

実フランジにかかる振りモーメントはウェブの横方向の撓を生起する様な曲げモーメントの性質をおびるものであつて直線を保つとする仮定は十分に妥当なものとは思われない。特にウェブの高さが大になつたり、ウェブ厚さが小なる場合にはこの傾向が著しい。

又溶接組立梁の様にフランジとウェブのとりつけがあまり剛でない場合にはこの点を考慮する必要がある。

筆者はこの点を考慮して I 形の溶接組立梁の単純曲げ M による横挫屈を取扱つた。

この結果フランジの振り角 φ 、ウェブ中央の撓の切線と鉛直線のなす角 $\varphi - \psi$ 、横方向の変位 u 、梁の軸線方向を z 軸にとると、変形を支配する次の 3 式をたてることが出来る。

$$B \frac{d^2 u}{dz^2} = (\varphi - \psi) M - \frac{1}{2} h^2 D \left(\frac{d^3 \psi}{dz^3} - \frac{d^3 \varphi}{dz^3} \right) + C_{web} \left(\frac{d\varphi}{dz} - \frac{d\psi}{dz} \right) + 2C_{Fl} \frac{d\varphi}{dz} = - \frac{du}{dz} M$$

$$\frac{d^2 \varphi}{dz^2} = - \frac{6}{h} \frac{B_{web}}{C_{Fl}} \psi - \frac{1}{2C_{Fl}} \frac{M^2}{B} (\varphi - \psi)$$

但し B , D , B_{web} は夫々梁全体、フランジ及びウェブの横方向の曲げ剛性、 C_{Fl} , C_{web} は夫々フランジ及びウェブの振り剛性、 h は梁の高さを示す。

この 3 式より、 u, ψ を消去すると φ^2 についての 3 次式が得られる。

境界条件

$$\begin{aligned} z=0 \quad \varphi=\psi=0 \quad h/2 (d^2 \psi/dz^2 - d^2 \varphi/dz^2) &= 0 \\ z=l/2 \quad h/2 (d\varphi/dz - d\psi/dz) &= 0 \\ \text{ウェブの連続性} \quad d\psi/dz &= 0 \\ M_D=0 \quad -1/2 \cdot h^2 D (d^3 \varphi/dz^3 - d^3 \psi/dz^3) &= 0 \end{aligned}$$

を満足する特性方程式をたてると横挫屈モーメント M_k を示す次式が得られる。

$$M_k = \pi/l \sqrt{BC \{ 1 + \pi^2 D h^2 / l^2 2C - (2C_{web} / h^2 D + \pi^2 / l^2) \pi^2 h^3 D C_{Fl} / [12 B_{web} C l^2] \}}$$

根号内の第 2 項迄は従来の I 形梁の横挫屈に与えられた値であるが、この計算に依ると第 3 の補正項が存在することが明かとなつた。

この補正項の値は h が大なるほど、ウェブの厚さが小なるほど大となり、又ウェブの振り剛性に対しフランジの振り剛性が增大するほど大となることが示される。即ちフランジの幅に或制限を設けることが、横挫屈の安定に寄与することが明かとなつた。なおスチフナーの配置についても検討を行つた。

(4-9) 吊橋の捩れ挫屈について

正員	東京大学工学部	工博	平	井	敦
正員	大阪大学工学部	工博	安	宅	勝
准員	熊本大学工学部		○竹	間	弘

筆者等は昭和 26 年以来文部省試験研究費の助成を得て吊橋の安定性について実験的研究を行つて来たが、今度の機会にその研究の一部である捩れ挫屈に関し中間的報告を行うものである。

静力学的実験と風洞実験の結果とを対比し、現段階において一応設計の基準を何処におくかについて述べてみたい。なお、この実験で阪大講師赤尾親助、阪大助手、政木和三、東大大学院特別研究生矢島基臣、工学士岡内功通山康、東大助手西脇威夫、小栗英和の諸君の助力を得た。

(4-10) 鉄道鈑桁の衝撃率について

准員 国鉄鉄道技術研究所 橋 本 香 一

1. 鋼鉄道橋設計示方書によれば走行車輛による鉄道橋の衝撃率は $I=45/(45+nL)$ により支間 Lm に対し

て与えられる。しかしその根拠は明らかでないし速度に対する関係あるいは蒸気と電気機関車との差の影響などについて何等の知識を与えてくれない。この問題については古来数多くの研究資料があるが未だ明瞭な実用的結果が得られるに至っていないし、また我国における実験資料は極めて少い。

