

跨座型モノレールの鋼製軌道桁の横桁連結部の疲労試験

FATIGUE TEST OF CROSS BEAM CONNECTIONS IN STEEL TRACK GIRDERS FOR STRADDLE-TYPE MONORAIL

前田幸雄*・福岡哲二**・大倉一郎***・磯崎弘治****

By Yukio MAEDA, Tetsuji FUKUOKA, Ichiro OKURA and Kohji ISOZAKI

A steel elevated guideway for a straddle-type monorail consists of two main track girders and several I-shaped cross beams which connect the two girders. The connection of a cross beam to the track girder is subjected to bending moment, and a number of cycles of the moment reaches a total of 2.8 millions for 70 years.

To study on the fatigue strength of the connection, fatigue tests with three-type connection models have been carried out.

The present paper reports the fatigue test results and discusses characteristics of the fatigue strength of three-type connections.

Keywords: monorail, steel girder, cross beam connection, fatigue

1. 序 論

現在、大阪モノレールが大阪国際空港から阪急南茨木駅までの13.7 kmの区間で建設されている。大阪モノレールは跨座形式である。標準的な軌道桁としては、支間が22 mのPC桁が使用されている。しかし、既設道路との交差部、河川横断部、複雑な曲線部では鋼製軌道桁が使用されている。鋼製軌道桁の一例をFig. 1に示す。並列の軌道桁がI断面の横桁で連結されている。軌道桁の幅はモノレール車両の建築限界の制限を受けるために585 mmから660 mmで、高さは軌道桁の支間に応じて約2.2 mから約3.3 mまでである。鋼製軌道桁の上フランジの上をモノレール車両が走行する。

鋼製軌道桁はモノレール車両の走行による繰返し荷重を受けるために、疲労に対する安全性を確保しなければならない。建設予定の鋼製軌道桁の疲労設計を検討した結果、次の理由から、軌道桁と横桁の連結部には疲労亀

裂が発生する可能性があると予想した。

a) 軌道桁と横桁は格子構造を形成する。したがって、横桁が荷重分配を行うために、軌道桁と横桁の連結部には曲げモーメントとせん断力が生じる。次章で述べるように、2つの軌道桁をモノレール車両が交互に通過すると、横桁連結部には交番応力が生じる。

b) Fig. 1の横断面図からわかるように、軌道桁と横桁はL型を形成する。L型の隅角部すなわち軌道桁と横桁の連結部には構造的な応力集中が生じる。

c) 横桁と軌道桁の連結部では、軌道桁のウェブ、ダイアフラム、リブプレート、横桁の上フランジとウェブなどの各鋼板が交差し、溶接が集中している。

跨座型モノレールの鋼製軌道桁の横桁連結部の疲労強度特性を明らかにし、適切な構造を設計するために、横桁連結部の疲労試験を実施した。その結果、同連結部は疲労を受けやすい構造であることが判明した。本論文では、この疲労試験において観察された横桁連結部の疲労強度特性と構造の改良法について報告する。

2. 鋼製軌道桁の横桁連結部の疲労試験

(1) 疲労試験の対象となった軌道桁

建設予定の18の鋼製軌道桁の計算書によると、支間が比較的短い軌道桁の横桁に大きな曲げ応力が生じる傾

* 正会員 工博 近畿大学教授 理工学部土木工学科
(〒577 東大阪市小若江3-4-1)

** 正会員 工修 (株)三井造船昭島研究所
(〒196 昭島市つつじが丘1-1-50)

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

**** 正会員 工修 大阪府北部特定事業建設事務所
(〒567 茨木市西駅前町5-10)

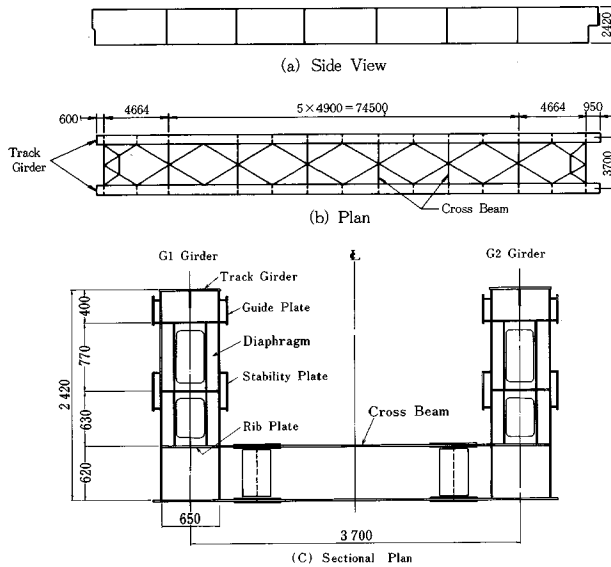


Fig. 1 General View of Steel Track Girder for Monorail.

向があった。そこで、横桁の曲げ応力が大きい方から3つの鋼製軌道桁を選び、格子桁計算を行った。モノレール車両荷重は Fig. 2 に示す移動連行荷重で一軸当たりの重量は、満載時で 108 kN、平均荷重時で 88.2 kN、空車時で 78.4 kN である。疲労設計のための活荷重は、平均荷重に衝撃係数 1.298 をかけた 114 kN とする¹⁾。

横桁に生じる曲げモーメントの分布とせん断力の分布を模式的に Fig. 3 に示す。Fig. 3 (A) に示すように、荷重が軌道桁 G1 に載荷された場合、曲げモーメントは横桁の中央で 0 になり、軌道桁 G1 の位置の曲げモーメントと大きさが同じで、これと符号が反対の曲げモー

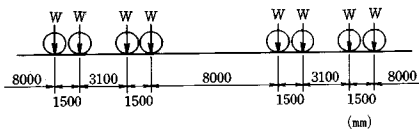


Fig. 2 Loading Pattern of Monorail.

