

横浜国立大学 正員 宮田 利雄

正員 山田 均

学生員 菅野 匡

まごかし 斜吊材をもつセバーン橋が、開通後16年という短時日の内にその吊材を全面的に交換せざるを得ない状況に至ったのはニュースによく知られている¹⁾。この原因として、革新的といわれた斜吊材の採用が橋軸方向変位の大きな拘束を生み、従って疲労破壊を促すことになったと考えられている。本報告では、斜吊材の疲労破壊の大きき張力変動によって生じ、これをもたらす原因にはいはいは指摘される自動車交通のみならず、扁平箱断面であるがための風による大きなパフティング振動もその一端を担うのではないかとこの視点から解析、考察を行ったので、これを報告する。

状況設定と解析方法 疲労破壊を考察する上で、斜吊材にどのような程度の張力変動が生じ、これがどのような程度の精度で発生し得るかを評価しておかねければならぬが、ここでは自動車交通による制動力・牽引荷重、ならびに斜風による風荷重を橋軸方向に、また風の乱れにより発生するパフティング振動に伴う慣性力を鉛直方向に作用させる場合を想定した。これらの荷重作用に対するセバーン橋の変形、断面力解析は、幾何学的非線形性を考慮した平面骨組解析法により行い、想定される最大荷重まで荷重増分法に従って分割して追跡し、非線形挙動を逐次確認することとした。斜吊材が大きな張力変動を生む根本であるこれを強調する意味から、直吊材(2本だけ)の場合を併せ解析し、相互比較して検討した。節点は吊材とりつけ全点に設定している。

解析結果と考察 (1) 斜風による風荷重(抗力)の橋軸方向等分布載荷：セバーン橋の扁平箱断面は偏角50°60°の橋軸方向抗力係数が最大($C_D=0.6 \times 0.45$)となる。設計風速44.7m/sにおける荷重強度を格点長(18.3m)当たりで算定すると、 $p=1.8$ となる。図1はこの荷重強度を桁の全スパンに載荷したときの斜吊材の張力分布を示す。スパン中央点の応力変動は 4.5 kg/mm^2 程度で、図3の吊材ロープの疲労強度線図の5%断線曲線に照らしてみると、この程度の荷重強度では疲労は生じないことが分る。

(2) 自動車交通による制動・牽引荷重の橋軸方向等分布載荷：セバーン橋の設計活荷重強度(24 kN/m)の25%(6 kN/m)を制動・牽引荷重とみたとし(BS5400 HA 荷重には軸方向 8 kN/m の想定あり)、格点当たり $p=11.2$ となる。これは下20荷重の25%(5t)を片側2車線上に2台、格点ごとに載荷する場合に相当する。この荷重強度を桁の全スパンに載荷すると、斜吊材の張力分布は一部を除いて図1の $p=1.8$ の場合からはい線形的に上昇する。従って、スパン中央点の応力変動は $4.5 \times (11.2/1.8) = 28 \text{ kg/mm}^2$ となり、先の5%断線疲労強度図から約 1.5×10^5 回の繰返し数が導かれる。この荷重強度は、交通量1200台/年(往復)¹⁾、重量車混入率25%を考えたときの片側2車線上の平均値2台/格点/時間に対応し、しかも繰返し数は16年($=1.4 \times 10^5 \times 2 \cdots$ 往復, 時間)という時間によく符合する。従って、この要因は疲労要因の最たるものと言える。なお、直吊材の側端端点の直吊材の平均約 30 kg/mm^2 の応力変動を求め、これは非線形的に上昇した。

(3) パフティング振動時の慣性力の鉛直載荷：荷重強度として、図4の実験結果(7%)から風速40m/s相当の振幅 $A \approx 302 = 90 \text{ cm}$ を想定し、図2(a)のようになした。振動時の慣性力として荷重①と②を考えると、斜吊材では(b)図、直吊材では(c)図のようき張力分布が得られる。この荷重強度に至るまでの非線形性は一部を除いてあまり大きくない。(b)図の斜吊材では中央スパンで最大約 $\pm 14 \text{ kg/mm}^2$ の応力変動が算出されるが、先の例と同一の約 1.5×10^5 回の繰返し数がある。ところが、固有同期は約7秒で、この繰返し数には約12日を要するので、このレベルの応力変動の疲労への寄与は小さい。しかし、解析結果をみると、このようなパフティング振動の累積疲労度への寄与は相当レベルのものにあると考えられる。

