

免震機能をもつ橋梁の振動特性解析

首都高速道路公団 正会員 音川 康三
 〃 〃 遠藤 有昭
 新構造技術(株) 〇 〃 洞 元 隆

1 はじめに

PC多径間連続桁高架橋の橋軸方向の設計では、適切な反力分散方式を採用することが必要とされている。桁の長期変形や地震力による橋軸方向反力を各橋脚へ均等に分散させることを意図した構造形式の1つにダンパー-反承形式とよばれるものがある。その中で、滑り省の摩擦抵抗と比較的剛性の低い弾性架材(以下ダンパー材とする)の拘束を考慮した反承形式の場合、桁の長期変形は橋脚頂部との間に相対変位を許容してダンパー材の伸びで吸収される。一方、地震力に対しては摩擦カとダンパー材の働きを見掛け上の非線形履歴をもたらし振動エネルギーの吸収という形で評価すれば一種の免震構造ということができる。

本報告では、このような反承形式の構造系を簡略な解析モデルに理想化した場合の解析法、および免震効果を手算すると予想される代表的な要因を設定して単純なモデルによる比較解析例を示し、免震効果について一考察を試みた。また、この反承形式を用いる9径間連続桁高架橋の橋軸方向振動解析に適用した解析例も示した。

2. 解析方法

2-1. 摩擦カとダンパー材の取扱い方

反承部の摩擦カとダンパー材の相互の働きは次のように考える。反承部に伝達するせん断力が摩擦限度以下ときは桁と橋脚頂部は一体であるが、摩擦限度を越せば桁は滑動して橋脚頂部との間に相対変位が生じる。ダンパー材がある場合には、桁の滑動はダンパー材で拘束される。この摩擦拘束と交替滑動の現象は振動自由度数の変動として考えることができるが、多反承の場合にこれを数式的に扱うのはきわめて複雑である。そこで解析に当り、反承部の応力-変位曲線を図-1のように剛塑性履歴で仮定する。

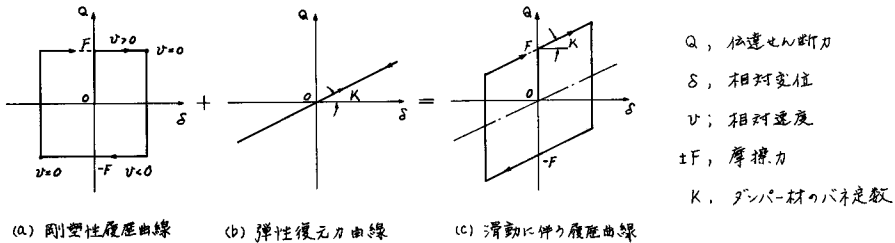


図1 滑動に伴う履歴曲線の理想化

この履歴曲線は摩擦カをクーロン摩擦則で表わす完全剛塑性履歴曲線とダンパー材の弾性復元力曲線を組み合わせて、交替滑動に伴う履歴曲線を理想化して表わしたものである。数値解析上は図-2(a)に示す完全な履歴曲線にきわめて近似した図-2(b)のような擬似履歴曲線を想定する。桁の非滑動時における反承部のせん断力Qと相対変位deltaの関係は無限大の勾配で表わされるが、図-2(b)ではその勾配を橋脚やダンパー材のバネ定数に比べ著しく小さな勾配 K_F として式(1)から仮定した。

