

(16) 弾性シール材充填タイプ中規模斜張橋
斜材ケーブル制振装置の研究

(株) 錢高組 土木本部PC部技術課 正会員 野永健二
中井商工(株) 技術課 ○丸田光政

1. はじめに

近年の斜張橋は橋梁の技術と共に大型化の傾向を示しつつあったが、最近では景観や美観を重視しさらに経済性を追求した中規模斜張橋や、低主塔型のエクストラドーズドPC橋などの普及が進んでいる。これに伴い斜材ケーブルの付加減衰についていくつかの制振装置が提案されており、今後はその性能とともに経済性をも重視した装置の開発が急がれているのが現状である。本研究はケーブルの角折れ緩衝材(図1)として使用されるポリブタジェンを主成分とする現場充填タイプの弾性シール材に着目し、中規模斜張橋の斜材ケーブルに制振材として用いた場合の付加減衰特性を解析的に推定することを目的とした。そのために、先ず材料自体が有する減衰特性をモデル実験より特定し、モデル解析により弾性シール材を用いて付加減衰を行った場合の中規模径間斜張橋への適用性を考察する。設計にあたっては経済的でもあり、ケーブルの制振方向が全方向に対応できるドラム型の簡便な構造を考えた。

2. 実験概要

減衰特性の把握のため、斜張橋ケーブルの定着部付近の挙動を片持ち梁形式の振動モデルに置き換えた実験装置の概要を図2に示す。振動数の依存性をみるために、重錘の調整により固有振動数を実橋と同様に1Hzと2Hzの2種類について測定を行った。試験体の形状(図3)は弾性シール材の充填深さを20cmと30cmに変化させた2タイプとした。

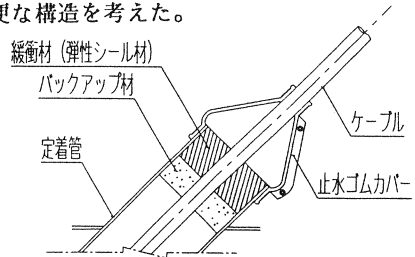


図1 緩衝材の概要

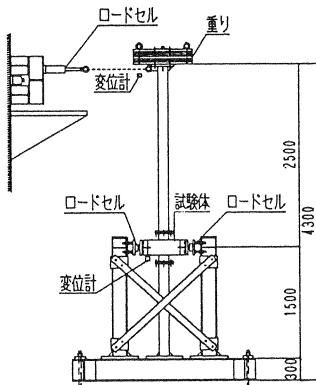


図2 自由振動実験装置

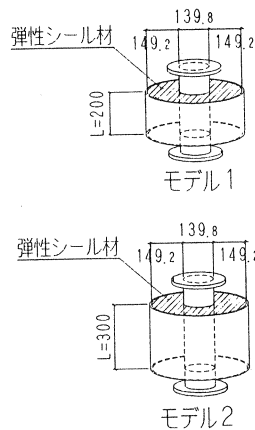


図3 試験体

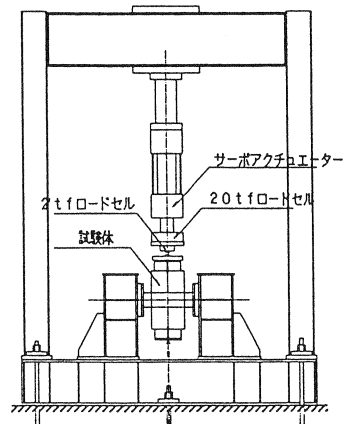


図4 強制加振装置

試験体に与える変位は振幅の依存性をみるために各モデルともそれぞれ0.25、0.5、1.0、2.0、4.0mmの5段階とし、自由減衰振動を起こさせた。これを加速度計および変位計を用いて測定波形から等価減衰定数hを算出し減衰特性の傾向を調べた。次に同じ試験体を使用して図4に示す加振機にセットし、同じ変位量で強制加振を加えて荷重と変位の履歴ループ(図5)を求めた。

3. 実験結果

自由減衰実験で得られた1Hzと2Hzの場合の構造全体の等価減衰定数 h を図6に示す。各モデルとも固有振動数に変化しても h の値にはほとんど変化がなく、また変位量の違いにより h は少しばらついたが、明確な傾向性はみられなかった。これより弾性シーラ材型緩衝材は粘性減衰ではなくむしろ振動数に依存しない構造減衰を有する複素バネ減衰に近いことが分かった。そこで緩衝材を複素バネと考え、片持ち梁形式の振動モデルの系について解析を行い、測定した等価減衰定数 h とに等しくなる等価複素減衰定数 β と等価ばね剛性 k を求めた。この結果と強制加振実験より求めた履歴ループから算出した β 、 k とを重ねたものが図7である。