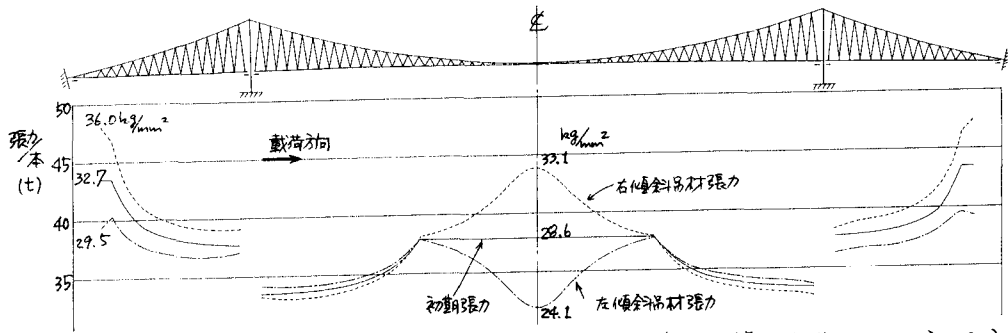
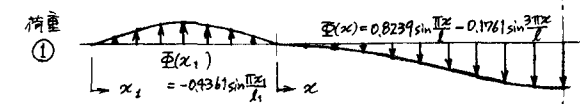
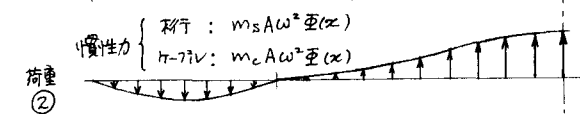


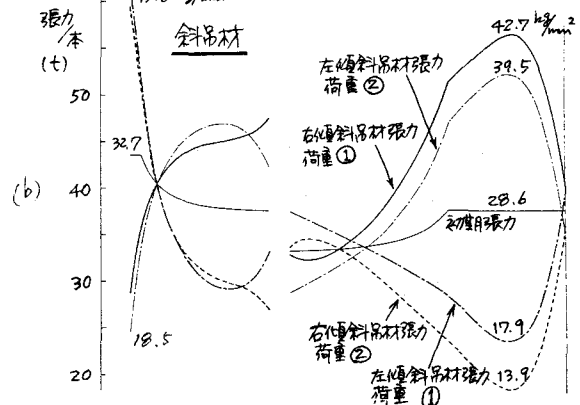
図1 橋軸方向等分布載荷(桁のみ, 全スパン)による吊材張力分布 (荷重強度 1.0 t/格点/Br.)



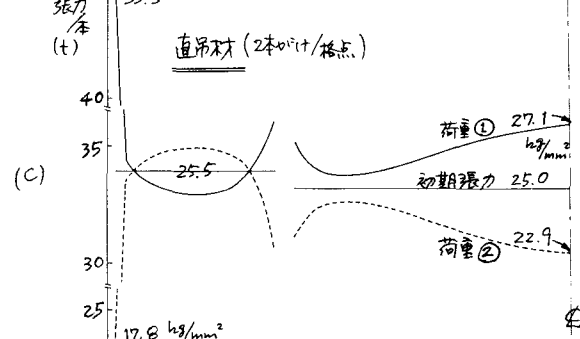
(A) 荷重 ① $\varphi(x) = 0.8239 \sin \frac{\pi x}{l_1} - 0.1761 \sin \frac{3\pi x}{l_1}$



(b) 荷重 ② 慣性力 $\begin{cases} \text{桁: } m_s A \omega^2 \varphi(x) \\ \text{r-77v: } m_c A \omega^2 \varphi(x) \end{cases}$



(c) 張力/本 (t) 斜吊材 初期張力 32.7, 18.5, 42.7, 39.5, 28.6, 17.9, 13.9, 22.9



(d) 張力/本 (t) 直吊材 (2本のり/格点) 初期張力 33.3, 25.5, 27.1, 25.0, 22.9

図2 鉛直載荷による吊材張力分布 (荷重強度は対称1次振動モードを慣性力分布, 荷重①と②を繰返す, 桁: $0.645 \varphi(x)$, r-77v: $0.267 \varphi(x)$ t/m/Br.)

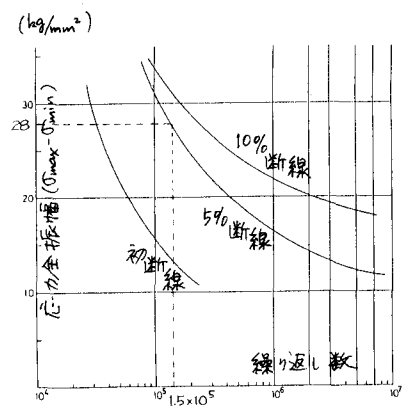


図3 吊材ロープの疲労強度線図 (Ref(2)による)

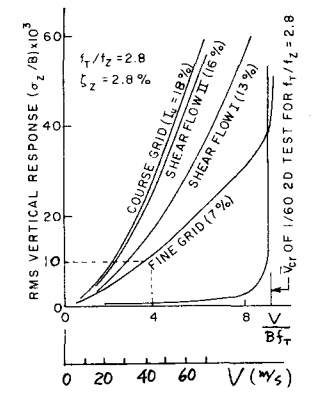


図4 平板状橋梁のバネマスシブ振動実験結果 (Ref.(3)による)

参考文献

- 1) ENR/April 8, 1982, p. 23, ENR/Dec. 2, 1982, p. 22
- 2) 奥川淳志, 吊橋ハンガーロープの引張および疲労試験, 本報技報, Vol. 2, No. 5, 1978. 7 「1983. 3
- 3) Wavdlaw, Tanaka, Utsunomiya, Wind Tunnel Expts. Effects of Turbulence ..., Proc. 6th Conf. Wind Eng.