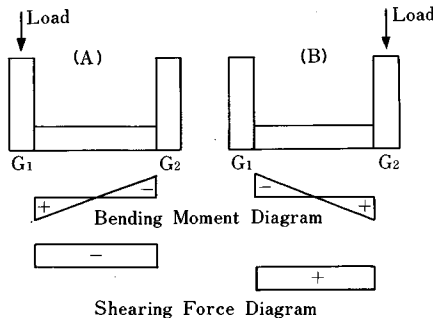


Fig. 3 Forces Acting on Cross Beam.

メントが軌道桁 G2 の位置に生じる。他方、Fig. 3(B) に示すように、荷重が軌道桁 G2 に載荷された場合の曲げモーメントの分布とせん断力の分布は、それぞれ Fig. 3(A) の分布と符号が反対の分布になる。したがって、モノレールが軌道桁 G1 と G2 を交互に通過した場合、軌道桁と横桁の連結部には大ききの等しい交番応力が生じる。

格子桁解析の結果、Fig. 1 に示した寸法の鋼製軌道桁の横桁の曲げ応力が最も大きかったので、この軌道桁の横桁連結部を疲労試験の対象とした。軌道桁と横桁の連結部の詳細を Fig. 4 に示す。横桁の下フランジは軌道桁の下フランジと一体となっており、両フランジの結合部には応力集中を緩和するために半径 200 mm のフィレットが設けてある。横桁の上フランジと軌道桁のウェブの交差部における横桁の上フランジの端部形状は軌道桁応力に対する国鉄建造物設計標準²⁾に従っている。軌道桁の内側には、横桁の上フランジと同じ高さのリブプレートをつけている。軌道桁内のダイアフラムには施工上の要求から2つの開孔部が設けられている。軌道桁のウェブと横桁の上フランジおよび軌道桁内のリブプレートとの溶接は、K 型開先の完全溶け込み溶接である。

(2) 疲労試験体

軌道桁と横桁の連結部の応力性状を明らかにするために、Fig. 5 に示すような軌道桁と横桁から成るモデルの有限要素法解析を行った。横桁連結部から 1 225 mm の等距離にある垂直補剛材の位置までの G1 軌道桁の部分と、軌道桁 G2 の内側のウェブの位置までの横桁の部分モデル化した。境界条件としては、軌道桁の両端

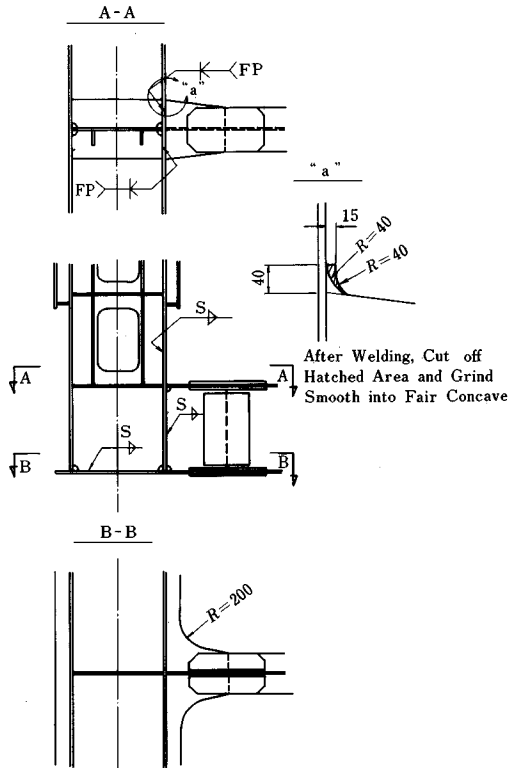


Fig. 4 Connection Details of Cross Beam to Main Track Girder.

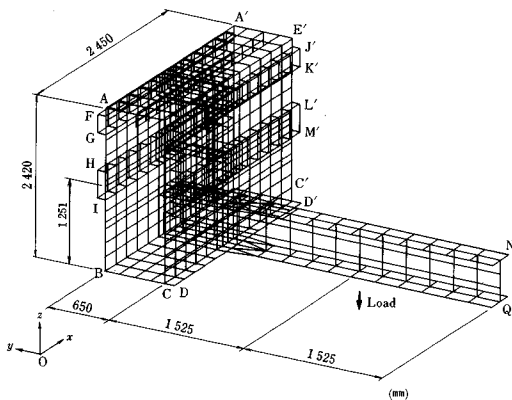


Fig. 5 Model for FEM Analysis.

で $y-z$ 面内の変位を拘束し、さらに軌道桁下フランジの両端で x 方向の変位を拘束している。横桁の先端は自由端とした。前述したように、横桁の中央では曲げモーメントが 0 になり、せん断力のみ生じるので横桁の中央に $P=9.81 \text{ kN}$ の集中荷重を載荷した。この解析モデルを A-1 モデルとよぶ。さらに、Fig. 5 の軌道桁の両端の断面上の節点の変位を自由にし、軌道桁の安定面板が存在する平面 $z=1251 \text{ mm}$ 上の節点の変位をすべて拘束

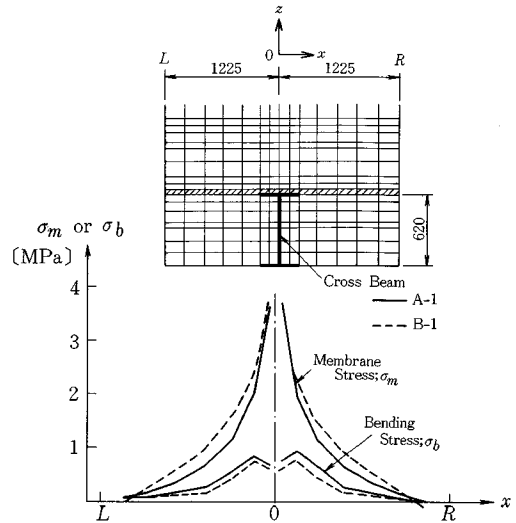


Fig. 6 Stresses in the Vertical Direction on Track Girder Web.

