阪府土木部都市整備局交通政策課 (〒540-70 大阪市中央区大手前 2-1-22)

***三井造船(株) 鉄構建設事業部技術部 (〒559 大阪市住之江区柴谷 1-1-57)

****三井造船鉄構工事(株) 技術開発室 (〒559 大阪市住之江区柴谷 1-1-57)

*****工修 三井造船(株) 鉄構建設事業部技術部 (〒559 大阪市住之江区柴谷 1-1-57)

Fatigue design of ditched steel plates applied to the top flange of track girders for straddle - type - monorails is discussed. The ditched plates are used to prevent the skid of monorail vehicles in track girders with slopes. The variable stress in the top flange is calculated, and its stress range spectrum is given, using the rainflow counting method. The stress concentration factor of the ditched steel plates is provided for membrane and plate-bending stresses. Fatigue test of the ditched steel plates under tension establishes an S-N curve for design. Fatigue assessment is done for the ditched top flange of track girders. Based on the results of this assessment, some provisions are made for the fatigue design of the ditched top flange of track girders.

Key Words : ditched steel plate, fatigue, rainflow counting method, monorail

1. まえがき

現在、大阪モノレールの軌道桁が大阪北部に建設されている。大阪モノレールは跨座形式であり、標準的な軌道桁としては支間が 22m のプレストレストコンクリート桁が使用されている。しかし、支間が 22m を越える、既設道路との交差部や河川上では、図-1 に示す鋼製軌道桁が使用されている。鋼製軌道桁は幅が 660mm で、高さが約 2.2m から約 3.3m までの幅の狭い箱桁であり、並列の二つの鋼製軌道桁が I 断面の横桁で連結されている。モノレール車両の鉛直荷重は走行輪を通して軌道桁に伝えられ、モノレール車両に作用する風荷重や遠心荷重などの横荷重は案内輪と安定輪を通して軌道桁に伝えられる。走行輪、案内輪、安定輪ともゴムタイヤを装着している。

縦断勾配を有する鋼製軌道桁の場合、上フランジが湿潤すると、走行輪と上フランジとの間の摩擦力が低下するために、モノレールの車両が滑る。大阪モノレールでは、この摩擦力を確保するため

に、4% を越える縦断勾配を持つ鋼製軌道桁において、溝付き鋼板が使用されている。

図-2 に示すように、鋼板の溝は半径 3mm、深さ 2.5mm である。横溝は 45mm、縦溝は 80mm の間隔でそれぞれ設けられている。溝は熱間圧延により形成されている。

本報告は、大阪モノレールの鋼製軌道桁の、上フランジに適用される溝付き鋼板の疲労設計について述べる。

2. 疲労亀裂

図-3(a) に示すように、上フランジはその中央に一本の縦リブと、1.0m から 1.5m の間隔(これは、次に述べる鋼床版の設計における床組作用で決まる)で配置された横リブで補剛されている。上フランジの設計は道路橋示方書²⁾あるいは鋼鉄道橋示方書³⁾の鋼床版の設計法に準じて行われる。両示方書によれば、鋼床版の設計を行うとき、次に示す三つの作用を考慮しなければならない。

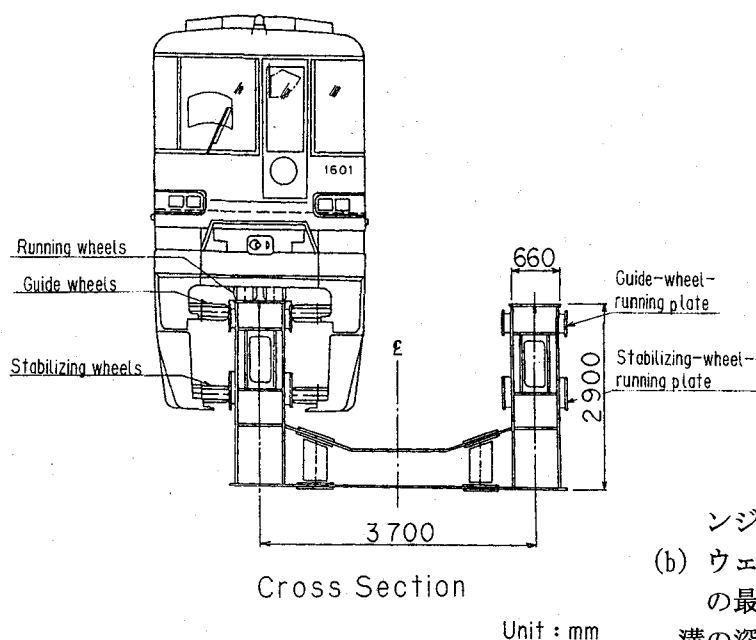
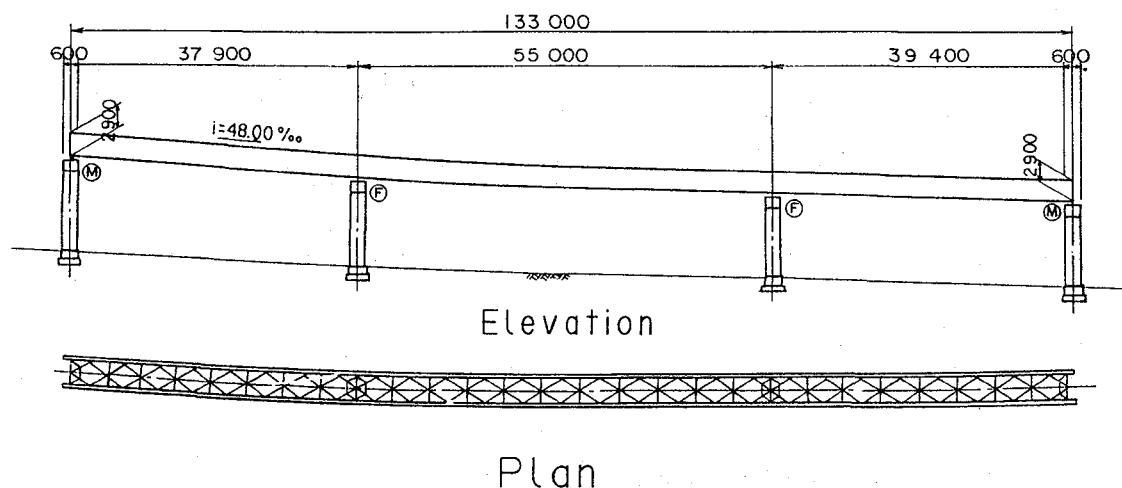


図-1 鋼製軌道桁

- (I) 主桁の上フランジとしての作用(主桁作用)
- (II) 縦リブと横リブから成る床組構造としての作用(床組作用)
- (III) 輪荷重を直接支持するデッキプレートとしての作用(板作用)

過去の研究^{1), 4)}では、図-3(b)に示す疲労亀裂が研究された。これらは板作用に帰せられる上フランジの板曲げ応力に起因するものである。これらの疲労亀裂を防止する条件として、次のウェブ厚と上フランジの最小板厚の関係が提案された。