$$K_F = F / \Delta S \quad (1)$$

ここに、 ΔS は桁の応答滑り量に影響しない程度の微小相対変位量として仮定すればよい。

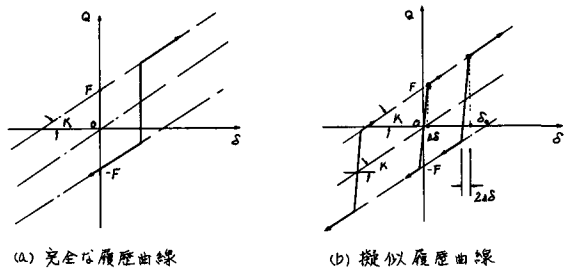


図-2 摩擦反承部の履歴曲線

2-2. 運動方程式

図-3に示すような解析モデルについて、図-2(b)に示した擬似履歴曲線を用いると運動方程式は式(2)~(5)で表わすことができる。

このモデルでは、桁の軸方向変形は無視して剛体と考え、橋脚は1質点の等価せん断型振動系に置換している。基礎の水平動と回転も考慮している。

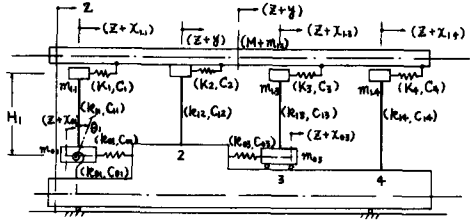


図-3 解析モデル例

$$M(\ddot{y} + \ddot{z}) + \left(\sum_{j=1}^n C_j \right) \dot{y} - \sum_{j=1}^n C_j \dot{x}_j + \sum_{j=1}^n f_j(y - x_j) = 0 \quad (2)$$

$$m_{1j}(\ddot{x}_j + \ddot{z}) - C_j(y - \dot{x}_j) + C_j(x_j - \dot{x}_j - H_j \theta_j) - f_j(y - x_j) + K_{1j}(x_j - x_{0j} - H_j \theta_j) = 0 \quad (3)$$

$$m_{0j}(\ddot{x}_{0j} + \ddot{z}) - C_j(\dot{x}_j - \dot{x}_{0j} - H_j \dot{\theta}_j) + C_{0j} \dot{x}_{0j} - k_{1j}(x_j - x_{0j} - H_j \theta_j) + K_{0j} x_{0j} = 0 \quad (4)$$

$$J_j \ddot{\theta}_j - C_{1j} H_j (\dot{x}_j - \dot{x}_{0j} - H_j \dot{\theta}_j) + C_{0j} \dot{\theta}_j - k_{1j} H_j (x_j - x_{0j} - H_j \theta_j) + K_{0j} \theta_j = 0 \quad (5)$$

ここに $j=1, 2, \dots, n$ である。 $f_j(y - x_j)$ は図-2(b)を表わす関数で式(6)のようにかける。

$$f_j(y - x_j) = f_j(\delta_j) = \frac{1}{2} [K_{jF} - K_j] \left\{ |\delta_j - \delta_0| + 2\delta_0 - |\delta_j - \delta_0| \right\} + K_j \delta_j \quad (6)$$

δ_j ; 桁と橋脚の相対変位, δ_0 ; $y - x_j = 0$ 時の変位, δ_0 ; 仮定の微小相対変位, K_{jF} ; 式(1)で仮定される定数

3 解析例-1 (単径間モデル)

3-1 概要

図-4に示す単径間の基本モデルを設定して、パラメータによる比較解析を行なった。この単径間モデルは連続桁が全て滑り着上にある場合で、滑り着だけの端部橋脚(P₁)と滑り着とダンパー材を考慮する中間橋脚(P₂)を想定し、簡略化して表わしたものである。パラメータは以下のように仮定した。

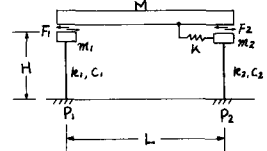


図-4 単径間モデル

- (1) 入力地震波 W-1; 短周期のモデル地震波 EL-CENTRO N/S
W-2; 長周期のモデル地震波 東松山地震 - Tokyo121
- (2) 入力最大加速度 50, 100, 200 gal
- (3) 摩擦係数 (μ) 0.0, 0.05, 0.10, 0.20, 0.30
- (4) ダンパー材のバネ定数(K) 橋脚のバネ定数との比 $1/10, 1/20, 1/30$