したモデルについても解析を行った。この解析モデルを B-1 モデルとよぶ。A-1 モデルは実橋の横桁連結部に生じる応力を調べるためのモデルであり、B-1 モデルは疲労試験体の規模を決めるためのモデルである。使用した有限要素は面内変位成分と面外変位成分からなる 1 節点が 6 自由度をもつ三角形および四角形要素である³⁾。

計算の結果得られた軌道桁ウェブに生じる鉛直方向の膜応力と板曲げ応力の分布を Fig. 6 に示す。A-1 モデルと B-1 モデルの膜応力と板曲げ応力は、それぞれ互いに近い値を示している。また、横桁上フランジにおける値も後に Table 1 に示すように両モデルでほとんど差がない。したがって、B-1 モデルに従って試験体を製作してよいと考えた。

疲労試験体を Fig. 7 に示す。疲労試験体の軌道桁の高さは実際の軌道桁の安定面板の中央の位置まで考慮され、上端に厚さ 30 mm の補強板が取り付けられている。Fig. 6 に示したように、B-1 モデルにおいて軌道桁ウェブの両端に流れる応力は小さく、試験体における軌道桁の長さは解析モデルより短くしても影響はないと考え、1400 mm とした。横桁の長さは実橋の横桁の支間長の半分とした。使用した鋼材は SM 41 B である。Fig. 7 に示した横桁の連結構造をストレート構造(ST)とよぶ。

(3) 疲労試験の結果

疲労試験は電気油圧式 50 t 疲労試験機で行った。試験状況を Fig. 8 と Photo 1 に示す。試験体を反転し、軌道桁の上端の補強板をボルトで試験ベッドに固定した。横桁の端部にユニバーサルジョイントを取り付け、これを介して繰返し荷重を与えた。

荷重の大きさが $\pm 147 \text{ kN}$ の両振りの荷重制御で疲労

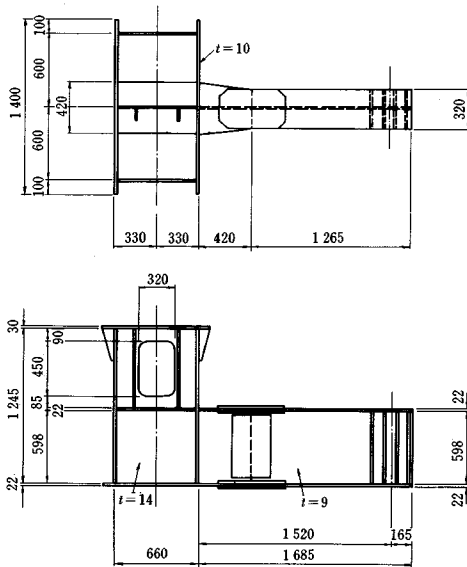


Fig. 7 Test Model of Straight Type (ST).

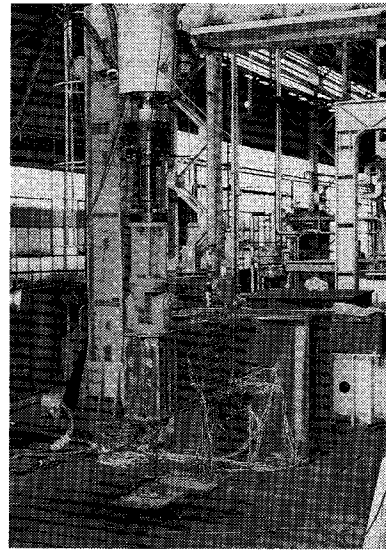


Photo 1 Overall View of Test Setup.

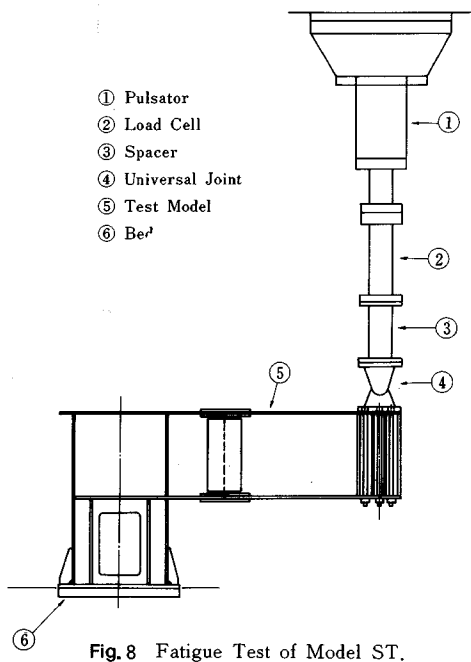


Fig. 8 Fatigue Test of Model ST.

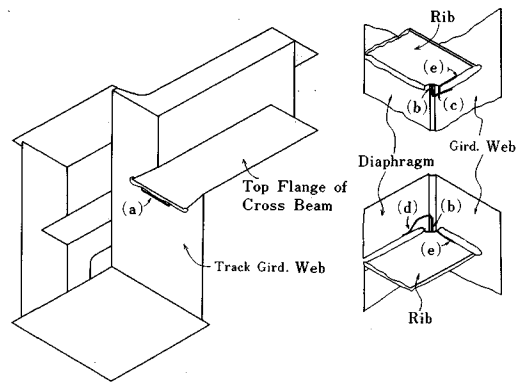


Fig. 9 Fatigue Cracks in Test Model ST.