強制加振実験では同じ試験体を使用したため、ケーブルに相当する部分と緩衝材との間に隙間が発生し、その影響で変位が1mm程度で k が低下する傾向となった。 β はモデル1では両実験でほぼ同様な数値であるがモデル2では強制加振で若干小さくなったが、傾向としては類似したものとなった。また振動数の違いによる変化もほとんどなかった。

両試験体とも等価複素減衰定数 β は、変位振幅が大きくなるに従い一旦上昇し、さらに変位が大きくなると β は小さくなる傾向にある。

また緩衝材を複素ばねとして考えた場合の材料性能としては、 $\beta = 0.09 \sim 0.17$ を有する材料であることが確認できた。

4. ケーブル解析モデル

張力 T で張っている長さ L のケーブルを N 個の質点 m に置き換え、それぞれの質点に複素ばね $k_j (1 + 2\beta_j)$ で表される緩衝材が設けられているときの運動方程式は式-1のように表される。

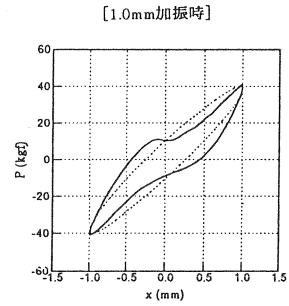


図5 履歴ループ

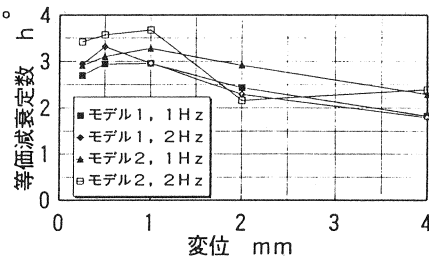
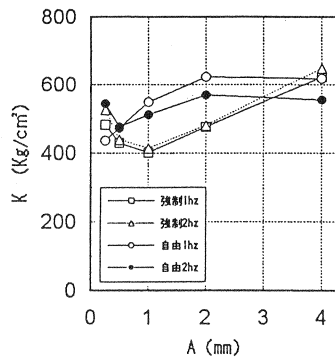
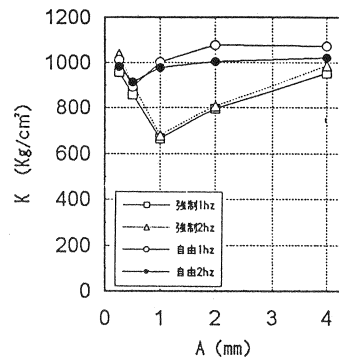


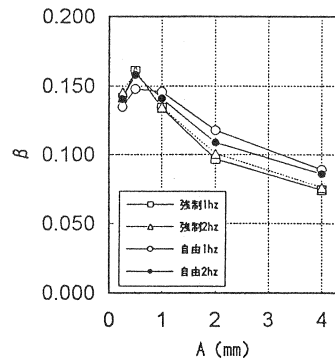
図6 変位と h



【等価剛性】

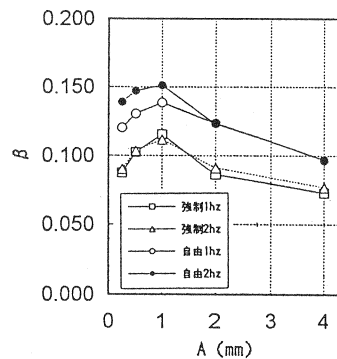


【等価剛性】



【等価複素減衰定数】

モデル1



【等価複素減衰定数】

モデル2

図7 k と β

$$[M] \{\ddot{y}\} + [K] \{y\} + [K'] \{y\} = 0 \quad \dots \text{(式-1)}$$

ここに、

$$[M] = \begin{pmatrix} y_{11} m_1 & y_{12} m_2 & \dots & y_{1n} m_n \\ y_{21} m_1 & y_{22} m_2 & \dots & y_{2n} m_n \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_{n1} m_1 & y_{n2} m_2 & \dots & y_{nn} m_n \end{pmatrix} \quad \{\ddot{y}\} = \begin{pmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \\ \dots \\ \ddot{y}_n \end{pmatrix}$$

