

九州大学 工学部 学生員 越智繁雄
 " " 正会員 彦坂 熙
 " " 学生員 高海克彦

1. 緒言

懸垂型モノレールの軌道桁は、図-1のような薄肉閉断面をもつ鋼桁であり、ゴムタイヤ輪荷重が走行レール上に直接載荷される。閉断面の剛性を確保するために補剛フレームが配置されるが断面変形は避けられず、これに伴う走行レールの付加応力、とりわけ輪荷重直下の局部応力が極めて大きくなる。本研究は、断面変形を考慮した走行レールの局部応力の簡易解析法を提示するとともに、その妥当性を模型実験により確認し、さらに局部応力を低減させるために有効な設計法を提案せんとするものである。

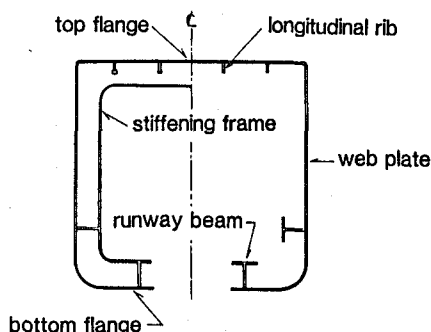


図-1 懸垂型モノレール軌道桁断面

2. 任意の集中荷重を受ける直線軌道桁の解法

2.1 応力分布の仮定 軌道桁の応力分布を次のように仮定する。

(1) まず断面剛性を仮定して、はり理論による曲げモーメント M を算定し、曲げ応力 $\sigma_b = M y / I$ を得る。ここに、 I は断面2次モーメント。

(2) 直接輪荷重を受ける走行レールを、補剛フレームによって支持される連続ばりと見なし、その釣直ばね反力を不静定力 X_i ($i = 1, 2, \dots, N$, N は補剛フレーム総数) に選ぶ。 X_i と荷重による走行レールの付加曲げモーメントを M_i とすれば、走行レールには付加曲げ応力 $\sigma_r = M_i y / I_r$ が作用する。ここに、 I_r は走行レール1本の断面2次モーメント。

(3) 補剛フレームは不静定力 X_i によって曲げモーメント M_i を受けるので、補剛フレームには曲げ応力 $\sigma_s = M_i y / I_s$ が作用する。ここに、 I_s は補剛フレームの断面2次モーメント。

2.2 解法 軌道桁の支間を l 、走行レールの断面積を A_r とすると、はりに貯えられる全ひずみエネルギー U は次式で表わされる。

$$U = \int_0^l \int_{A_r + A_w} \frac{\sigma_b^2}{2E} dA dz + 2 \int_0^l \int_{A_r} \frac{(\sigma_b + \sigma_r)^2}{2E} dA dz + \sum_{i=1}^N \int_{A_i} \frac{M_i^2}{2E I_s} dA \quad (1)$$

ここに、 $A_r + A_w$ は上フランジとウェブの断面積の和、

A_i は i 番目の補剛フレームの全長。

上式において σ_r と M_i が不静定力 X_i の関数となり、ひずみエネルギー U を最小にするように不静定力を決めればよい。このとき、 N 個の不静定力は互に独立でなく、次の2つの付帯条件がついている。

$$\sum_{i=1}^N X_i - \frac{P}{2} = 0 \quad (2)$$

$$\sum_{i=1}^N X_i \{ u_1 - c' - (i-1)c \} - \sum_{j=n+1}^N X_j \{ u_2 - c' - (N-j)c \} = 0 \quad (3)$$

ここに、 c は補剛フレーム間隔、 u_1 , u_2 , c' は図-2参照。

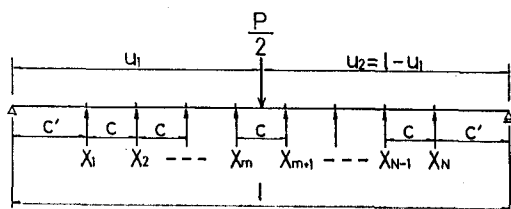


図-2

いま、Lagrange の未定乗数 λ_1 を用いて新たな関数

$$U^* = U + \lambda_1 \left(\sum_{i=1}^N X_i - \frac{P}{2} \right) + \lambda_2 \left\{ \sum_{i=1}^N X_i \{u_i - C - (i-1)C\} - \sum_{j=N+1}^N X_j \{u_j - C - (N-j)C\} \right\} \quad (4)$$