試験を行った。その結果、繰返し数 5 700 回で軌道桁のウェブと横桁の上フランジとの溶接部のウェブ側の止端に最初の亀裂が発見された。その後 21.9 万回まで試験を続行し、載荷部の変位が大きくなったので試験を終了した。試験終了後の亀裂の状況を Fig. 9 に示す。最初に発見されたのは亀裂 (a) で、発見時 45 mm の表面亀裂であったが、その後軌道桁ウェブを貫通し Fig. 9 の亀裂 (c), (b), (d) のようにダイアフラムとウェブの隅肉

溶接部を経て、ダイアフラムへ進展している。ダイアフラムに亀裂が伝播したときの繰返し数は 4 万回である。亀裂 (e) は軌道桁内のリブプレートから発生した亀裂で、リブプレート側の溶接止端に沿ってリブプレートの全幅にわたって進展している。この亀裂は試験終了後発見されたもので、その発生時期は不明である。この亀裂 (e) によってリブプレートが破断され、横桁の上フランジから軌道桁に流れる力が遮断されたことが横桁のたわみを大きくした原因である。

疲労試験の対象となった鋼製軌道桁においては、疲労設計荷重に対して生じる横桁のせん断力は、格子計算によると $\pm 73.9 \text{ kN}$ で、その繰返し数は 70 年間で 281 万回となる。この条件を上回る疲労強度を有するためには、 $\pm 147 \text{ kN}$ の荷重に対して、S-N 線図の勾配を $-1/4 \sim -1/3$ と仮定すると、18 万～35 万回以上の繰返しに耐える必要がある。ところが、本構造の実験結果では、そ

れよりもはるかに少ない5700回で疲労亀裂が発生した。したがって、構造の改良が必要と考える。

3. 軌道桁と横桁の連結部の構造改良

横桁の上フランジと軌道桁のウェブの交差部の構造改良として次の2つの案を考えた。

a) 横桁の上フランジと軌道桁のウェブの交差部に、コーナプレートを設置。コーナプレートの大きさは建築限界の制限を受け、Fig. 10に示す形状・寸法となる。

b) 横桁の端部にFig. 11に示すようなテーパを付ける。ただし、この場合、軌道桁内のダイヤフラムの施工用の孔を下側に移す必要が生じる。テーパの大きさは建築限界の制限を受ける。

a) と b) の構造改良の効果を知るために、Table 1に示す各構造についてFig. 5と同様のモデルによる有限要素法解析を行った。Table 1で黒く塗られた四角形は、ダイヤフラムと同厚の添接板で、ダイヤフラムに開けられた孔を製作後塞ぐことを表わしている。コーナプレートの板厚は、軌道桁内のダイヤフラムあるいは横桁の上フランジの厚さに対応させて、14 mmと22 mmの2つのケースの場合について検討した。AシリーズとCシリーズは軌道桁の両端に境界条件を与える、実際の軌道桁を想定したモデルであり、BシリーズとDシリーズは軌道桁の安定面板の中央($z=1251$ mm)の位置の節点の変位を拘束する、疲労試験体を想定したモデルである。解析モデルA-1とB-1は2.(2)で述べたモデルと同じである。表中の数値は、横桁の中央に集中

荷重 $P=9.81$ kN を載荷したときの、軌道桁ウェブと横桁上フランジの交差部に生じる膜応力と板曲げ応力の値である。コーナプレートを設けた構造では、コーナプレートの上端の軌道桁ウェブとコーナプレート上端に生じる応力値をTable 1に示してある。

Aシリーズの解析結果から次のことがいえる。

- 1) コーナプレートを設けると、横桁上フランジと軌道桁ウェブの交差部に生じる応力は著しく減少する。
- 2) コーナプレートの上端の軌道桁ウェブとコーナプレート上端に大きな応力が生じる。
- 3) コーナプレートの上端の軌道桁のウェブの応力は、軌道桁内のダイヤフラムの下の孔を塞ぐと幾分減少する。
- 4) 22 mmの板厚のコーナプレートに生じる応力が14 mmの板厚のコーナプレートに生じる応力より小さい。

これらの特性から、添接板でダイヤフラムの下の孔を塞ぎ、Fig. 10に示すような22 mmの板厚のコーナプレートを横桁の上フランジと軌道桁のウェブの間に設けることを、横桁連結部の改良構造として採用した。この横桁の連結構造をコーナプレート付構造(CP)とよぶ。

他方、解析モデルA-1とCシリーズの比較により、横桁の端部にテーパを付けることに関して次のことがわかった。

- 1) 軌道桁のウェブと横桁の上フランジに生じる応力が減少する。
- 2) ダイヤフラムの下の製作用の孔を塞ぐと、交差部

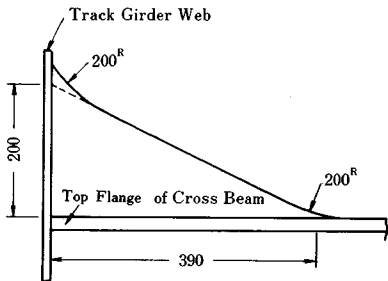


Fig. 10 Shape of Corner Plate.

