

日本国有鉄道 構造物設計事務所 正会員 谷口 紀久
 同 上 正会員 ○ 菅 原則之
 川崎製鉄(株) 鋼構研究所 正会員 川井 豊

1. ま え が き

鋼鉄道橋は列車走行によって鋼部材から発する騒音がコンクリート橋に比べて著しく大きい。そこで振動の激しい鋼部材の表面にコンクリートを打設する方法が考えられ、実際に東北新幹線利根川橋梁のトラス橋の床組に採用された。本報告は模型桁を用いて静的および動的曲げ試験を行ない荷重下での鋼とコンクリートの挙動を調べ、その実験データを示し考察を加えたものである。

2. 載 荷 試 験

試験桁は図-1に示す様に三種類で比較した。寸法は実橋の縦桁の約0.4倍で支間は3.0m、腹板高0.6mである。T桁とP桁は鉄筋径とスタッドジベル本数を変えておののみ形状は同じである。載荷方法は支間中央から振り分けて間隔0.6mの二点載荷とし静的試験では5t毎に増し数回載荷と除荷を繰り返して最終的には塑性域から破壊点に至らした。疲労試験は下限荷重は5tとし片振曲げ試験を行なった。試験機は200tセンターホルジャンキ、サボ型構造物疲労試験機を使用した。

図-1 試験体

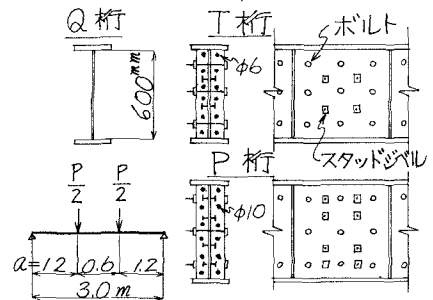


図-2 荷重-フランジひずみ線図

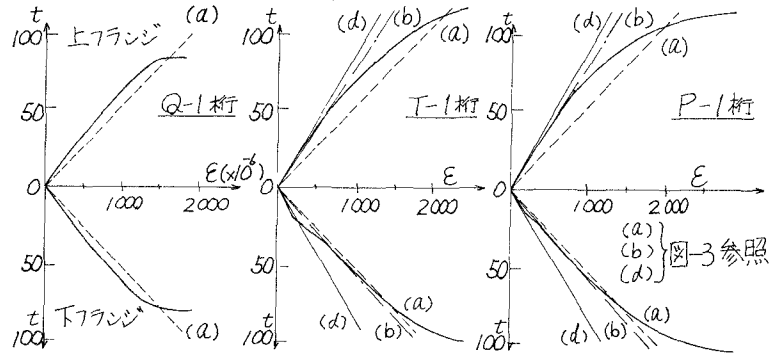
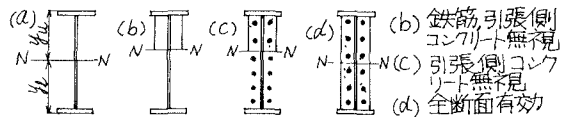


図-3 仮定断面



3. 試 験 結 果

静的曲げ試験結果を図-2荷重-フランジひずみ線図を示す。図中(a)(b)(c)は図-3の仮定した断面の計算値である。以下各試験桁について述べる。

Q-1桁 (i) $P=60$ tまでは、(a)断面にほぼ一致する。(ii) $P=84.5$ tで載荷点の垂直補剛材と腹板の座屈が生じた。

T-1桁 (i) $P=20$ tまでは(c)断面の計算値にほぼ近い値を示す。(ii) それ以後の荷重に対して中立軸より下部のコンクリートを無視した(b)断面の値に近づく。(iii) 圧縮フランジが降伏したと予想される $P=95$ tでもQ-1桁に見られる様に圧縮フランジ腹板の座屈は生ぜず、 $P=116$ tまで全塑性状態になった様にたわみのみ増したので載荷を中止した。**P-1桁** (i) T-1桁と同様な挙動を示した。(ii) 最終耐荷力はT-1桁と比べて約7%増の $P=124$ tとなった。以上の結果からコンクリートおよび鉄筋の協力度を推定するため実測値から試験桁の推定断面2次モーメントを求め、それと図-3の仮定した断面のヤング係数比をかえた時の断面2次モーメントと比較したのが図-4である。推定断面2次モーメント(I)と次の様にして求めた。図-2から $P=60$ t程度までは荷重とひずみは比例するから $P=C \cdot \epsilon \cdot D$ ---- ① と表わす(Cは比例定数 $\frac{P}{\epsilon}$)。曲げ応力度は $\sigma = E \cdot \epsilon = \frac{M}{I} y = \frac{P a}{2 I} y$ (aは図-1参照) 二項と四項の式から

