

第 I 部門 可動支点を免震支承化した長大橋梁の構造減衰特性に関する研究

近畿大学理工学部 学生員○崎嶋 毅昇

近畿大学理工学部 正会員 米田 昌弘

近畿大学理工学部 小川 大輔

1. はじめに

橋梁構造物では少なくとも 1 つ以上の可動支承が配置されていることから、程度の差はあるものの、そこでの摩擦力（クーロン摩擦）が構造減衰に寄与すると考えられる。また、実際、連続箱桁橋やニールセン型ローゼ桁橋では、可動支承部におけるクーロン摩擦の寄与で鉛直たわみ対称 1 次振動の構造減衰が大きく増加するとの指摘もなされている¹⁾。しかしながら、通常の可動支承では微小振幅域における固着などの問題が生じ、耐風設計上、クーロン摩擦に起因した構造減衰を積極的に期待するには至っていない。ところで、兵庫県南部地震を契機として、大地震時における耐震性を向上させる目的から、LRB（鉛入り積層ゴム支承）や HDR（高減衰ゴム支承）などの免震支承を採用した橋梁が大幅に増加している。これらの免震支承は大振幅域のみならず小さな振幅域でも十分に機能すると考えられている。そこで、本研究では、連続箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋の可動支点部を免震支承化した場合についてそれぞれ複素固有値解析を実施し、長大橋梁の構造減衰特性に及ぼす免震支承の影響を詳細に検討することとした。

2. 対象とした橋梁と免震支承

対象とした橋梁は図-1、図-2に示した 3 径間連続箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋である。それぞれの構造諸元を表-1、表-2に示す。

本研究で採用する免震支承は、橋軸方向と橋軸直角方向の寸法がそれぞれ 1.25m でゴム総厚が 174mm (6 層) の LRB であり、図-1 と図-2 中に示した可動支承部にそれぞれ合計 2 基設置するものとした。

LRB の等価粘性減衰係数 C_{eq} は、 f を振動数とすれば、次式で算定できる。

$$C_{eq} = \frac{h_{eq} \times k_{eq}}{\pi \times f} \quad \dots \dots \dots \quad (1)$$

ここに、 h_{eq} は等価減衰定数、 k_{eq} は等価ばね定数であり、本検討ではせん断ひずみ γ が $\gamma=0.05$ での実験値である $h_{eq}=0.274$ 、 $k_{eq}=2257 \text{tf/m}$ を 1 基あたりの値として採用することとした。LRB の鉛直と水平ならびに回転方向のばね定数 (2 基分の値) を表-3 に示す。また、表-4 と表-5 には、複素固有値解析で採用した 3 径間連続箱桁橋とニールセン型ローゼ桁橋の等価粘性減衰係数 C_{eq} (2 基分の値) をそれぞれ示す。

3. 解析結果と考察

(1) 連続箱桁橋

複素固有値解析で算出した 1~3 次モードの構造対数減衰率を表-6 に示す。表-6 から、連続箱桁橋の耐風性を支配する 1 次振動 (鉛直たわみ対称 1 次振動) の構造対数減衰率は、LRB を可動支承部に採用することによって $\delta \approx 0.027$ 程度も期待できることがわかる。これに対し、2 次振動 (鉛直たわみ逆対称 1 次振動) と 3 次振動では可動支承部に LRB を採用しても構造減衰はほとんど増加しないと言える。なお、水平ばね定数 (K_h) と回転ばね定数 (K_θ) をそれぞれ 0 とした場合、鉛直たわみ対称 1 次振動の構造対数減衰率は $\delta \approx 0.031$ となった。それゆえ、構造減衰特性に及ぼす LRB の水平ならびに回転ばね定数の影響はさほど大きくなないと推察される。