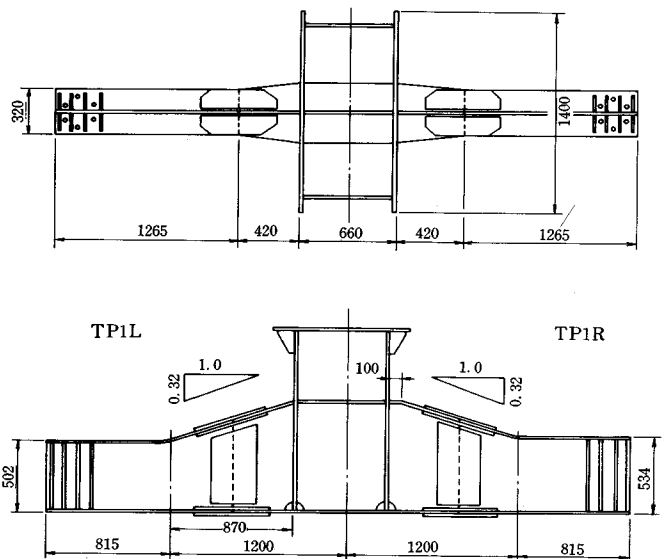


Fig. 11 Test Model of Taper Type (TP) TP1R TP1L.

Table 1 Stresses at Cross Beam Connections.

Section	σ_{mw}	σ_{mf}	σ_{bw}	σ_{bf}	σ_{mw}	σ_{mf}	σ_{bw}	σ_{bf}	σ_{mw}	σ_c	σ_{mw}	σ_c
A-1	3.61	3.13	0.65	1.48								
A-2	2.91	3.18	0.58	1.26	1.99	8.37	0.14	14mm	2.07	7.12	0.21	14mm
A-3					2.89	9.76	0.10	14mm	2.99	7.77	0.12	22mm
A-4					2.89	9.76	0.10	14mm	3.24	8.19	0.17	14mm
A-5					2.99	7.77	0.12	22mm	3.24	8.19	0.17	14mm
A-6					2.99	7.77	0.12	22mm	3.36	6.31	0.20	22mm
B-1	3.71	3.17	0.58	1.43								
B-2	3.61	3.21	0.60	1.42								
B-3					2.89	9.76	0.10	14mm	2.99	7.77	0.12	22mm
B-4					2.89	9.76	0.10	14mm	3.24	8.19	0.17	14mm
B-5					2.99	7.77	0.12	22mm	3.24	8.19	0.17	14mm
B-6					2.99	7.77	0.12	22mm	3.36	6.31	0.20	22mm
C-1	2.52	3.07	0.37	1.31								
C-2	2.43	2.66	0.27	1.01								
D-1	3.47	3.26	0.40	1.68								
D-2	3.29	2.69	0.28	1.21								

track girder web

top flange of cross beam

corner plate

σ_{mw} , σ_{bw} : membrane and bending stresses on track girder web, respectively [MPa]
 σ_{mf} , σ_{bf} : membrane and bending stresses on top flange of cross beam, respectively [MPa]
 σ_c : principal membrane stress at edge of corner plate [MPa]

に生じる応力が減少する。

これらの特性から、ダイアフラムの下の製作用の孔を塞ぎ、Fig. 11 に示すようなテーパを有する横桁を、横桁連結部の構造改良として取り上げた。この構造の連結構造をテーパ構造 (TP) とよぶ。

コーナープレート付構造の実橋モデル A-4 とこれに対応する試験モデル B-4 との比較、あるいは、テーパ構造の実橋モデル C-2 とこれに対応する試験モデル D-2 との比較からわかるように、いずれも試験モデルの交差部に生じる応力が実橋モデルの応力よりも大きくなっている。したがって、試験モデル B-4、D-2 に基づいて行われた疲労試験は、実橋よりも厳しい条件下で行われることになり、そこで得られた結果は安全側の結果となると考える。

4. コーナープレート付構造 (CP) の疲労試験

試験体は 2 体作製し疲労試験を実施した。試験体の構造は Fig. 6 の ST 構造の軌道桁ウェブと横桁フランジの交差部に Fig. 11 のコーナープレートを付けたもので、コーナープレートの端部はグラインダーで滑らかに仕上げた。ST 構造の疲労試験では、軌道桁内のリブプレートのスカラップから疲労亀裂が発生し、リブプレートが破断した。そこで、CP 構造ではリブプレートのスカラップを埋め戻した。さらに、ダイアフラムの孔を添接板で塞いだ。2 つの試験体とも ±90.2 kN の荷重を繰り返した。1 体目の試験 (CP-1) では、繰返し数 230 万回でコーナープレート端部の回し溶接部に疲労亀裂が生じた。270 万回で軌道桁ウェブを貫通し、軌道桁内側にも亀裂が現われた。その後 281 万回まで繰り返したのち試験を終了した。試験後の亀裂の状況を Fig. 12 に示す。亀裂 (g) が最初に発見された亀裂で、発見時 22 mm の表面亀裂が最終的には 82 mm の貫通亀裂となっている。亀裂 (h), (i) は軌道桁内側からみたもので亀裂 (g) が貫通したものである。この亀裂の破面を Photo 2 に示す。溶着金属の表面近くにブローホールの存在が認められ、そこから亀裂が発生している。上記の亀裂のほかに、横桁ウェブのスカラップ部に亀裂 (f) が発見されたが、大きな進展は認められなかった。

2 体目 (CP 2) では 281 万回の繰返し後も疲労亀裂の発生は認められなかった。

CP 1 で疲労亀裂が生じたのは溶接部にブローホールが存在したためであり、コーナープレート端部を滑らかにグラインダー仕上げした本構造は完全な溶接を施せば改良された構造として有効であると考えられる。