$P = \frac{2EI}{\alpha \cdot l} \cdot \epsilon$ --- ②. ①, ② 式比例定数を等しくおく
と $Y = \frac{2EI}{\alpha \cdot C}$, 桁を h とすると $h = Y_u + Y_d$ だから
 $I = \frac{\alpha \cdot h}{2E} \left(\frac{C_u \cdot C_d}{C_u + C_d} \right)$ --- ③. C_u, C_d は図-2 から最小 2
乗法により求められる。図-4 から合成桁の設計に用い
られる $n=7$ 付近では (c) の断面が実験値に近い値を示
し仮定断面として妥当であると考えられる。表-1 は仮
定断面 (c) の全塑性状態における最終耐荷力と実験値
とを比較したものである。

表-2 に疲労試験結果を示す。T-2 桁は 200 万回, T-3
P-3 桁は 45 万回疲労破壊を想定した。図-5 に引張フランジひずみ-荷重
繰返し数線図を示す。疲労破壊箇所は T-3, P-2 桁は載荷点直下の垂直
補剛材下端のまわし溶接部から生じた亀裂が下フランジに進展して破断
した。T-2 桁は支間中央の下フランジのすみ肉溶接部から亀裂が生じた。
今回の実験では疲労試験桁が三本しかないことからして定量的に疲労強
度を推定する事は困難である。

コンクリートのひび割れ性状は (イ) ほとんどのひび割れは乾燥収縮
により垂直補剛材上から生じている。(ロ) 疲労試験では繰返しに、と
もなつて進行するひび割れは初期に発生し、後期には、ごく小数の微細な
ひび割れが生じる程度であった (ハ) 最大ひび割れ幅は鉄筋に対して有
害であると言われている 0.2 mm 以上に増大する事はなかった。

4. 考 察

試験結果から次の事が考えられる ① 腹板にコンクリートを打設す
る事により最終耐荷力は約 30% 以上向上する ② コンクリート付鋼桁は
鋼桁, 圧縮側コンクリートおよび鉄筋との合成断面と考えられる。③ 鋼
桁の上フランジはコンクリートの作用により横倒れ座屈
抵抗が大きいため許容曲げ圧縮応力度は座屈により逡
減をしない許容応力度を用いる事ができる。④ 疲労強
度は垂直補剛材下端の切欠き, また腹板と引張側フラン
ジのすみ肉溶接部について検討する必要がある。⑤ ス
タッドボールの強度も充分であり繰返し荷重により、ひ
び割れの増大剥離が生じる事はない。⑥ 垂直補剛
材は腹板の座屈の照査から不要でもコンクリートのずれ
止め目地材および鉄筋の支持効果などが考えられる。

5. あ と が き

垂直補剛材がない場合の鋼桁とコンクリートの相対ずれ, 付着力, または大きな衝撃力や振動に対するコンクリートの
挙動を今後明らかにする必要があると思われる。なお本実験は鋼鉄道橋の騒音, 振動防止対策の一環として行なわ
れたものである。本実験の実施にあたり御指導を頂いた国鉄構造物設計事務所 阿部次長に対して謝意を表しま
す。

参考文献 「コンクリート被覆鋼桁の強度に関する実験研究報告書」 国鉄 昭 49 年 3 月

図-4 ヤング係数比(n)と断面二次モーメント(I)

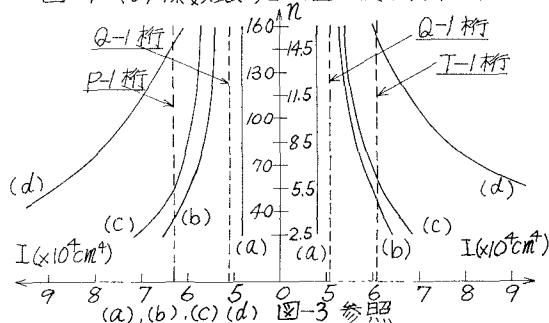


表-1 最終耐荷力(t)

試験桁	実験値	計算値	実験値/計算値	実験値/Q-1桁
Q-1桁	84.5	94.8	0.89	1.00
T-1桁	116.0	111.0	1.05	1.35
P-1桁	124.0	117.0	1.06	1.45

表-2 疲労試験結果

試験桁	T-2	T-3	P-2	
荷重条件	一定片振	二段 N=10 ⁶ 回で 変更, 片振	一定片振	
荷重全振中 (最終耐荷力)	0.47	0.41	0.60	0.56
応力全振中 (kg/mm ²)	19.5	16.2	22.7	23.4
(下限応力) 上限応力	0.089	0.099	0.077	0.064
荷重繰返し 数 (x10 ⁴ 回)	181	100	24	36

* 表-1 より