- (a) ウェブ厚 8mm、9mm、10mm に対して、上フラ

図-2 溝付き鋼板

ンジの最小板厚 19mm

- (b) ウェブ厚 11mm、12mm に対して、上フランジの最小板厚 18mm

溝の深さを除いた板厚を純板厚と呼ぶが、溝付き鋼板の純板厚を上記の最小板厚以上にすれば、図-3(b)に示す疲労亀裂は防げる。

溝付き鋼板の溝底には応力集中が生じるので、その疲労強度が低いことが予想される。溝付き鋼板と溝付き鋼板の突合わせ溶接継手、および溝付き鋼板と平鋼板の突合わせ溶接継手の疲労試験において、疲労亀裂は突合わせ溶接部でなく常に溝底から発生することが後の章で示される。したがって、溝付き鋼板が鋼製軌道桁の上フランジに適用される場合、溝底に発生する疲労亀裂を防ぐことを考える。

図-3(c)に示すように、ウェブの直上または縦リブの直上に溝付き鋼板の縦溝が位置する場合、上フランジの板の作用によって、溝底に板曲げ応力が生じる。過去の研究で、この板曲げ応力はウ

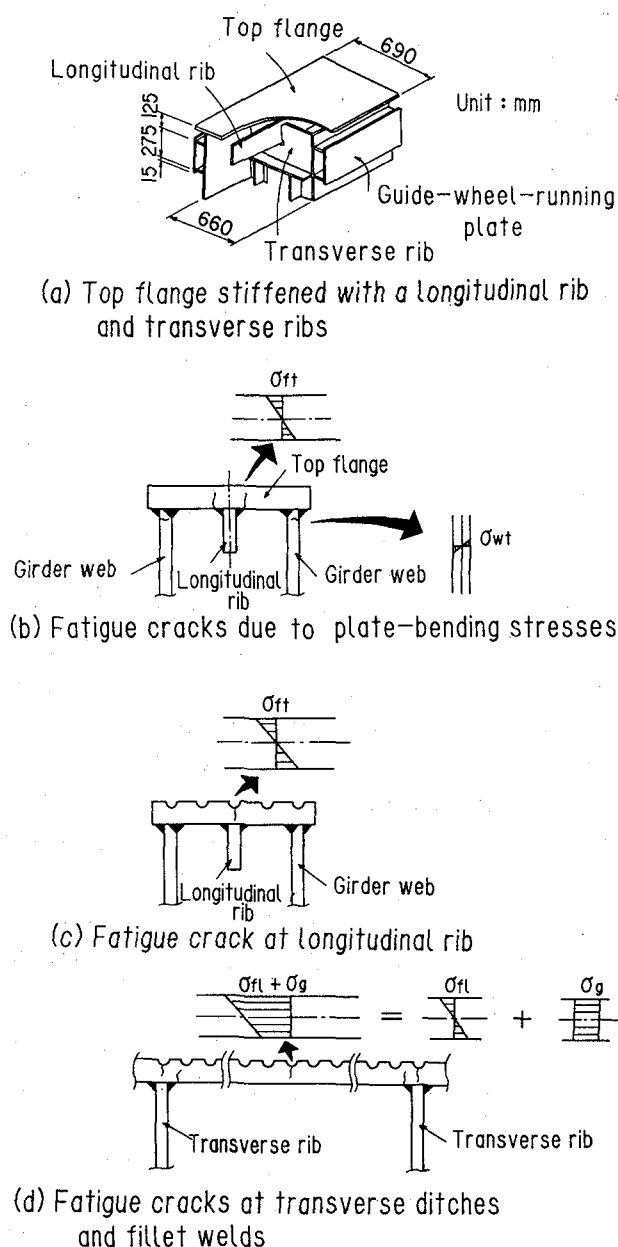


図-3 疲労亀裂

ウェブの直上より縦リブの直上の方が大きいことが示されている^{1)・4)}。したがって、縦リブの直上に位置する縦溝の疲労亀裂を考慮する。

図-3(d)に示すように、隣接する横リブ間の中央に溝付き鋼板の横溝が位置する場合と横リブの直上に横溝が位置する場合、上記の三つの作用によって、これらの溝底に応力が生じる。主桁作用と床組作用によって膜応力が生じ、板の作用によって板曲げ応力が生じる。隣接する横リブ間の中央の横溝の溝底は板曲げ応力の圧縮側になり、横リブの直上の横溝の溝底は板曲げ応力の引張側

になる。主桁作用による膜応力は、鋼製軌道桁の中間支線で引張、径間の中央で圧縮となる。

さらに、図-3(d)に示すように、疲労亀裂は、横リブを上フランジに連結する隅肉溶接の上フランジ側の溶接止端に発生しやすい。この溶接止端は、板の作用による板曲げ応力の圧縮側になる。

以上の考察より、縦リブの直上の縦溝、隣接する横リブ間の中央の横溝、横リブの直上の横溝、横リブを上フランジに連結する隅肉溶接に対して疲労照査を行う。

3. 上フランジに生じる応力

3.1 縦リブの直上の上フランジに生じる応力

縦リブの直上の上フランジに生じる応力の推定式は既に式(1)で与えられている^{1)・4)}。

$$\sigma_{ft} = (3.902 \times 10^2 \times t_f^{-1.87} - 1.284 \times 10^{-2} \times t_f^{-1.02} \times L) (1+i) P \quad (1)$$

ここに、 σ_{ft} : 縦リブの直上の上フランジに生じる橋軸直角方向応力 (単位 MPa)

t_f : 溝の深さを除いた上フランジの純板厚

i : 衝撃係数

L : 隣接する横リブの間隔 (mm)

P : モノレール車両の軸重 (kN)

下記の範囲の上フランジの厚さ(t_f)、ウェブの厚さ(t_w)、縦リブの幅と厚さ(h_{lr} , t_{lr})、隣接する横リブの間隔(L)に対して式(1)は有効である。

$$12\text{mm} \leq t_f \leq 37\text{mm}$$

$$8\text{mm} \leq t_w \leq 12\text{mm}$$

$$h_{lr} = 190\text{mm}$$

$$16\text{mm} \leq t_{lr} \leq 19\text{mm}$$

$$1000\text{mm} \leq L \leq 1500\text{mm}$$

上フランジの幅と案内輪走行面板の上端から上フランジまでの高さは、モノレール車両による建築限界によって、図-3(a)に示す寸法に規定されている。 σ_{ft} は板曲げ応力であり、モノレール車両の各車軸が隣接する横リブ間を通過するごとに発生する。^{1)・4)}

