

東京大学工学部 正員 平井 敦

同 〇伊藤 学

1. ま え が き

長径向吊橋を鉄道橋として用いる場合の一つの課題は、高速で走行する重車両が吊橋に有害な振動を起こさないか、またその動的効果はいか程であるかということにある。筆者らはかなり以前よりその研究に着手し、理論的研究の概略は既に発表^{*}されているが、ここでは未だ公けにされていない実験的研究の結果を紹介して理論的推論の妥当性を論じ、あわせて実橋計画案に対して行った計算の結果を報告する。なおここで扱うのは吊橋の鉛直たかみ振動であって、列車走行に伴う吊橋のねじれおよび横振動についてはふれない^{**}。

2. 計算の過程と結果

まず荷重の重量のみ考慮し、これが一定速度で走行するさいの動的応答を modal analysis により求める。対象としたのは図-1に示すようなもっとも一般的に側径間を有する2ヒンジ吊橋で、補剛げたの曲げモーメントの計算においても4次以上の標準振動項は実用上無視してもさしつかえないことが確かめられたので、振動モードは各スパン3次までを考慮した。

吊橋は荷重進入時に静止しているものとしたが、主径間(M)および側径間(S₂)に対してはそれぞれ図-1の支点②、③上に荷重がきたときのそのスパンの振動を初期条件として用いなければならぬ。列車のような連行(分布)荷重が走行するときも計算の過程は同様である。結果は次式で定義されるような、着目点における衝撃係数で整理した。ここに η_d は動的たかみ、 η_s は静的最大たかみで、曲げモーメントなどの衝撃係数に対しても同じような表現を用いる。

$$\text{たかみの衝撃係数: } i_2(\xi) = \frac{\eta_d(\xi)}{\eta_s(\xi)} - 1$$

主径間 500, 1000, 1500 (cm) の3種の吊橋上も、集中荷重および長さ 400 m の列車荷重が走行する場合の計算結果の代表例を図-2 および図-3 に示す。図-2 における横軸の α は次式で定義された速度パラメータで、主径

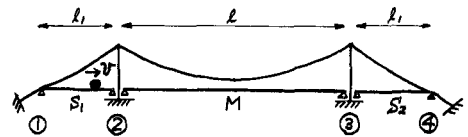
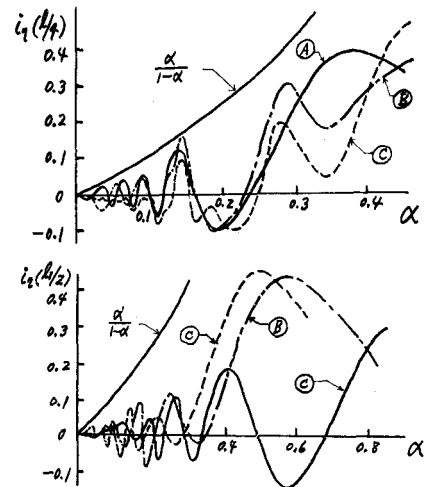


図-1



	L (cm)	L_1 (cm)
A	500	147
B	1000	300
C	1500	540

図-2 集中荷重走行によるたかみ衝撃係数

^{*} 元々は A. Hirai & M. Ito: Impact on Long-span Suspension Bridges, Proc. Symp. on High-rise & Long-span Str. (1964)