[K] = 単位行列、

$$[K'] = \begin{pmatrix} y_{11} k_1(1+2\beta_1 i) & y_{12} k_2(1+2\beta_2 i) & \dots & y_{1n} k_n(1+2\beta_3 i) \\ y_{21} k_1(1+2\beta_1 i) & y_{22} k_2(1+2\beta_2 i) & \dots & y_{2n} k_n(1+2\beta_3 i) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ y_{n1} k_1(1+2\beta_1 i) & y_{n2} k_2(1+2\beta_2 i) & \dots & y_{nn} k_n(1+2\beta_n i) \end{pmatrix} \quad \{y\} = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \dots \\ y_n \end{pmatrix}$$

一方、影響係数 $y_{\nu\mu}$ は次式で示される。 $\mu, \nu = 1, 2, 3, \dots, N$

$$y_{\nu\mu} = y_{\mu\nu} = \frac{Q(L-Q)}{TL} \quad (Q \geq Q)$$

$$= \frac{Q(L-Q)}{T^2 L^2} \quad (Q \geq Q)$$

(式-1)において $y = \mu e^{\lambda t}$ とするとつぎのような固有値問題となる。

$$(\lambda^2 [M] + [K] + [K']) \cdot \{\mu\} = \{0\} \quad \dots \text{(式-2)}$$

ただし、 λ : 固有値(複素数)、 μ : 固有ベクトル(複素数)を示し、(式-2)から求めた j 次の固有値、 λ は次式で表現できる。

$$\lambda_j = \zeta_j + i \xi_j \quad \dots \text{(式-3)}$$

これから j 次の減衰定数 h 、非減衰固有振動数 ω 、減衰付き固有振動数 T 、及び対数減衰率 δ を次式から求められる。

$$\omega_j = \sqrt{\zeta_j^2 + \xi_j^2}, \quad h_j = \zeta_j / \omega_j, \quad T_j = 2\pi / \xi_j,$$

$$\delta_j = 2\pi \zeta_j / \xi_j \quad \dots \text{(式-4)}$$

5. 実橋の観測値とケーブルモデルの解析値の比較

弾性シール材型緩衝材が複素バネモデルの解析手法を使うことでケーブルへの付加減衰を概略評価できる事については生口橋での観測結果とその解析値の比較からでも明らかになっている。²⁾ 図8で解析値と観測値を比較したデータを示し、解析で用いたケーブル諸元は表1に示す。実験データは人力加振であったため加振振幅は1mm以下であった。解析値で求めた対数減衰率はいずれのモードにおいてもほぼ等しい値となっており、構造減衰の特性を持ち、解析結果は実測結果をほぼ裏付けている。

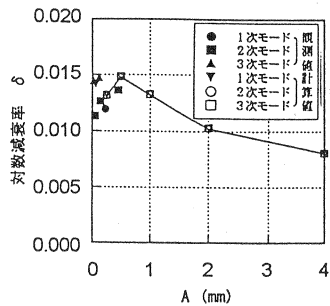
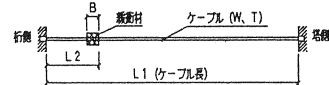
6. 中規模径間斜張橋へ適用検討

ここで、中規模径間斜張橋に適用する場合として、中央スパン90mの3径間連続低主塔タイプ斜張橋での検討事例を示す。

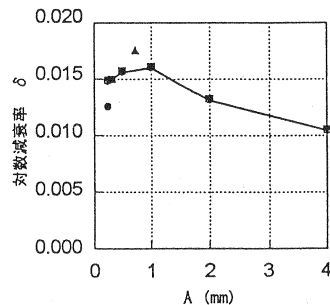
主塔を貫通して配置し主桁に定着された比較的短い斜材ケーブルを橋面上より600mmの位置で図9のような構造で付加制振をした場合の解析結果を示す。ケーブル諸元は表2に示す通り

表1 実橋ケーブル諸元

項目	2P便径間	
	7段西側	7段東側
ケーブルの単重 W (kg/m)	70.9	70.9
ケーブル張力 T (tf)	309.5	305.7
ケーブル全長 L1 (m)	103.845	103.709
緩衝材までの距離 L2 (m)	3.616	3.616
緩衝材の充填長さ B (cm)	20	30



a) 7段西側



b) 7段東側

図8 観測値との比較

である。制振材を取り付けた場合、固有振動数は取り付けない場合と比較して図10のように10%前後の増加が見られる。そのときの付加減衰 δ は図11より0.044以上を発揮しているのが分かる。一般にレインバイレーションは3Hz以下の固有振動数で発生しやすくなり、対数減衰率 δ で0.02~0.03以上で振動を抑制できると言われており、³⁾これより3Hz以下となるS1, S2での対数減衰率は0.044~0.049程度を確保しており、ケーブルのレインバイレーションを抑制できる性能を有していることが分かる。