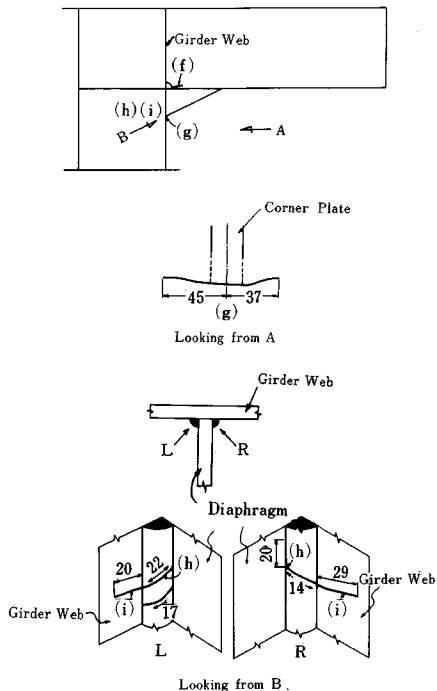


Fig. 12 Fatigue Cracks in Test Model with Corner Plate (CP 1).

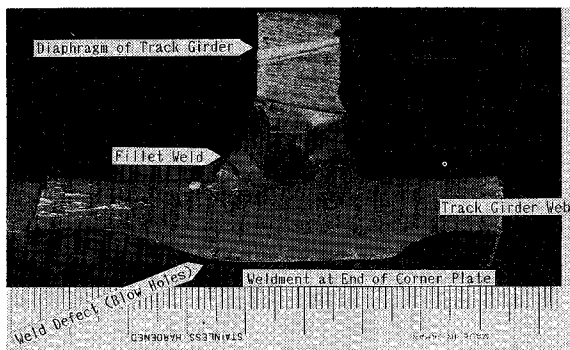


Photo 2 Fracture Surface.

5. テーパーを有する横桁連結部 (TP) の疲労試験

試験体を 2 体作製した。1 体目 (TP 1) の形状を Fig. 11 に示す。軌道桁内のリブプレートを一枚板とし、ダイアフラムを 2 つに分割した。さらに、2 つに分割されたダイアフラムに生じるスカラップ、および横桁のウェブのスカラップをすべて溶接で埋め戻した。横桁を両側に取り付け 1 つの試験体で左右 2 回の疲労試験を行った。横桁は直線テーパを有する変断面となっている。1 体目右側 (TP 1 R) の横桁連結部では、軌道桁ウェブの手前 100 mm の位置でテーパが終り、横桁の上フ

ランジは軌道桁のウェブと直交している。その他の横桁連結部では軌道桁ウェブの位置までテーパなし、横桁の上フランジと軌道桁のウェブとは斜めに交わっている。左側と右側の横桁連結部をそれぞれ TP 1 L と TP 1 R または TP 2 L と TP 2 R とよぶ。1 体目 (TP 2) では、軌道桁内のダイアフラムの孔は設けていない。一方 2 体目左側 (TP 2 L) では、実構造と同じように開孔した後、添接板でこの孔を塞いで試験した。続く右側の試験 (TP 2 R) ではこの添接板を外し、開孔の影響を調べた。

TP 1 L と TP 1 R は ± 90.2 kN の荷重下で試験した。繰返し数 281 万回で両者とも疲労亀裂の発生は認められなかった。本構造は横桁連結部の改良構造として有効であるといえる。

TP 1 R については荷重を ± 196 kN に増加させて、疲労試験を続行した。荷重増加後繰返し数 12 万回で、Fig. 13 に示すように、横桁の上フランジを軌道桁のウェブに連結する K 型 T 継手溶接の横桁フランジ側の溶接止端に沿って長さ 40 mm の疲労亀裂 (k) を発見した。繰返し数 35.4 万回で疲労試験を終了した。

TP 2 L は ± 147 kN の荷重で疲労試験を行った。繰返し数 90 万回で、Fig. 13 に示す横桁の上フランジを軌道桁のウェブに連結する K 型 T 継手溶接部の表面にできたビードバス間の谷底に、長さ 40 mm の疲労亀裂 (j) を発見した。その後繰返し数 110 万回で疲労試験を終了

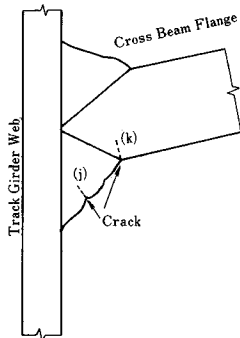


Fig. 13 Fatigue Cracks in Weldment to connect Track Girder Web to Top Flange of Cross Beam.

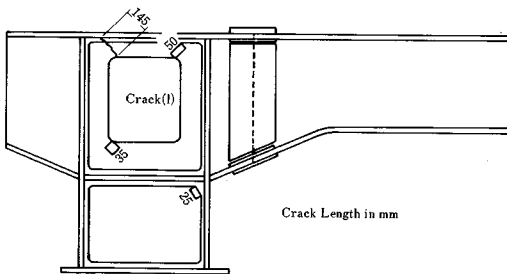


Fig. 14 Fatigue Cracks on Diaphragm of Test Model TP 2 R.