^{**} 日本鉄道建設院: 本州四国連絡鉄道吊橋技術調査委員会中間報告書 (1961) に関連する項目の検討がなされている。

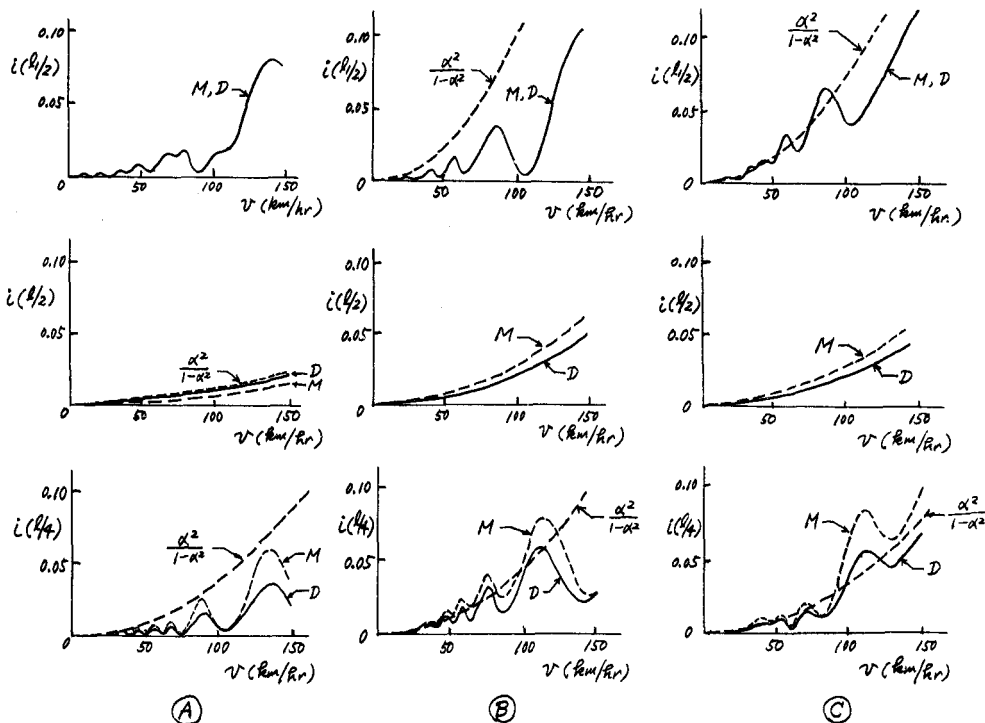


図-3 分布荷重 (400m) 走行に伴う衝撃係数理論計算値

間に対しては $r=2$, 側径間に対しては $r=1$ とした。 ω_r は r 次固有円振動数である。

$$\text{速度パラメータ} : \alpha = \frac{r\pi v}{\omega_r l}$$

図-2 の $\alpha/(1-\alpha)$ 曲線はもっとも支配的と思われるモードを一つだけ考慮したとき衝撃係数の期待する最大値で、長径間吊橋では $\omega_r \sqrt{f}$ および f/l (f : ケーブル垂距) がほぼ一定とみなしうるのでこれを定数として

$$i \approx \frac{1}{K(\sqrt{r/v}) - 1}$$

と考えることができる。なお分布荷重走行の場合は $\alpha^2/(1-\alpha^2)$ 曲線がこれに相当するが、このさいは1項のみ支配的という想定は誤差の大きいおそれがある。図-3 中の D はたわみ、M は補剛げたの曲げモーメントに関する衝撃係数である。図-4 には複線軌道上で交差走行する場合の例であり、図-2 の対応する結果とさせて変わらない数値を示している。これらの計算では減衰の影響は考えていないが、吊橋において通常期待する減衰が結果に与える影響は数パーセントにすぎない。

3. 模型実験による検証

主径間 540, 800, 1100, 1400 (m) の4種の規模の実橋を、相似則を考慮して $1/67 \sim 1/100$ に縮尺した模型について車両模型の走行実験を行なった。吊橋模型は基本形の死荷重を変え、あるいは側径間を附し、各種ステイを併用するなど、個数としては20を越えている。

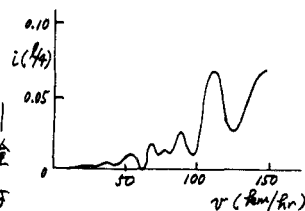
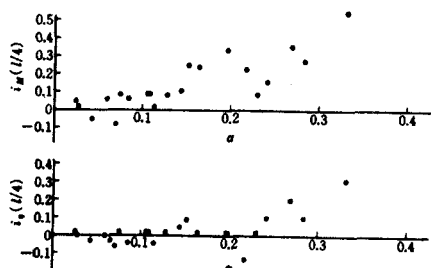
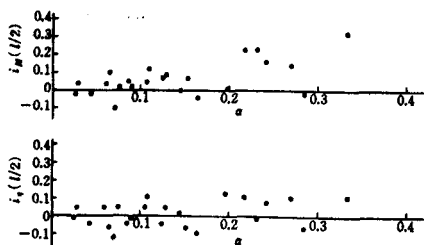


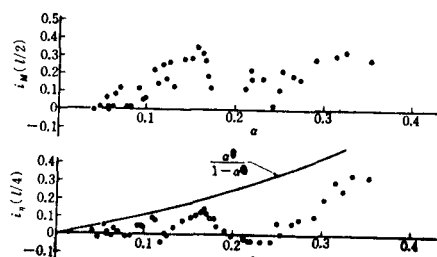
図-4 複線交差走行 (C, たわみ)



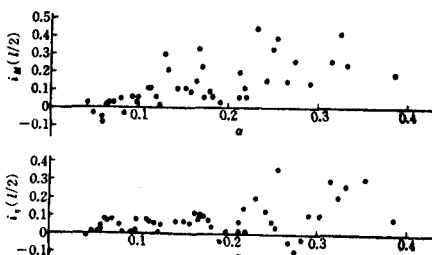
(7-a) I B-X, 木 No. 7, 1/4 点



(7-b) I B-X, 木 No. 7, 1/2 点

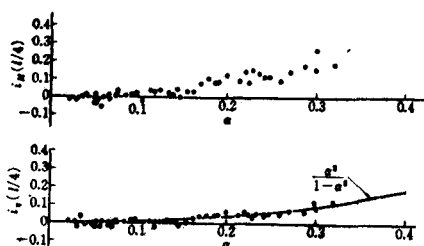


(3-a) II B-X, 木 No. 3, 1/2 点

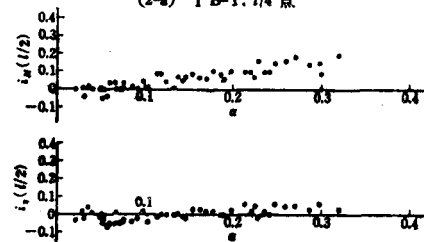


(3-b) II B-X, 木 No. 3, 1/2 点

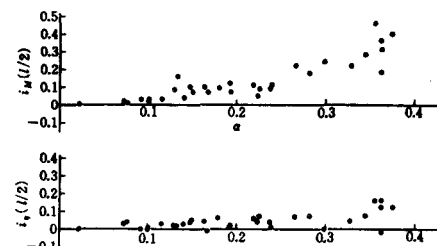
図-5 集中荷重走行に伴う変位 (I: 実橋 $l=540m$, II: 実橋 $l=1100m$)