またバネ剛性をパラメーターとしたときの対数減衰率の変化は図12となり、弾性シール材のバネ剛性が偏心等で少々ぶれても $\delta=0.03$ 以上は確保できている。構造的には前後に着色可能なゴムカバーを取り付け、シール材の保護を兼ねた美観上の配慮をし、ドラム構造を使いケーブルのどのような振動方向にも対応できるものとした。

表2 中規模斜張橋のケーブル諸元

ケーブル番号	ケーブル長さ L (m)	単位重量 t f / m	軸力 t f	緩衝材取付位置 m
S1	40.4095	0.036	159.35	5.427
S2	36.456	0.036	170.9	5.052
S3	32.517	0.036	166.5	4.657
S4	28.597	0.036	166.7	4.236
S5	24.7055	0.036	171.2	3.792
S6	20.856	0.036	169	3.323
S7	20.856	0.036	162	3.312
S8	24.7055	0.036	164	3.781
S9	28.597	0.036	159	4.225
S10	32.517	0.036	157.6	4.646
S11	36.456	0.036	161.1	5.039
S12	40.4095	0.036	149.15	5.415

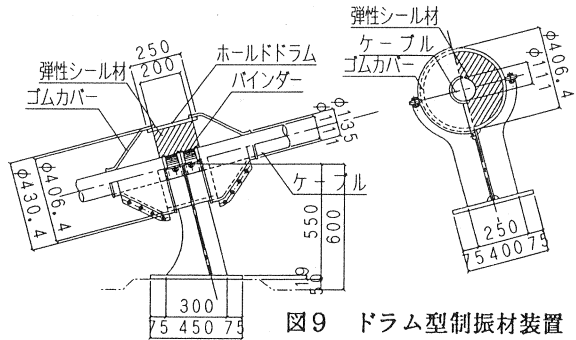


図9 ドラム型制振材装置

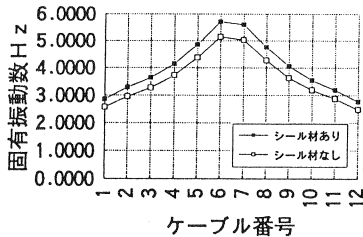


図10 固有振動数

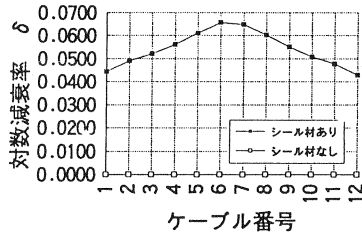


図11 対数減衰率

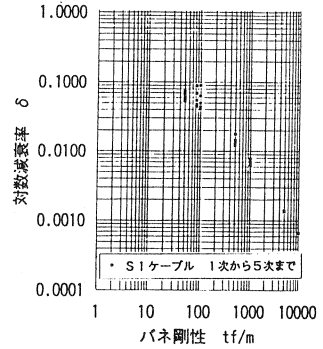


図12 kと δ

7. まとめ

従来、緩衝材として使用されていた弾性シール材が、複素バネを有する構造減衰の特性を有すると共に、このモデルによる固有値解析の妥当性も検証できた。また比較的短い斜材ケーブルに適用した場合でもケーブル制振に有効な付加減衰効果が期待できる事が分かった。さらに構造がドラム形状であることから、ケーブルの全方向振動成分制振に対応でき、あわせて現場充填装置の簡易なシステムであることから経済的な装置にもする事ができた。エクストラドロードPC橋や低主塔タイプの斜張橋などのような場合で、あまり高性能でなくとも制振材装置が必要なときに適用しやすいものとするのがねらいであるが、今後、実橋での検証等を踏まえた取り組みとしていく予定である。

参考文献

- 1) 藤原、植田、他「斜張橋ケーブルの角折れ緩衝材による制振効果」 土木学会第47回年次学術講演会 I-247 1992
- 2) 藤原、植田、丸田、他「斜張橋ケーブルの角折れ緩衝材の減衰特性」 土木学会第49回年次学術講演会 I-547 1994
- 3) 「斜張橋ケーブルの耐風性に関する検討」 財団法人 国土開発技術センター 平成元年2月