$$H = 15 \text{ m}, L = 45 \text{ m}$$

$$M = 1.18 \text{ t sec}^2/\text{cm}$$

$$m_1 = m_2 = 0.3 \text{ t sec}^2/\text{cm}$$

$$k_1 = k_2 = 6.03 \text{ t/cm}$$

$$R_2/R_1 = 1.5 \text{ と仮定}$$

振動モデルの各諸数値は次のように計算した。

質量	桁 $M = W/g$	橋脚 $m_1 = m_2 = 0.3w/g$	W, w ; 桁, 橋脚の重量, g ; 重力加速度
バネ定数	橋脚 $k_1 = k_2 = 3EI/H^3$, ダンパー材 $K = n k_2$		EI ; 橋脚曲げ剛性 H ; 橋脚高
摩擦力	$F = \mu R_1, \mu R_2$		R_1, R_2 ; 桁の鉛直反力

3-2 応答計算結果

応答計算は地震波を5秒間入力し、 $\Delta t = 0.001$ 秒刻みで数値積分した。数値積分はルンゲ-フ、タ法で行なった。図-4のモデルでP₁とP₂に関する相異点は摩擦力の大小とダンパー材の有無である。図-5には一例として、P₁とP₂の応答せん断力を比較しているが、P₂の応答値はすべてP₁の値を上回る。これは摩擦力とダンパー材を介して桁振動の影響がより多くP₂に現れたものである。摩擦力が大きくなるとP₁の応答値は漸増し、P₂との差はなくなる。この状態ではほぼ一体系振動が支配的になるから、同位相地震動の入力を考える限りP₁の摩擦力は橋脚に対して有利に働いていると考えられる。 $\mu = 0.0$ の場合は摩擦力のないゴム支承形式などに相当するものである。図-6は橋脚P₂の応答せん断力と摩擦係数の関係を示したものである。入力加速度が小さいときは桁の滑動はほとんど発生しないので、それによる橋脚への影響はなく、せん断力はほぼ一定である。W-1の入力加速度が大きい

場合に、ある摩擦係数のとき応答せん断が極小になる傾向がみられる。この摩擦係数はW-1に対して、いわば最適摩擦係数ということができる。W-2の最大加速度入力では応答せん断力が大きくなるが、摩擦係数とダンパー材のバネ定数を適切に決定すれば又中に低減できる。

図-7は桁の最大変位量と摩擦係数の関係を示したものである。入力波W-1, W-2の両者に対して、負承の摩擦力を考慮すれば桁の変位量は激減する傾向を示している。全般的にみて、W-2入力時に大きな応答値を示す。

桁が大変位を起すとき、その変位量の80%以上($\mu=0.10$ 以下)はダンパー材の伸縮によるものである。すなわち、桁と橋脚の相対変位が大きき橋脚変位は微小である。

特に摩擦力が小さく、ダンパー材のバネ定数が小さいときこの傾向は著しく、桁は大振幅の長周期振動を示すが、橋脚は桁の振動にあまり影響されず、短周期振動である。

以上の結果から、この互承形式の持ちは次のように考えられる。

(1) 摩擦力が大きい状態では短周期の振動系、桁が滑動している状態では長周期の振動系とみなすことができる。従って、入力地震動の特性によって応答状態は異なる。また、免震効果がよく現れるのは高い振動数の地震波の場合であることも判る。