(2) ニールセン型ローゼ桁橋

複素固有値解析で算出した 1~3 次モードの構造対数減衰率を表-7 に示す。表-7 から、ニールセン

型ローゼ桁橋の耐風性を支配する1次振動（鉛直たわみ対称1次振動）の構造対数減衰率は、LRBを可動支承部に採用することによって $\delta \approx 0.103$ 程度も期待できることがわかる。この値は連続箱桁橋の解析結果と比べ非常に大きいが、これはニールセン型ローゼ桁橋では橋梁全体の中立軸から可動支承部までの高さが連続箱桁橋よりも増大したことに起因する。なお、水平ばね定数(K_h)と回転ばね定数(K_θ)を0とした場合、鉛直たわみ対称1次振動の構造対数減衰率は $\delta \approx 0.130$ となった。それゆえ、ニールセン型ローゼ桁橋でも、構造減衰特性に及ぼすLRBの水平ならびに回転ばね定数の影響はさほど大きないと推察される。

4. まとめ

本研究から、連続箱桁橋やニールセン型ローゼ桁橋では、可動支点部をLRBで免震支承化すれば、鉛直たわみ対称1次振動の構造減衰を耐風設計上有意な程度まで増加できると考えられる。今後は、HDRを適用した場合の減衰付加効果についても同様に検討する所存である。

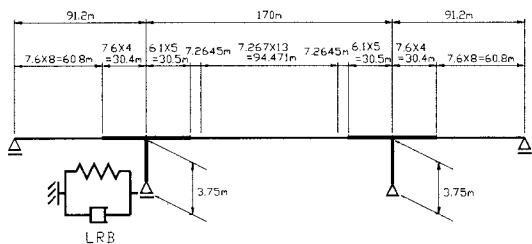


図-1 対称とした連続箱桁橋

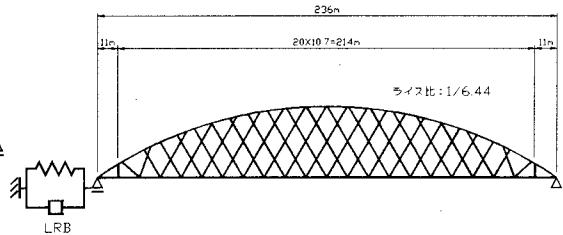


図-2 対象としたニールセン型ローゼ桁橋

表-1 連続箱桁橋の構造諸元

断面積 A (m^2)	0.5~1.0
断面2次モーメント I (m^4)	3.0~15.0
弾性係数 E (tf/m^2)	2.1×10^7
重量 w (tf/m)	15.0~20.0

表-2 ニールセン型ローゼ桁橋の構造諸元

	断面積 A (m^2)	断面2次モーメント I (m^4)	弾性係数 E (tf/m^2)	重量 w (tf/m)
アーチワ	0.4	0.28	2.1×10^7	4.0
補合材	0.3	0.28	2.1×10^7	11.5
斜材	0.005	—	1.6×10^7	—

表-3 LRB のばね定数 (2基分の値)

鉛直 K _v (tf/m)	921,390
水平 K _h (tf/m)	4,514
回転 K _θ ($tf \cdot m/rad$)	48,272

表-4 3連続箱桁橋の等価粘性減衰係数

振動次数	等価粘性減衰係数 C _{eq} ($t \cdot s/m$)
1次モード	583
2次モード	289
3次モード	96

表-5 ニールセン型ローゼ桁橋の等価粘性減衰係数

振動次数	等価粘性減衰係数 C _{eq} ($t \cdot s/m$)
1次モード	343
2次モード	334
3次モード	238

表-6 3連続箱桁橋の構造対数減衰率

振動次数	対数減衰率
1次モード	0.027
2次モード	0.001
3次モード	0.004

表-7 ニールセン型ローゼ桁橋の構造対数減衰率

振動次数	対数減衰率
1次モード	0.103
2次モード	0.001
3次モード	0.013

【参考文献】 1) 米田昌弘：橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する2, 3の考察、土木学会論文集、第492号／VI-23, pp.137~145, 1994年6月.