を定義すれば、ひずみエネルギー U の付帯条件つき極値問題は、付帯条件のない関数 U^* の極値問題に置き換えられる。つまり、 N 個の不静定力と 2 個の未定乗数は、

$$\partial U^* / \partial X_i = 0 \quad (i = 1, 2, \dots, N) \quad (5)$$

$$\partial U^* / \partial \lambda_i = 0 \quad (i = 1, 2) \quad (6)$$

の $N+2$ 元連立 1 次方程式の解として求められる。

3. 実験および解析結果

図-3 は、支間 2 m、桁高 15 cm 模型軌道桁の支間中央に集中荷重 $P = 300 \text{ kg}$ が作用する場合の下フランジに取り付けられた走行レール下面の応力の支間全長にわたる分布の実験値を理論値と比較したものである。載荷断面には補剛フレームが配置されておらず、かつ走行レールの断面が小さいため、載荷点に極めて大きい局部応力が発生している。図-4 は、支間 30 m、桁高 1.5 m の軌道桁について、補剛フレームの剛性・間隔を変えた場合の、支間中央における走行レールの付加曲げモーメント M_r 影響線と比較したものである。

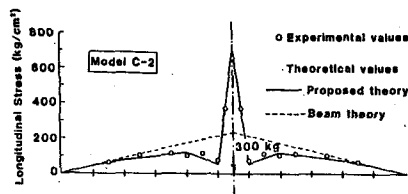


図-3 直線桁走行レールの応力

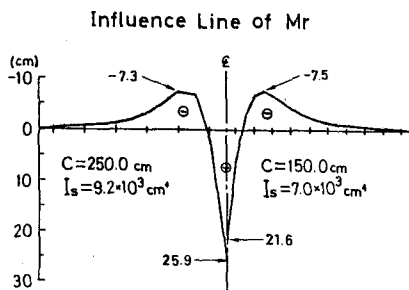


図-4 走行レールの M_r 影響線

4. 走行レールの付加応力に関するパラメトリック解析

軌道桁の支間 l とスキャンプレートの寸法が決まれば、走行レールの付加曲げモーメント M_r の大きさは、補剛フレームの間隔 C 、補剛フレームの断面 2 次モーメント I_s 、走行レールの断面 2 次モーメント I_r の 3 つの値に支配される。いま、支間 $l = 11 \text{ m}$ 、桁高 85 cm で実験の約 1/2 の縮尺の模型軌道桁について支間中央に集中荷重 5 t を作用させる場合を考える。図-5 は走行レール剛性パラメーター I_r/I を固定し、補剛フレーム間隔パラメーター l/C と補剛フレーム剛性パラメーター I_s/I を変化させて走行レールの荷重直下の最大付加応力の大きさを求めたものである。 I_s/I が十分大きい場合は付加応力は補剛フレーム間隔にほぼ比例するが、 I_s/I が小さい場合はフレーム間隔を狭くしても付加応力はそれほど減少しない。図-6 は I_r/I を固定し、 l/C と I_s/I を変化させて荷重直下の走行レールの付加曲げモーメント M_r の最大値を示したものである。 I_r を変化させても $M_{r, \max}$ にはほとんど変化がない。つまり、 I_r を大きくすることにより走行レールの付加応力を容易に減少させ得る。

詳細については講演当日発表する。

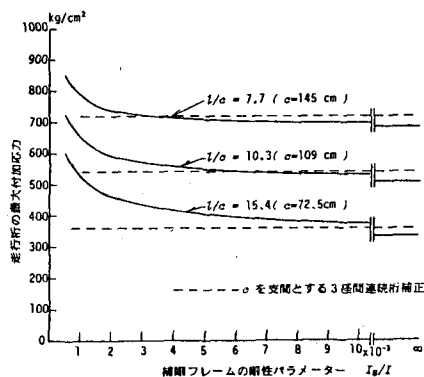


図-5 走行レールの最大付加応力

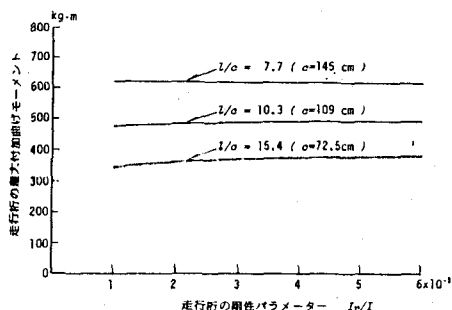


図-6 走行レールの $M_{r, \max}$