(2) 摩擦係数の大小は応答値を大きく左右する。通常用いる滑り管の摩擦係数(0.05~0.20)を考えると、この互承形式の効果はよく現れると考えられる。

(3) ダンパー材のバネ定数の影響は摩擦力が小さい場合に顕著に現れる。 $\mu=0.1$ 以上の場合にはバネ定数の影響は少ない。

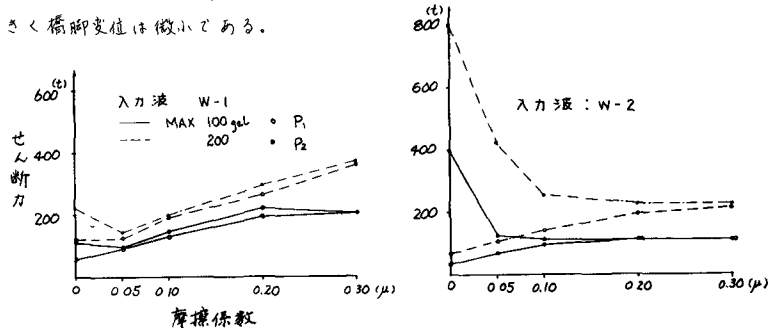


図-5 P1とP2のせん断力比較

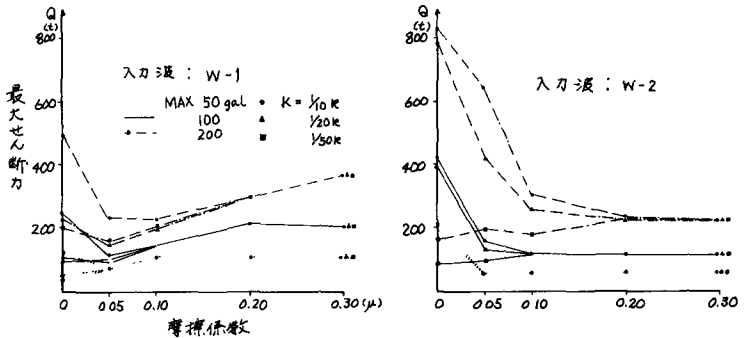


図-6 橋脚(P2)の最大せん断力と摩擦係数の関係

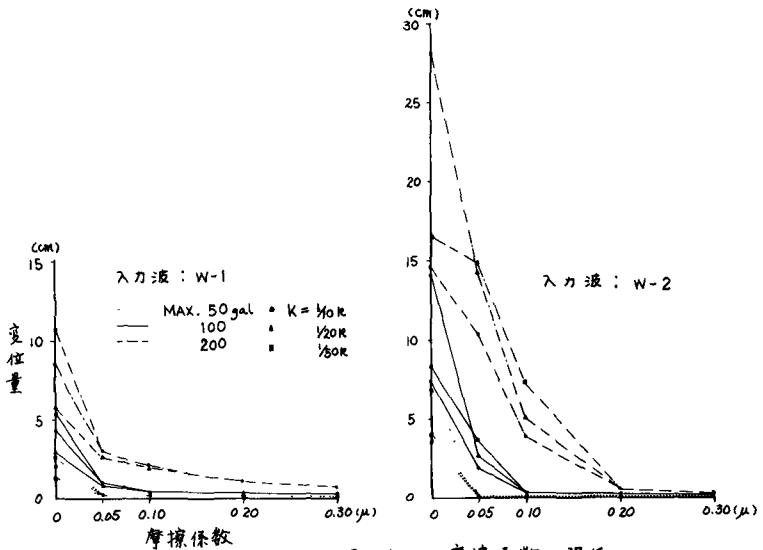


図-7 桁の最大変位と摩擦係数の関係

4 解析例-2 (9径間モデル)

4-1. 概要

概略に静的設計した9径間連続2主桁桁高架橋(45m×9, H=15m)の解析例を以下に示す。

桁はすべて滑り管上にあり、端部橋脚は単柱と門型ラーメン、中間橋脚は2柱式でダンパー材が設けられている。また、端部橋脚には特殊な伸縮継手装置を設置計画したため、頂部に床版をもつ形式である。地盤は20数mのシルト層である。9径間モデルの形状と振動モデルを図-8に示す。入力地震波はEL-CENTRO 1/4, 十勝沖(ハテ港) 1/4, 東松山(Tokyo 121)の3波を仮定し、最大加速度を250galとした。橋脚の減衰定数は $h=0.05$ 、基礎の水平動と回転に対しては $h=0.10$ とした。