2. 国鉄においては最近2回に亘つて鉸桁について系統的な衝撃試験を実施した。第1次試験は昭和23年9月砂原線においてD51型およびC51型単機関車により強度KS12, 径間8.2, 9.8, 12.9, 19.2, 25.4, 31.5mの6種の定規桁について行われ、また第2次試験は昭和26年9月上越線においてD51型およびEF13型単機関車により強度E40, 径間30, 40, 50, 60, 70呎および30.5mの6種の達型桁について行われた。試験方法としては機関車を徐行より最高80km/h以上まで種々の速度で走行せしめ、桁中央突縁の動的応力、撓度および鉛直振動、横振動、機関車の加速度などを測定した。撓度振動の測定はガイゲル式変位計により、応力の測定は第1次試験では炭素堆式歪計、第2次試験では抵抗線歪計を用いた。抵抗線歪計はベークライト、ベースのアダバンス線(120Ω)を用いハザウエーオシログラフに記録した。第1次試験結果の概要と第2次試験結果の中の2,3の事項について報告する。

3. 桁の振動特性即ち重量、撓度、固有振動数および減衰率などは衝撃率と密接な関係を有する。実測撓度と計算撓度との比は0.90~0.99程度であり、無載荷および載荷固有振動数は $n = \sqrt{310/(d+D)}$ による計算値とよく一致する。また通過後の残留振動から求めた対数減衰率 θ_T は支間に関係なく0.07~0.24程度である。

4. 鉄道橋の衝撃の原因はa) 蒸気機関車側輪の錠打作用、b) 機関車バネ上重量の振動、c) レール継目その他線路または車輪の不整、d) 機関車の動揺、e) なめらかな荷重走行による速度の影響などであつて、その一部は理論的に求められるが、その他は主に実験より求められる。a), c), d) が主でb) は担バネ摩擦が破れた場合に生じe)の影響は小さい。

衝撃の見地から鉸桁は2群に分けられ、その第1は桁の載荷固有振動数が機関車の最高速度における側輪回転数(毎秒5回程度)以下にあり幾分でも共鳴振動を生じ得る部類で第2は桁の載荷固有振動数が高く共鳴を生じ難いものである。

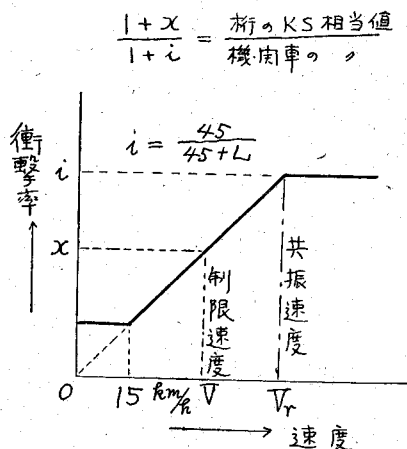
第1群の桁の衝撃率は主として錠打衝撃と動揺および速度の影響からなり、側輪回転数が載荷固有振動数に一致するとき最大衝撃率を示す。また第2群の桁の衝撃率は軌条継目など線路の不整、錠打、動揺および速度の影響などからなり速度とともに増加する。

実測による最大衝撃率は現行示方書に比し約1/2程度に小さくまた応力測定値から求めたものは撓度から求めたものよりやや大きい傾向がある。

第2次試験では特に蒸気機関車と電気機関車との差および軌条継目などの影響について調査した。

以上の試験結果を基礎として弱小桁の速度制限を次の如くして行うことが出来る。即ち最大衝撃率は共振速度以上において一応示方書の値を採用し、これ以下の速度では図の如く減小せしめる事にする。

図-1



(4-11) ピントラス斜材の切損について

正員 国鉄施設局特殊設計課 工博 友 永 和 夫

正員 同 ○西 村 俊 夫

国鉄において、明治年間に架設されたトラスは殆んど格点にピンを使用したピン結合トラスであるが、以来50年近くを経過し、ピンの磨耗、ピン孔の拡大、その他鋼材の腐蝕等により桁は弛緩老朽化し、振動の増大、部材の切断、鉸の弛緩等がおこり最近種々の問題を提起している。なかでも斜材アイバーの切損はここ3~4年の間に3件、連続して発生し、内2件はアイバー首下部にて、1件はピン孔を含んでバーが切断した。いづれも