3.2 床組作用と版作用によって上フランジに生じる応力

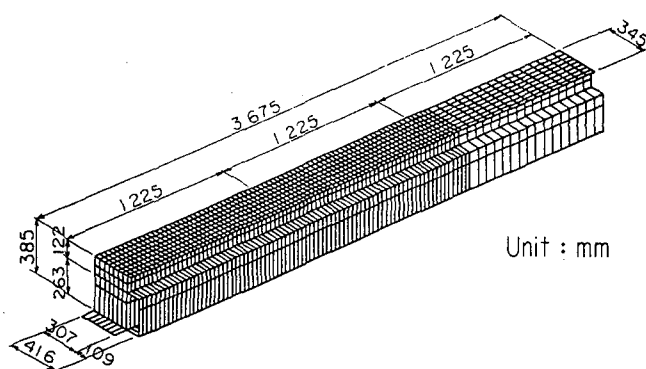
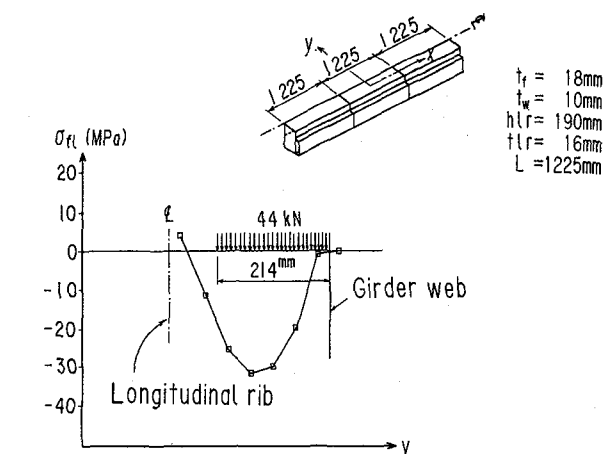
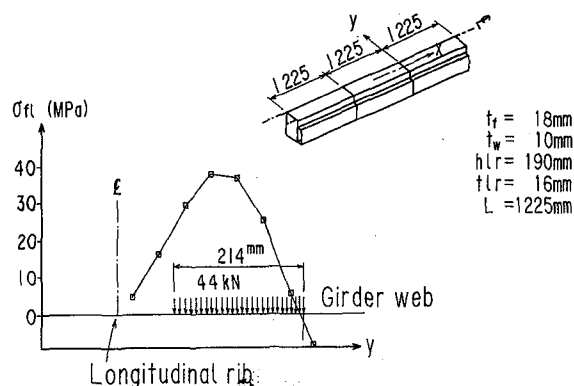


図-4 解析モデル



(a) A wheel load in the middle between transverse ribs



(b) A wheel load above a transverse rib

図-5 隣接する横リブ間の中央に輪荷重が載荷された場合に対する σ_{f1} の分布

変位を固定する。214mm×271mmの長方形の領域にモノレール車両の輪荷重を等分布荷重として与える。この長方形の領域の面積は、疲労照査で使用するモノレール車両44kNの一輪のゴムタイヤの接触面積に等しい。有限要素解析には1節点が6自由度を持つ四角形の板要素を用いる⁶⁾。この解析では、上フランジに生ずる床組作用と板作用による応力が同時に算出される。

上フランジの上面に生じる橋軸方向の応力 σ_{f1} の分布を図-5に示し、隣接する横リブ間の中央に輪荷重が載荷された場合と横リブの直上に輪荷重が載荷された場合に対してそれぞれ図-5(a)と図-5(b)に示す。応力 σ_{f1} は膜成分のほとんどない板曲げ応力である。図-5(a)、(b)において、 σ_{f1} はウェブと縦リブの間の上フランジの中央付近で最大値を取る。これらの最大値をそれぞれ σ_{f11} 、 σ_{f12} で表す。 σ_{f11} 、 σ_{f12} の影響線を図-6に示す。輪荷重の通過によって、両者とも1サイクルの応力変化が生じる。図-7に示すように、モノレール車両の最小の車軸間隔は1500mmである。横リブ間隔は通常1000mmから1500mmの範囲にあるので、モノレール車両の各車軸が隣接する横リブ間を通過するごとにこれらの応力が発生する。横リブを上フランジに連結する隅肉溶接の上フランジ側の溶接上端の位置の上フランジに生ずる応力を σ_{f13} で表す。

σ_{f11} 、 σ_{f12} 、 σ_{f13} の各最大値に曲線あてはめを行うことにより、推定式が次式に示すように与えられる。

$$\sigma_{f11} = -1.939 \times 10^2 \times t_f^{-1.36} \cdot (1+i)P \quad (2)$$

$$\sigma_{f12} = 1.608 \times 10^2 \times t_f^{-2.06} \cdot (1+i)P \quad (3)$$

$$\sigma_{f13} = -1.184 \times 10^2 \times t_f^{-2.06} \cdot (1+i)P \quad (4)$$

ここに、 σ_{f11} 、 σ_{f12} 、 σ_{f13} : 単位 MPa

P: 単位 kN

であり、これらの応力は全て板曲げ応力である。これらの式は $18\text{mm} \leq t_f \leq 37\text{mm}$ と t_w 、 h_{lr} 、 t_{lr} 、 L に対して3.1で示した範囲応力で有効である。

3.3 主桁作用によって上フランジに生じる応力

軌道桁の一方の軌道桁を1列車が通過した後、他方の軌道桁を別の1列車が反対方向に通過する列車走行に対して、図-1の3径間連続の鋼製軌道桁の格子桁解析を行う。1列車は6車両から成る。疲労照査に対して、モノレール車両の軸重Pは88kNであり、衝撃係数iは、軌道桁の左、中

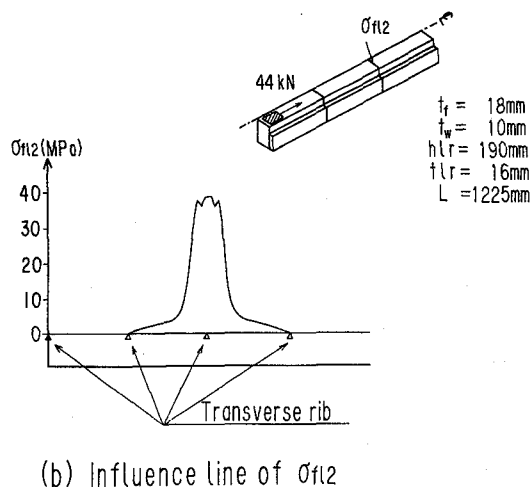
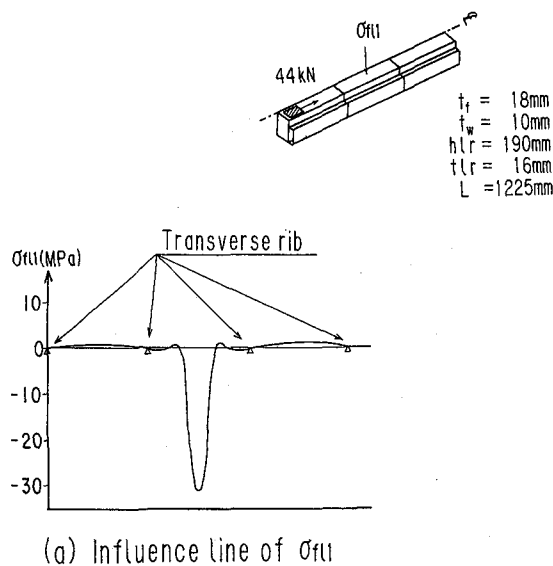


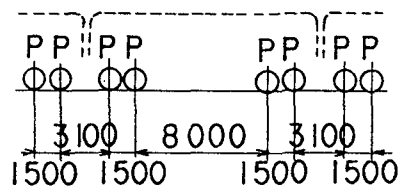
図-6 σ_{f11} と σ_{f12}

央、右の径間についてそれぞれ次式により 0.213、0.179 および 0.210 である。

$$i = \frac{3}{4} \times \frac{25}{50 + \ell} \quad (5)$$

ここに、L: 支間長 (m)