した。

TP 2 R は ± 90.2 kN の荷重の繰返しに対して 31 万回で、TP 2 L と同じ疲労亀裂 (j) を発見した。繰返し数 50 万回で軌道桁内のダイアフラムの孔のコーナー部に疲労亀裂が生じ急速に生長し、75 万回で Fig. 14 に示すように、ダイアフラムを横断する疲労亀裂となった。

6. 結果の考察

(1) 疲労亀裂発生点における局部ひずみ

CP 構造の軌道桁ウェブとコーナープレートとの溶接上端部近傍で計測されたひずみの分布を Fig. 15 に示す。図中の鎖線はコーナープレートの上端の形状を表わしている。CP 1 と CP 2 とともにコーナープレートの上端でひずみが最大値となっており、疲労亀裂発生点と一致している。ここで得られた最大ひずみは、亀裂発生点における真のひずみ値であり、後述するホットスポットひずみとは定義が異なる。

ST 構造と TP 構造の軌道桁ウェブと横桁の上フランジの交差部近傍で計測されたひずみの分布を Fig. 16 に示す。本構造のように「構造上の不連続部をもつ溶接継手部の疲労強度は、溶接部に生じる局部的なひずみ範囲を縦軸とした S-N 線図で整理することにより、構造型式が異なる場合にも一本の S-N 線図で表わすことができる」という考え方は海洋構造物の設計などでよく用いられている⁴⁾。ところで、溶接止端におけるひずみは、主として溶接ビードの形状・寸法に依存する局部的な応力集中と板どうしの交差部などの構造の不連続による応力集中の影響を受ける。しかし、溶接ビードの形状・寸法に依存する局部的ひずみを求めることは難しく、上述の S-N 線図の縦軸としては溶接ビードの形状に依存しない構造的な応力集中のみを考慮したひずみがよく用いられ“ホットスポットひずみ”とよばれる。このホット

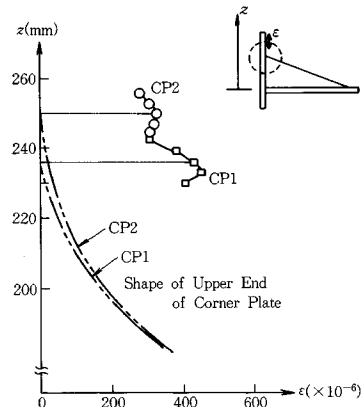


Fig. 15 Strain Distributions at Upper End of Corner Plate of Test Models CP 1 and CP 2 ($P=90.2$ kN).

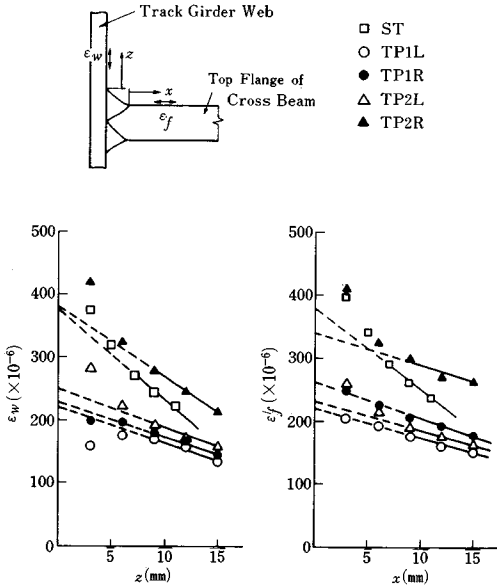


Fig. 16 Strain Distributions near Weldment to Connect Track Girder Web to Top Flange of Cross Beam (ST, TP 1, TP 2; P=90.2 kN).

スポットひずみは溶接ビードの影響を受けない範囲で計測したひずみから止端におけるひずみを外挿により求める必要がある。たとえば Gibstein⁵⁾は止端より板厚の1/4か4 mmの小さい方の距離の点から外挿している。また田村⁶⁾は止端より板の1/2と1倍離れた点から線形外挿している。しかしまだ、その求め方は確立されていないのが現状である。本研究では溶接止端より10 mm程度離れた位置のひずみから直線外挿した溶接止端におけるひずみをホットスポットひずみとして求めた。

(2) S-N 線図

疲労試験結果を Table 2 に示す。ΔP は載荷荷重の範囲である。Δσ_n は、棒理論から求められる、軌道桁ウェブの位置における横桁のフランジ応力の範囲である。Δε はホットスポットひずみ範囲である。N_c は疲労亀裂が発見されたときの繰返し数であり、N_f は疲労試験終了時の繰返し数である。

ST 構造と TP 構造について、ΔP と N_c の関係、Δσ_n と N_c の関係、Δε と N_c の関係をそれぞれ Fig. 17, 18, 19 に示す。ΔP と N_c の関係および Δσ_n と N_c の関係においては、ばらつきが大きく1つの S-N 関係で表わすことはできない。これに対して、Δε と N_c の関係は比較的小さいばらつきの範囲に収まっており、1つの S-N 関係で表わすことができる。Fig. 19 中の実線は AWS-Code⁴⁾で縦軸をホットスポットひずみ範囲としたときに与えられている X₁ 線図である。本実験結果はこの X₁ 線図と同レベルに位置している。

Table 2 Fatigue Test Results.

Model No.	Load Range ΔP (KN)	Stress Range Δσ _n (MPa)	#1 T.F. of C.B. Δε (X10 ⁻⁶)	#2 T.G. Web Δε (X10 ⁻⁶)	#3 Crack Types	#4 N _c (X10 ⁴)	#5 N _f (X10 ⁴)	#6 k
ST	294	94.8	1240	1225	a	0.57	21.9	4.22
CP1	180	56.8	-	-	g	230	281	
CP2	180	56.8	-	-	no crack	304	304	
TP1L	180	43.6	440	440	no crack	293	293	2.44
TP1R	180	43.6	520	450	no crack	281	281	2.89
TP1R'	392	96.8	1130	980	k	12.2	35.4	2.89
TP2L	294	72.6	750	815	j	90	110	2.77
TP2R	180	43.6	670	760	j	30.6	75	4.22

- * 1 Local strain range on Top Flange of Cross Beam
- * 2 Local strain range on Track Girder Web
- * 3 refer to Fig.9, Fig.12, Fig.13 and Fig.14
- * 4 Cycles when fatigue cracks were detected
- * 5 Cycles when fatigue test terminated
- * 6 k = Δε / ΔP [X10⁻⁶ / MPa]