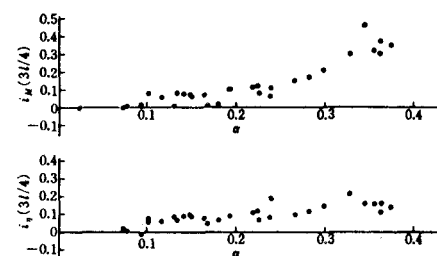
(2-a) I B-Y, 1/4 点



(2-b) I B-Y, 1/2 点



(7-b) II C-X, 1/2 点



(7-c) II C-X, 3/4 点

図-6 列車荷重走行に伴う変位 (Y: 木側径間付き)

車両橋型は1軸車両と連行車両で、いずれも実験の鉄道車両の重量と相似則によって縮尺した。一方、この1軸車両に板バネを挿入したもの、および蒸気機関車の鋸打作用を發揮させるべく車輪に不平衡重錘を付したものである。走行実験も実施した。

吊橋の固有振動性は、代表的な橋型については10次の高次まで振動数と対数減衰率を測定した。これらの結果に関して詳細に述べる余地はないが、対数減衰率はほとんどが0.01～0.10の範囲にあり、実橋と大きな差異はないものと認められる。また高次になっても対数減衰率が増すような傾向はまったく見られなかった。

荷重走行に伴う吊橋の振動測定結果はやはり前記の衝撃係数と速度パラメータの関係が整理した。ただしこの場合の η は動的最大値とっている。単行走行の場合については、車両バネの有無は結果としてほとんど差異がなかったのど、図-5にバネ付き荷重走行の例を示す。図-6は連行荷重走行の実験結果、図-7は連行荷重走行の場合の側径間中央における衝撃係数測定値の一例である。模型実験ではレールの平坦度もあまりよくなく、また牽引装置も橋および車両と複雑に設けたので走行速度を完全に一定に保つこともむずかしく、オシロ記録からデータ整理までの誤差の累積もあって、測定結果のばらつきはかなり大きい場合があるが、図-5の(7-a)、(3-a)などは理論上の結果とかなりよい一致を示している。しかし曲げモーメントの衝撃係数のばらつきは一層顕著で、これは図-8のオシロ記録例(振動台)を参照して明らかのように、曲げモーメント記録には微振動が混入しているのが原因と思われる。この微振動は吊橋全体としての固有振動というより、むしろ模型の特殊性による局所的な振動と考えられる。図-8でもたわみ記録においては低次2種ぐらいの振動が支配的で、連行荷重走行による振動は単行走行のときより明らかに小さい。

これらの結果より、荷重重量の影響、補剛がなっている波動伝播の影響、車両バネの影響などは上記のスパンおよび荷重速度の範囲内ならばきわめて小さいことが実験的にも裏付けられた。しかし荷重の走行速度が200 km/hrを越えるような場合には、特に波動伝播に起因する過渡振動の影響は無視できなくなるものと思われる。

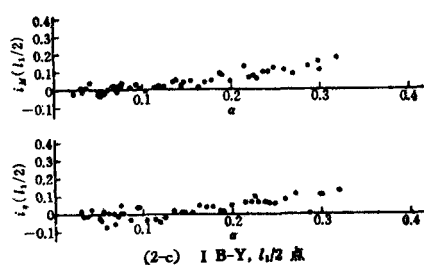


図-7 側径間中央における衝撃係数実験例

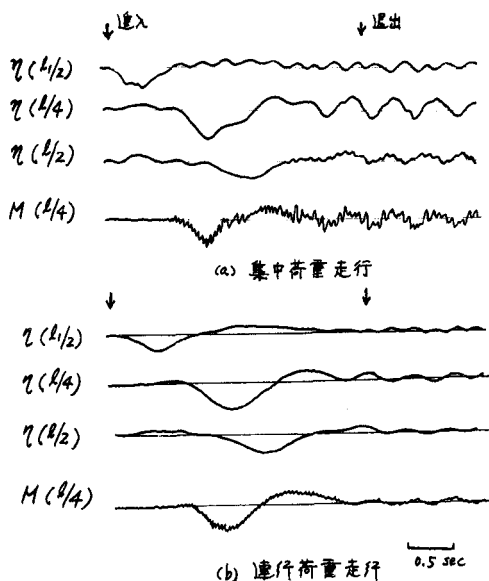


図-8 オシロ記録の例(側径間付き吊橋模型)