図-1の軌道桁の中央径間の支間中央の、上フランジに生じる応力 σ_{gs} と右側の中間支点の上フランジに生じる応力 σ_{gT} の変化を図-8に示す。図-8(a)、(b)の各々において、着目した軌道桁を1列車が通過することによって左側の波形が生じ、隣接する軌道桁を別の1列車が通過することによって、右側の波形が生じる。これらの応力は膜応力である。



$P = 88 \text{ kN}$ Unit : mm

図-7 モノレール車両の車軸間隔

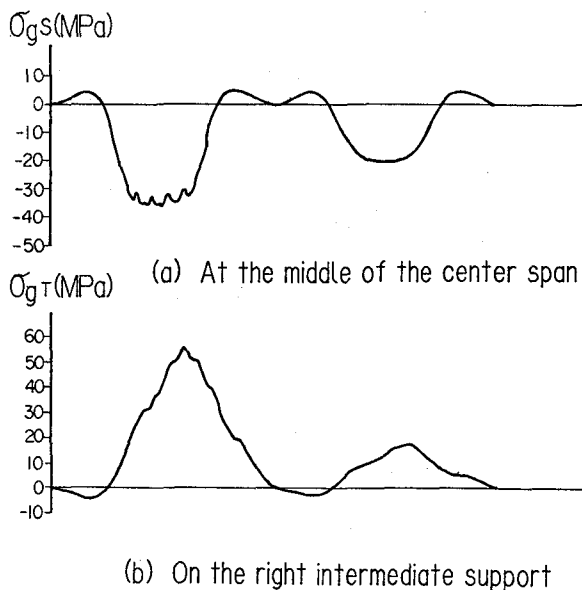


図-8 σ_{gs} と σ_{gT} の変化

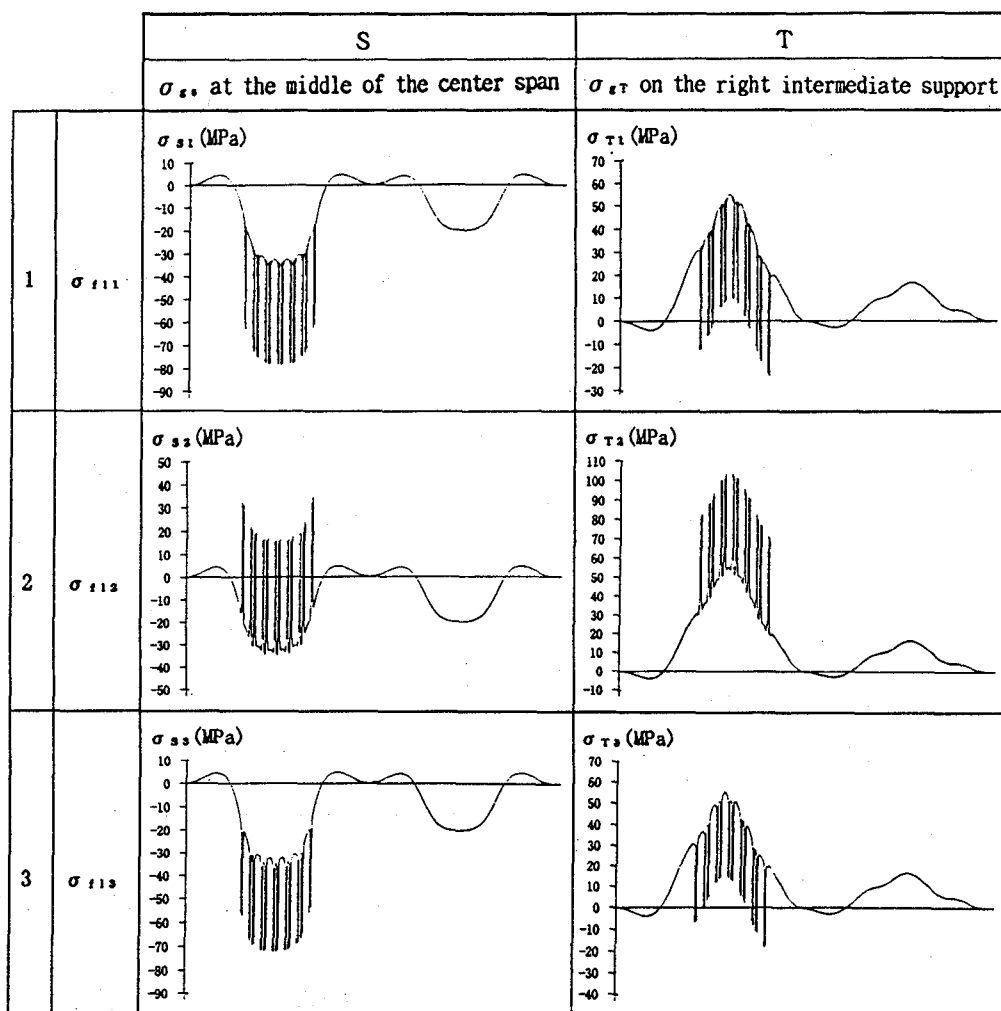
3.4 変動応力範囲スペクトル

σ_g に σ_{f1} を重ね合わせることによって、上フランジに生じる応力変動を求めることができる。但し σ_{f1} は σ_{f11} 、 σ_{f12} 、 σ_{f13} の総称であり、 σ_g は σ_{gs} 、 σ_{gT} の総称である。

図-1の軌道桁の中央径間の支間中央と、右側の中間支点の上フランジの応力変動を表-1に示す。式(2)、(3)、(4)で与えられる σ_{f1} は、 $t_f = 18\text{mm}$ 、 $P = 88\text{kN}$ 、 $i = 0.375$ に対して算出されている。式(5)では $\ell = L = 1.225\text{m}$ を零とみなすことができるので、衝撃係数 $i = 0.375$ はこの式で $\ell = 0$ に対する値である。モノレールの1車両は4本の車軸を持つので、6車両から成る1列車の通過によって、 σ_{f1} の応力が24回生じる。

表-1の上フランジの応力変動に対して、雨垂れ法⁶⁾を適用することによって得られる変動応力範囲スペクトルを表-2に示す。各変動応力範囲スペクトルは3つの帯スペクトルから成る。これ

表-1 上フランジの応力変動



らの帯スペクトルの特徴は次の通りである。

- (a) σ_{f1} と σ_g が同符号である(S, 1)、(S, 3)、(T, 2)の場合、右側の帯スペクトルの応力範囲は、 $|\sigma_{f1}| + \Delta\sigma_g$ の値に等しい。 σ_{f1} と σ_g が異符号である(S, 2)、(T, 1)、(T, 3)の場合、右側の帯スペクトルの応力範囲は $|\sigma_{f1}| + \Delta\sigma_g$ 以下の値となる。ここで、 $|\sigma_{f1}|$ は σ_{f1} の絶対値であり、 $\Delta\sigma_g$ は σ_g の範囲である。
- (b) 中央の帯スペクトルの応力範囲は、 $|\sigma_{f1}|$ の値に等しい。
- (c) 左側の帯スペクトルの応力範囲は、隣接軌道桁を別の1列車が通過することによって生じる応力範囲である。