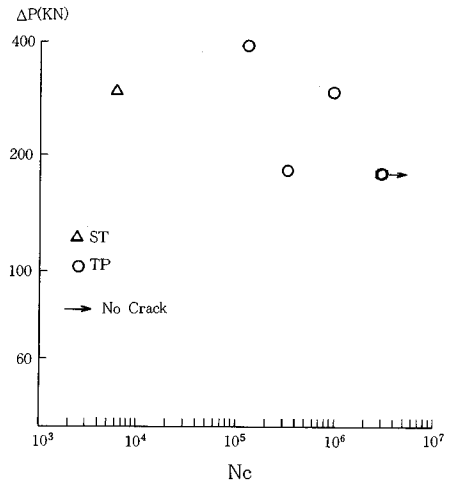


Fig. 17 ΔP versus N_c.

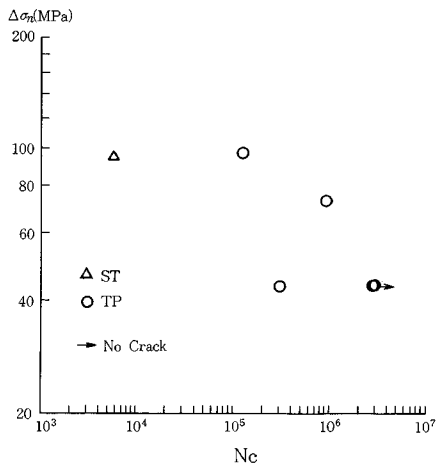
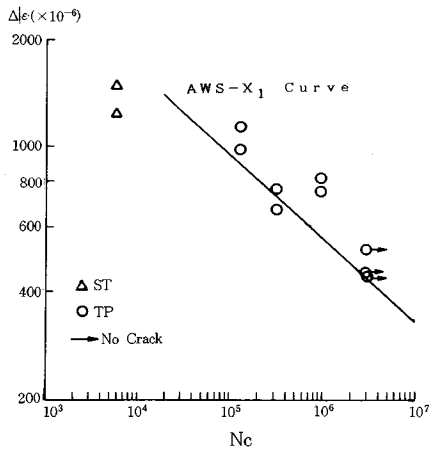


Fig. 18 Δσ_n versus N_c.

Fig. 19 $\Delta\epsilon$ versus N_c

(3) 横桁連結部の構造改良の評価

前述したように、横桁連結部の疲労強度は局部ひずみの範囲 $\Delta\epsilon$ を用いて統一的に表わされる。Table 2 中の k は $\Delta\epsilon$ と荷重範囲 ΔP の比で、単位荷重下で生じるホットスポットひずみ値を表わしている。 k の値が小さくなるほど疲労強度が高いことになる。ST 構造の k の値は大きく、この構造は疲労亀裂の発生しやすい構造である。また、ダイアフラムの孔を開けたままの TP 2R の k の値も大きく、ST 構造の k の値に近い。したがって、TP 構造においては、ダイアフラムの孔は架設後添接板で塞ぐことが疲労強度上必要である。

7. 結 論

跨座型モノレールの鋼製軌道桁の横桁連結部の疲労試験を実施し、以下の成果を得た。

(1) 棒理論から推定されるひずみをはるかに上回る局部ひずみが軌道桁ウェブと横桁上フランジの交差部に生じている。この局部ひずみ範囲を用いた、いわゆるホットスポットひずみの考え方に基づいて、横桁連結部の疲労強度を評価することが可能である。

(2) 軌道桁内のリブプレートに存在するスカラップから発生する疲労亀裂は、横桁の上フランジから軌道桁

に流れる力を遮断し、横桁連結部を破壊に導く。また、横桁のウェブに存在するスカラップからも疲労亀裂が発生する可能性がある。スカラップを溶接により埋め戻すことにより、スカラップから発生する疲労亀裂を防止することができる。

(3) CP 構造では、コーナープレートの上端に生じるひずみを小さくするため、端部をグラインダーにより仕上げ、端部の形状を滑らかに整える必要がある。

(4) ST 構造の改良構造として、TP 構造は優れている。しかし、軌道桁内のダイアフラムに製作上設けられる孔を開けたままにしておくと、軌道桁ウェブと横桁上フランジの交差部に生じる局部ひずみは増加する。さらに、孔の周辺に疲労亀裂が発生する可能性が高いので、架設後、添接板で塞がなければならない。

なお、実設計においては、CP 構造と TP 構造の両者を採用した。

最後に、本研究の機会を与えていただき、研究の遂行にあたりお世話になった、大阪府 小西一平氏、小笠原洋一氏、および、三井造船(株) 西川武夫氏、沢柳政弘氏、祝 賢治氏に厚く御礼申し上げます。

参 考 文 献

- 1) 大阪府土木部：大阪モノレール構造物設計指針，pp. 7～9，1982。
- 2) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説，pp. 174～176，1983。
- 3) Zienkiewicz, O.C. and Cheung, Y.K. : The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics, McGraw-Hill, pp. 66～67, pp. 90～98 and pp. 124～137, 1967。
- 4) American Welding Society : ANSI/AWS D 1.1-81, Structural Welding Code Sec. 10 "Tubular Structures", 1981。
- 5) Gibstein, M.B. : Stress Concentration in Tubular Joints, It's Definitions, Determination and Application, Conference Steel in Marine Structures, Paris, 1981。
- 6) 田村英樹：溶接継手の構造的応力集中の解析に関する簡易手法の提案，日本溶接学会論文集，第 6 巻，第 2 号，1988。

(1988. 6. 27・受付)