滑り管の摩擦係数は全て $\mu=0.10$ と仮定した。

4-2. 計算結果

Tokyo 121入力の場合に最大の応答値を示し、桁変位は約15cm、ダンパー材には約600tの軸力が発生する。

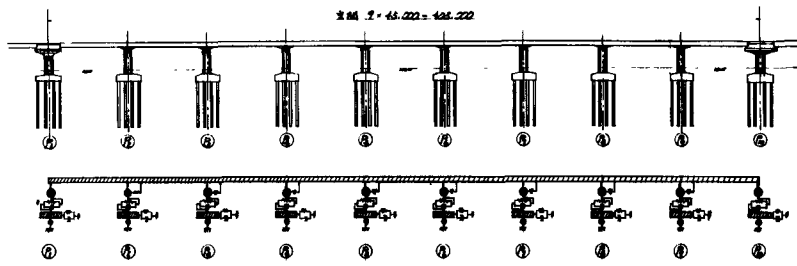


図-8 ダンパー反形形式9径間モデル

他の3波に対する応答値はそれらを大幅に下回り、およそ1/2以下である。図-9に橋脚の応答曲げモーメントの最大値を示す。中間橋脚ではTokyo 121のとき静的計算値(設計震度 $K_H=0.26$)を多少上回る。端部橋脚は頂部重量が大きく、摩擦係数が小さいため単独の短周期振動になりEL-CENTRO 1/4, 十勝沖地震波に対して大きな応答値を示している。中間橋脚の摩擦係数とダンパー材のバネ定数は中央と端で約30%程度の差があるが、橋脚の応答値はほぼ同じである。図-10はEL-CENTRO 1/4波に対する応答曲線である。桁の滑動時(約1~6秒)には桁、端部および中間橋脚の振動性状に大きな差異がみられる。

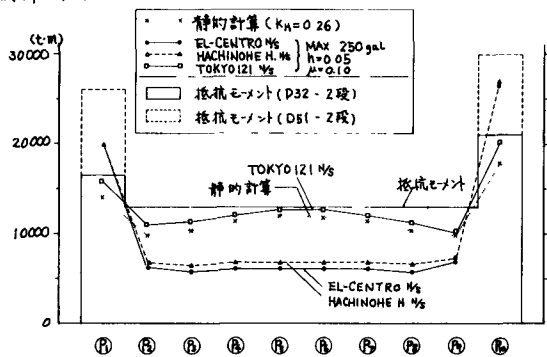


図-9 橋脚の最大曲げモーメント比較

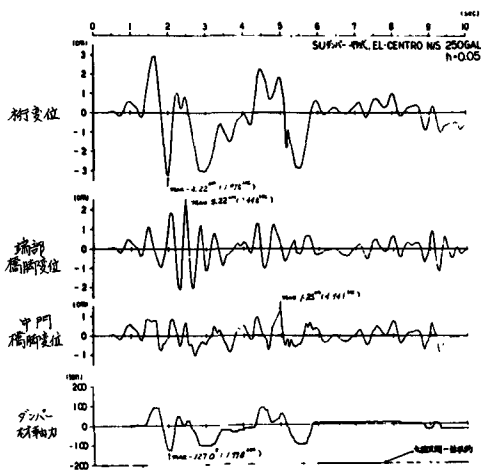


図-10 変位応答曲線とダンパー材発生軸力

5 まとめ

摩擦係数とダンパー材の働きを考慮する反形形式の橋梁では入力地震動の周期特性によって、その動的挙動に著しい差異が現われる。短周期の最大加速度入力に対して免震効果が大きく現われる傾向である。長周期波入力の場合には桁の大変位に伴って橋脚に大きな影響を与えることがある。従って、想定する地震動に対して、摩擦係数とダンパー材の剛性を適切に決定することがこの反形形式の免震効果を大きくすることになる。

本解析例では、摩擦係数とダンパー材の働きを理想的な状態にあると仮定してモデル化し、また地震動も同位相入力と考えて問題を単純化した。実験等による履歴特性の調査、位相差を考慮したときの摩擦係数の影響、長時間振動後の桁の残留変位などについて今後検討課題とする必要があろう。