表-2の各変動応力範囲スペクトルに対して、等価応力範囲 $\Delta\sigma_e$ が式(6)で与えられる。

$$\Delta\sigma_e = \left\{ \frac{1}{24} (|\sigma_f| + \Delta\sigma_g)^3 + \frac{23}{24} |\sigma_f|^3 \right\}^{\frac{1}{3}} \quad (6)$$

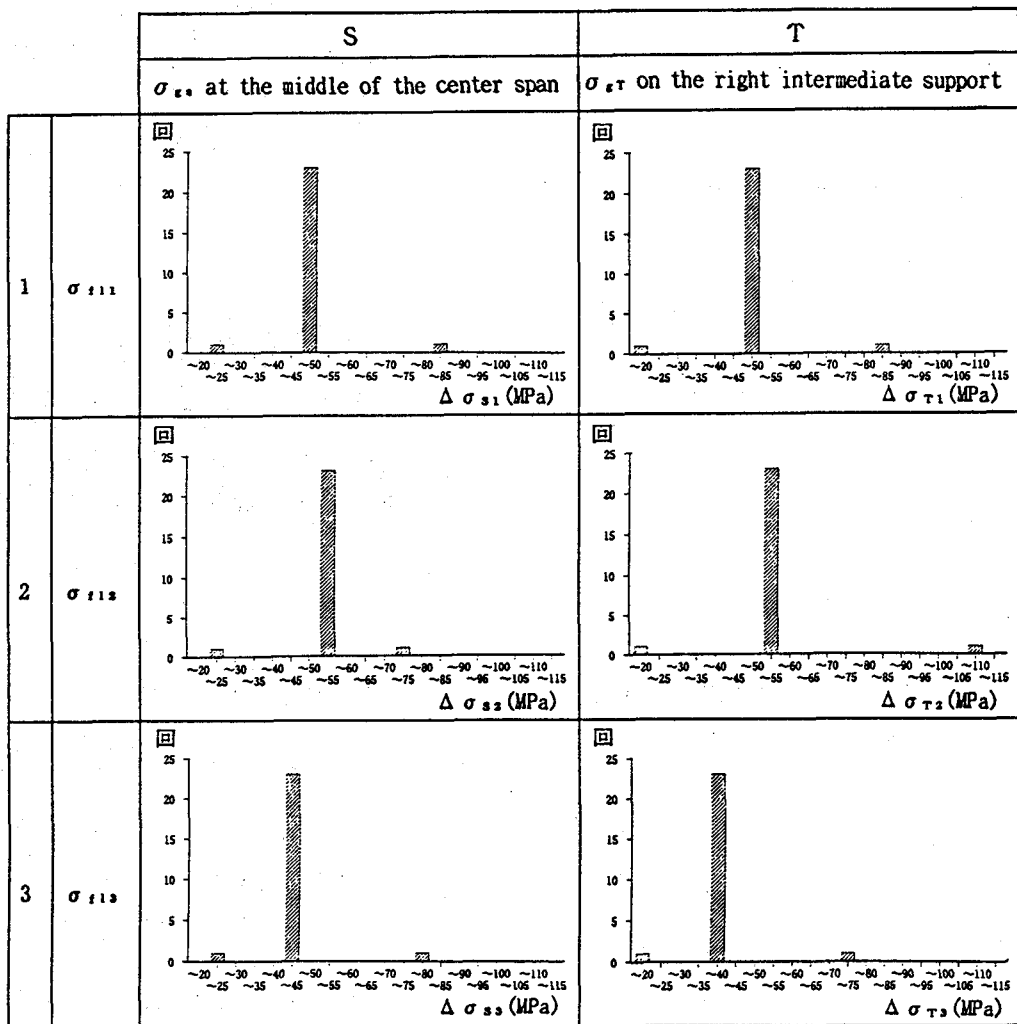
表-2の各変動応力範囲スペクトルにおいて、左側の帯スペクトルの応力範囲の値は中央の帯スペクトルと右側の帯スペクトルの応力範囲の値よりかなり小さいので、これを式(6)で考慮していない。前述の変動応力範囲スペクトルの特徴の中の(a)によって、式(6)は、(S, 2)、(T, 1)、(T, 3)の場合に対して安全側の等価応力範囲の評価を与える。

4. 溝底の応力集中

4.1 解析モデル

図-9に示すモデルの有限要素解析により、溝底の応力を調べる。解析モデルは、溝付き鋼板の

表-2 上フランジの変動応力範囲スペクトル



横溝に垂直な上フランジの断面の平面モデルである。次章に述べる疲労試験用試験片の横溝の溝底に生ずる応力集中を推定するためにモデルA、B、Cを用いる。モデルA、Cに対しては、試験片の半分を有限要素に分割する。

解析モデルAとCの右側と解析モデルBの両側で、疲労試験機の治具によって試験片が固定される部分の長さと同じ長さにわたってy軸方向の変位が拘束されている。解析モデルAとCの左端に対称性の境界条件を設ける。

解析モデルDは、実際の鋼製軌道桁の上フランジの横溝の溝底に生じる応力集中を調べるためのモデルである。対称性より、全長1250mmの半分が要素分割され、左端に対称性の境界条件が設けられている。上フランジの右端のy軸方向の変位が拘束されている。

これらの解析モデルの平面ひずみ状態に対して

計算を行う。使用する有限要素は三角形と四角形の平面要素である⁷⁾。要素の大きさと精度の検討から、溝底の近傍の四角形要素の1辺の大きさは0.25mmである。

4.2 溝底に生じる応力

解析モデルDに軸力または曲げモーメントが作用するときの溝底の近傍に生じる応力を図-10に示す。算出された応力は次の公称応力で無次元化されている。

$$\sigma_{nm} = \frac{U}{t_f d} \quad (7)$$

$$\sigma_{nb} = \frac{6M}{t_f^2 d} \quad (8)$$

ここに、 σ_{nm} 、 σ_{nb} ：それぞれ、公称膜応力と公

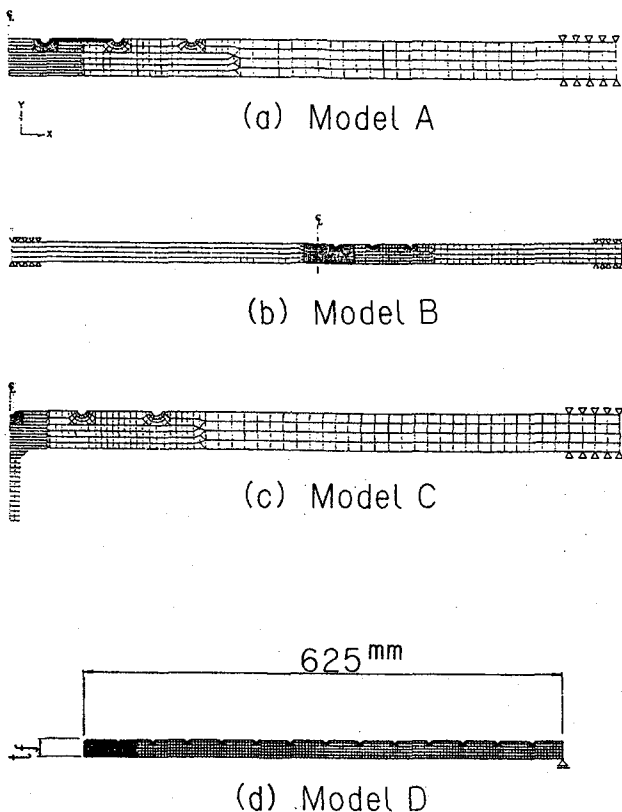


図-9 解析モデル

称板曲げ応力

U, M : それぞれ、図-10に示す解析モデルが受ける軸力と曲げモーメント

d : モデルの奥行き長さ

図-10から次のことがわかる。溝底の直下の応力分布は溝底の近傍で急激に増加する。左右の溝底の直下の応力分布は同じである。溝底から離れた断面の応力分布は、膜応力に対して一様分布、板曲げ応力に対して直線分布となる。これから、溝の応力増加に及ぼす影響はその溝の近傍に限られる。

図-2に示すように、横溝間隔と縦溝間隔はそれぞれ45mmと80mmである。縦溝間隔が横溝間隔より大きいので、横溝間隔45mmの解析モデルDの結果は、縦溝の溝底に生じる応力にも適用できる。

溝底の応力と公称応力の比を、応力集中係数と定義する。溝底の応力は、溝底の直下の、3要素の応力の値を、2次曲線によって溝底まで外挿した値である。溝底の応力集中係数の値を表-3に示す。板厚 t_f の変動に対して、膜応力集中係数 K_m はあまり変動しないが、板曲げ応力集中係数

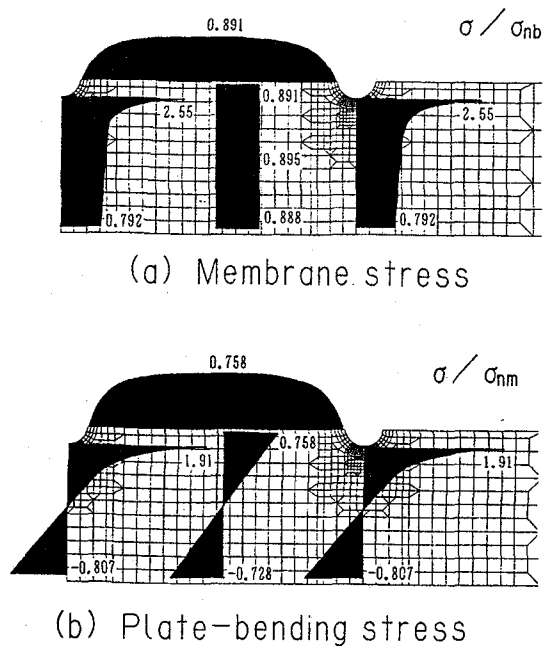


図-10 溝底近傍に生じる応力 [$t_f=23\text{mm}$]

K_b は変動する。これらの応力集中係数を次式で与える。

$$K_m = 2.821 \quad (9)$$

$$K_b = 1.211 + 0.05053 \times t_f - 0.0005566 \times t_f^2 \quad (10)$$

式(10)は表-3の K_b の値を相対誤差0.2%以下で近似する。式(9)と(10)の適用範囲は、 $18\text{mm} \leq t_f \leq 37\text{mm}$ である。

5. 溝付き鋼板の疲労試験

5.1 試験片と疲労試験の状況

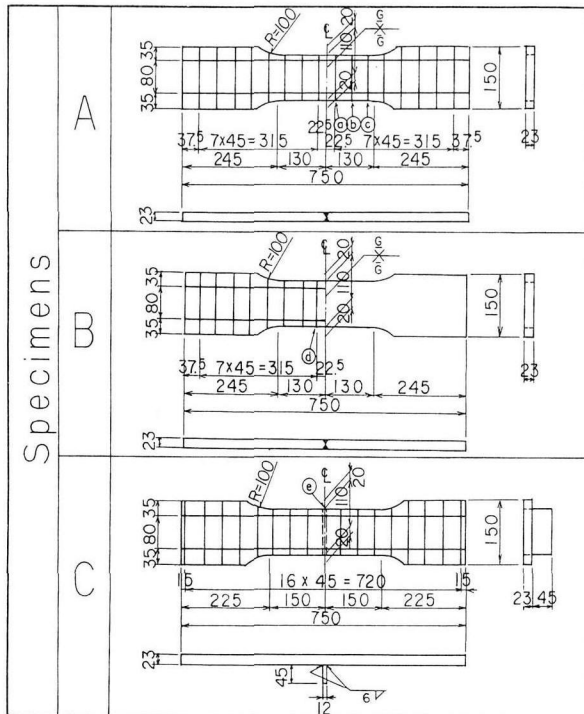
試験片を表-4に示す。試験片Aは、溝付き鋼板と溝付き鋼板が突合わせ溶接された試験片、試験片Bは、溝付き鋼板と平鋼板が突合わせ溶接された試験片、試験片Cは、溝付き鋼板に横リブが隅肉溶接された試験片である。試験片Aでは、突合わせ溶接継手の縦溝のみならず板表面に残留する溶着金属がグラインダで取り除かれている。試験片Bでは、縦溝を1:5より緩やかな傾きで平鋼板に滑らかにすり付けられている。鋼板の材質は全て規定最小引張強さ400MPaのSM400Bである。

疲労試験は電気油圧式疲労試験機で行った。下限 19.6kN の荷重制御で、軸方向荷重を与えた。疲労試験を開始する前に静的載荷を行い、荷重と

表－3 応力集中係数Kの値

t : (mm)	18	23	28	33	37
K _m for membrane stress	2.821	2.777	2.767	2.766	2.767
K _b for plate-bending stress	1.939	2.083	2.189	2.270	2.321

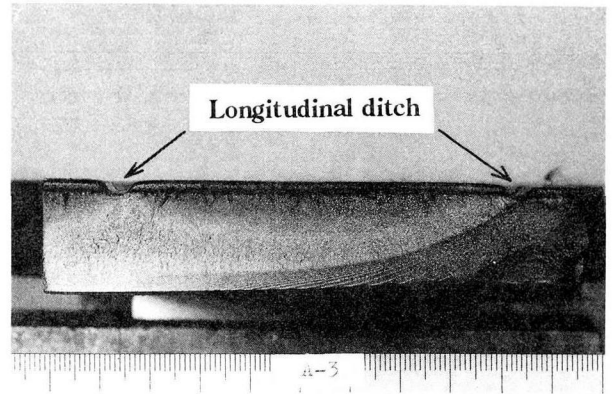
表－4 疲労試験体



ひずみの関係を調べた。疲労試験の間、ひずみの変化を測定した。溝底の疲労亀裂の発生と伝播状況を染色浸透探傷剤を塗布して目視観察した。

5.2 疲労試験の結果

疲労試験の結果を表－5に示す。図－11には試験片の疲労破断面を示す。最初の亀裂は左縦溝の外側の横溝の溝底に発生し、その後、縦溝にはさまれた横溝の溝底に複数の亀裂が発生し、荷重の繰返しとともにこれらの亀裂は合体した。左縦溝の外側の横溝の亀裂は溝底に沿って伝播したが、縦溝の位置で亀裂の伝播速度が遅くなった。しかし、この亀裂が縦溝を越えて、縦溝にはさまれた横溝の亀裂と合体してから破断に至るまでの繰返し回数は非常に少なかった。横溝の溝底のひずみの測定結果を図－12に示す。横溝と縦溝の交差部の溝底のひずみは横溝の溝底のひずみの約半分であ



図－11 破断面（試験片A-3）

る。これは、横溝の半円形の切欠きが縦溝との交差部でなくなり、この位置で応力集中が緩和されるからである。したがって、前述したように、横溝の溝底を伝播する疲労亀裂の伝播速度が縦溝の位置で遅くなる。

5.3 横溝の溝底の応力の推定

試験片には溶接による初期変形が存在するので、試験片の両端に軸力を与えると、試験片に膜応力と板曲げ応力が生じる。したがって、試験片の横溝の溝底に生じる応力を推定する際には両者の応力を考慮しなければならない。

図－9に示すように、解析モデルA、B、Cにおいては、軸力Uを作用させ、さらに解析モデルAとCでは、モデルの左端に鉛直力V/2、解析モデルBではモデルの中央に鉛直力Vを作用させて計算を行う。

試験片の板表面に貼付されたひずみゲージが与えるひずみ範囲を $\Delta \varepsilon_{msrd}$ とすると、次式が成立する。

$$\Delta \varepsilon_{msrd} = \varepsilon_m \Delta U + \varepsilon_b \Delta V \quad (11)$$

ここに、 ε_m ：ひずみゲージが貼付された位置の単位荷重 $P=9.8\text{kN}$ に対する解析ひずみの値

ε_b ：ひずみゲージが貼付された位置の単位荷重 $V=9.8\text{kN}$ に対する解析ひずみの値

ΔU ：試験片の両端に載荷された軸力Uの範囲

ΔV ：試験片に生じる板曲げ応力を考慮するための鉛直力Vの範囲

この式から、 ΔV が式(12)で与えられる。

表-5 疲労試験の結果

Specimens	ΔP (kN)	Transverse ditches where cracks were initiated*	N ($\times 10^4$ cycles)	$\Delta \sigma$ (MPa)
A-1	294.2	b	185	352
A-2	392.3	c	81	456
A-3	274.6	a	185	356
B-1	470.7	d	28	568
B-2	274.6		305**	339
B-3	372.7		50	482
B-4	235.4		414**	275
B-5	333.4		400**	341
C-1	490.3	e	20	663
C-2	372.7	e	59	492

*: The letters a-e represents the transverse ditches shown in Table 4.

**: Fatigue crack was not observed at this number of cycles and fatigue test was terminated.

$$\Delta V = \frac{\Delta \epsilon_{msrd}}{\epsilon_b} - \frac{\epsilon_m}{\epsilon_b} \Delta P \quad (12)$$

軸力 ΔU 、鉛直力 ΔV を解析モデルに作用させて溝底に生じる応力範囲を、試験片の横溝の溝底に生じる応力範囲とする。この応力範囲を表-5に示す。

5.4 S-N曲線

試験片の横溝の溝底の応力範囲 $\Delta \sigma$ と試験片が破断したときの繰返し回数 N の関係を図-13に示す。破断した試験片の結果に、最小2乗法を適用することによって次のS-N曲線が得られる。

$$\log N = \log(4.671 \times 10^{15}) - 3.690 \log(\Delta \sigma) \quad (13)$$

ここに、 $\Delta \sigma$: 単位 MPa

任意の $\log(\Delta \sigma)$ に対する $\log N$ の標準偏差 ξ_N は0.0532になる。式(13)のS-N曲線を、 ξ_N の2倍ほど負方向に移動させた曲線を溝付き上フランジの設計S-N曲線として採用する。この曲線は式(14)で与えられる。

$$(\Delta \sigma)^{3.690} N = 3.655 \times 10^{15} \quad (14)$$

6. 溝付き上フランジの疲労設計

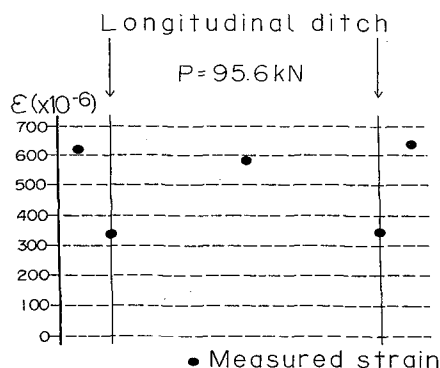


図-12 溝底のひずみ分布 (試験片B-1)

表-6 上フランジの最小板厚

L (mm)	t _f (mm)
1400 ≤ L ≤ 1500	21
1281 ≤ L < 1400	22
1169 ≤ L < 1281	23
1063 ≤ L < 1169	24
1000 ≤ L < 1063	25

6.1 縦リブの直上の縦溝の疲労照査

モノレール車両の各車軸が隣接する横リブ間を通過するごとに、縦リブの直上の縦溝の溝底に次の応力範囲 $\Delta \sigma_{f,lp}$ が生じる。

$$\Delta \sigma_{f,lp} = K_b \sigma_{f,l} \quad (15)$$

K_b と $\sigma_{f,l}$ はそれぞれ式(10)、(1)から求められる。

単位列車走行で $\Delta \sigma_{f,lp}$ が24回生じる。設計寿命は70年で、この期間に 2.81×10^6 回の列車走行がある。したがって、 $\Delta \sigma_{f,lp}$ に対する設計繰返し回数は $6.744 \times 10^7 (= 2.81 \times 10^6 \times 24)$ になる。式(14)から、この繰返し回数に対する許容疲労応力範囲は124.7 MPaである。

縦リブの直上の縦溝の疲労亀裂を防止する条件は式(16)で与えられる。

$$\Delta \sigma_{f,lp} \leq 124.7 \text{ MPa} \quad (16)$$

軸重 P と衝撃係数 i に、それぞれ88 kNと0.375を用いて、横リブ間隔 L と上フランジの最小純板厚 t_f の関係を求めると、表-6に示す結果が得られる。

表-7 t_f と $\Delta\sigma_{g2}$ の関係 表-8 t_f と $\Delta\sigma_{g3}$ の関係

t_f (mm)	$\Delta\sigma_{g2}$ (MPa)	t_f (mm)	$\Delta\sigma_{g3}$ (MPa)
21	89.9	23	19.2
22	94.5	24	30.9
23	98.1	25	38.0
24	101.1	26	42.0
25	103.6	27	45.0
26	105.7	28	47.2
27	107.5	29	49.0
28	119.1	30	50.3
29	110.4	31	51.4
30	111.6	32	52.3
31	112.7	33	52.9
32	113.7	34	53.5
33	114.5	35	53.9
34	115.3	36	54.3
35	116.0	37	54.6
36	116.7		
37	117.3		

6.2 横リブの直上の横溝の疲労照査

表-1からわかるように、(S, 1)の場合、上フランジに生じる応力は圧縮の中で変動している。(S, 2)の場合、応力は引張と圧縮の中で変動している。したがって、(S, 2)の場合が(S, 1)の場合より疲労亀裂が発生する可能性が高い。(T, 1)の場合は上フランジに生じる応力は引張と圧縮の中で変動しているが、(T, 2)の場合、応力は引張の中でのみ変動している。したがって、(T, 2)の場合が(T, 1)の場合より疲労亀裂が発生する可能性が高い。

このように、軌道桁の支間中央と中間支点の両者に対して、横リブ間中央の横溝より、横リブの直上の横溝に疲労亀裂が発生する可能性が高い。したがって、横リブの直上の横溝に対して疲労照査を行う。

式(6)を考慮して、単位列車走行に対して、横リブの直上の横溝の溝底に次の等価応力範囲 $\Delta\sigma_{g2p}$ が生じる。

$$\Delta\sigma_{g2p} = \left\{ \frac{1}{24} (K_b \sigma_{f12} + K_m \Delta\sigma_{g2})^3 + \frac{23}{24} (K_b \sigma_{f12})^3 \right\}^{\frac{1}{3}} \quad (17)$$

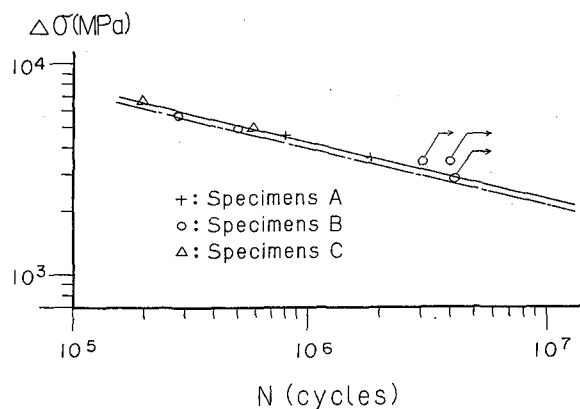


図-13 S-N曲線

σ_{f12} 、 K_m 、 K_b はそれぞれ式(3)、(9)、(10)から得られる。

$\Delta\sigma_{g2}$ は上フランジの主桁作用による応力範囲である。

横リブの直上の横溝の疲労亀裂を防止する条件は式(18)で与えられる。

$$\Delta\sigma_{g2p} \leq 124.7 \text{ MPa} \quad (18)$$

この式で、等号が成立するときの $\Delta\sigma_{g2}$ を $\Delta\sigma_{g2a}$ で表し、 t_f と $\Delta\sigma_{g2a}$ の関係を表-7に示す。 $\Delta\sigma_{g2a}$ は上フランジの主桁作用による応力範囲に対する許容疲労応力範囲である。

6.3 横リブを上フランジに連結する隅肉溶接の疲労照査

表-1からわかるように、(S, 3)の場合、上フランジに生じる応力は圧縮の中だけで変動している。(T, 3)の場合、応力は引張りと圧縮の中で変動している。したがって、(T, 3)の場合が(S, 3)の場合より疲労亀裂が発生する可能性が高い。そこで、中間支点上の横リブを上フランジに連結する隅肉溶接について照査を行う。

式(6)を考慮して、単位列車走行に対して、横リブを上フランジに連結する隅肉溶接に次の等価応力範囲 $\Delta\sigma_{g3}$ が生じる。

$$\Delta\sigma_{g3} = \left\{ \frac{1}{24} (|\sigma_{f13}| + \Delta\sigma_{g3})^3 + \frac{23}{24} |\sigma_{f13}|^3 \right\}^{\frac{1}{3}} \quad (19)$$

σ_{f13} は式(4)から得られる。 $\Delta\sigma_{g3}$ は上フランジの主桁作用によって生じる応力範囲である。

日本鋼構造協会の「鋼構造物の疲労設計指針」⁸⁾では、横リブを上フランジに連結する隅肉溶接に対して疲労強度等級Eを規定している。設計繰返し回数 6.744×10^7 に対して、この疲労強度等級は次の許容疲労応力範囲を与える。

$$\Delta \sigma_s = 24.7 \alpha \text{ MPa}$$

ここに、 $t_f < 25 \text{ mm}$ に対して、 $\alpha = 1$

$$t_f \geq 25 \text{ mm} \text{ に対して、 } \alpha = (25/t_f)^{0.25}$$

横リブを上フランジに連結する隅肉溶接の疲労亀裂を防止する条件は式(20)で与えられる。

$$\Delta \sigma_{s,s} \leq 24.7 \alpha \text{ MPa} \quad (20)$$

式(20)で、等号が成立するときの $\Delta \sigma_{s,s}$ を $\Delta \sigma_{s,s}$ で表し、 t_f と $\Delta \sigma_{s,s}$ の関係を表-8に示す。 $\Delta \sigma_{s,s}$ は主桁作用に対する許容疲労応力範囲である。

6.4 溝付き上フランジの疲労設計

前述の疲労照査に基づいて、溝付き上フランジを有する鋼製軌道桁の疲労設計を次に示す。

- 1) 溝付き上フランジの最小純板厚は表-6に示す板厚に従う。
- 2) 主桁作用によって溝付き上フランジに生じる応力範囲は、表-7に示す許容疲労応力範囲を超えない。
- 3) 軌道桁の中間支点上では、横リブを上フランジに連結する隅肉溶接にも疲労亀裂が発生する可能性がある。したがって、同一断面で疲労亀裂の発生箇所を少なくするために、軌道桁の負モーメント域の上フランジには溝付き上フランジを使用しない。
- 4) 軌道桁の負モーメント域の上フランジに生じる、主桁作用による応力範囲は表-8に示す許容疲労応力範囲を超えない。

7. 結論

縦断勾配を有する跨座型モノレールの鋼製軌道桁の上フランジに適用される溝付き鋼板の疲労設計を検討した。上フランジに生じる変動応力の応力範囲スペクトルを求め、その特徴を明らかにした。溝付き鋼板の溝底の応力集中係数を膜応力と板曲げ応力に対して求めた。溝付き鋼板の疲労試験を実施し、その設計S-N曲線を与えた。溝付き上フランジの疲労照査を行った。板作用による応力の影響を考慮した主桁作用に対する許容疲労応力範囲を示した。これに基づいて、溝付き上フランジを有する鋼製軌道桁の疲労設計を提案した。

提案された溝付き鋼板の疲労設計の妥当性の把握と、維持管理に関する基礎データの収集のために、実橋の応力実測を考えている。

参考文献

- 1) Okura, I. : Fatigue tests of monorail guideway girders, IABSE, *Structural Engineering International*, Vol.1, No.2, pp.28-36, 1991.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ共通編，Ⅱ鋼橋編，1994.
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼・合成構造物），1992.
- 4) 大倉一郎・堀池潔・福本湧士：Fatigue cracks at runways of monorail girders, 土木学会論文集, 第404号, pp.111-120, 1989.
- 5) MacNeal-Schwender Corporation : MSC/NASTRAN USER'S MANUAL, MSC, 1990.
- 6) 遠藤達雄・井上肇：レインフロー法の考え方とその応用—疲労の累積被害評価法, 日本造船学会誌, 第706号, pp.204-213, 1988.
- 7) Structural Research and Analysis Corporation : COSMOS/M DESIGNER USER GUIDE, Version 1.0, SRAC, 1992.
- 8) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 技報堂出版, 1993.

(1996年9月6日受付)