

I-B 34

免震橋用ダンパーストッパーのシミュレーション解析

(株)大林組技術研究所 正会員 ○孫 利民

(株)大林組技術研究所 正会員 後藤洋三

1.はじめに 兵庫県南部地震のような非常に大きな地震力が作用した場合、免震支承を用いた橋の桁と橋脚天端部の間に大きな相対変位が生じるため、支承の破壊、桁同士の衝突が生じることも考えられる。その解決策の一つとして、著者らはダンパーストッパー（エネルギー吸収機能を有する衝突緩衝装置）の設置を提案し、有効性を理論解析により確認した[1]。ここでは、装置を設計する際の設計コンセプトを提案した上、パラメータの最適化について検討する。

2.解析モデル 高さ約15mの一般的な高架免震橋梁の1スパンを解析対象として選定した。2つのダンパーストッパーを橋脚天端部に装着して橋桁の橋軸方向の変位を制御する（図-1）。橋は2自由度系（図-2）にモデル化し、桁の質量 $m_1=750t$ 、橋脚の質量 $m_2=200t$ と仮定した。橋の固有周期は免震により2.0secに長期周期化された。また、免震支承の減衰定数 h_1 を10%、橋脚の減衰定数 h_2 を5%と仮定した。橋脚には弾塑性モデル（図-3）を用い、橋脚降伏せん断力（弾性の場合は許容力）は300tfと仮定した。桁端ダンパーストッパーはバネと粘性ダンパーを組み合わせたタイプを用いた。 x_L 、 x_R はそれぞれ左と右のダンパーストッパーの橋脚天端変位に対する相対変位を表す。 k_b 、 c_b はダンパーストッパーのバネ定数と減衰定数で、 d は初期状態における桁とダンパーストッパー間の遊間である。

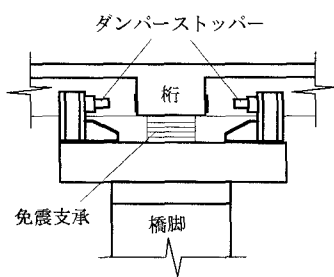


図-1 モデル橋

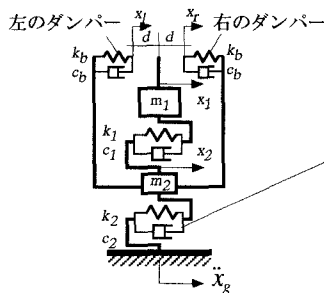


図-2 計算用2DOFモデル

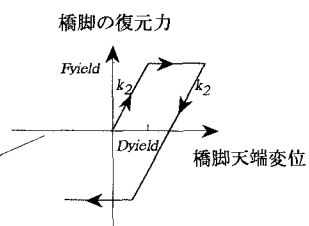


図-3 橋脚弾塑性モデル

3.設計コンセプト 兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で記録された地震波形を入力波として、最大加速度の異なる3つの入力レベルにスケールリングして用いた。ダンパーストッパーの設計方針を次のように設定する[2]。レベル1 最大加速度=300gal。橋脚の応答が弾性である。橋桁の最大変位はある臨界値 D_1 を超えないようにする。この限界値以下であれば、桁とダンパーが衝突しない。ダンパーストッパーの遊間 d は通常 D_1 より大きく設定する。レベル2 最大加速度=500gal。最大入力加速度が増えたため、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じる可能性がある。この衝突によって、橋桁の最大相対変位をある臨界値 D_2 以下に制御する。橋桁の最大相対変位が D_2 を超えなければ、桁同士の衝突、免震支承破壊及び上部工の落下などの被害がまぬがれる。しかも、橋脚の応答は弾性範囲内である。即ち、橋桁とダンパーストッパーの衝突が生じて、橋脚の地震応答は塑性段階まで発展せず構造的な損傷を受けない。レベル3 最大加速度=818gal。現行の設計震度[3]を大きく上回る。従って、橋梁は大きな損傷を受けると想定する。橋桁の最大相対変位はレベル2の場合と同じ臨界値 D_2 以内に制限されるのが望ましい。ただし、橋脚の応答は強度が著しく低下しない限り、塑性段階まで発展してもよい。それによって、構造の振動エネルギーを吸収する。

4.解析結果と考察 運動方程式の解法には線形加速度を用いた[4]。 k_b/c_b の値はダンパーストッパーの変位復元の速さを左右する。ここでは、衝突した桁が離れる時点でのダンパーストッパーの残留変位が橋の固有周期に相当する2.0sec後に10%までに減少すると仮定し、それに従って k_b 、 c_b を決めた。桁とダンパーストッパー間の遊間は $d=15.0cm$ 、減衰倍率は $\alpha(=c_b/c_1)=20.0$ とした。臨界値 D_1 は15.0cm、 D_2 は20cmとした。

レベル1入力の場合 免震橋と固定支承を用いた一般橋梁（固有周期0.5sec）の二つの橋梁の地震応答解析を行った。免震橋の最大変位は12.0cmに達した。一般橋梁の最大変位7.0cmの2倍弱である。一方、一般橋梁の橋脚の応答は塑性段階まで達した。それに対して、免震橋の最大せん断力は122.2tfであり、設計

降伏せん断力の300.0tfより小さく、橋脚の応答は弾性範囲内にあることが分かる。レベル2入力の場合 図-4はダンパーストッパーを装着した免震橋の地震応答を示す。橋桁の最大相対変位は18.0cmである。それは臨界値 $D_1(=15.0\text{cm})$ より大きく、 $D_2(20.0\text{cm})$ より小さく、橋桁とダンパーストッパーは衝突したことが分かる。橋の振動エネルギーの一部はこの衝突によって吸収され、橋桁の最大相対変位が $D_2(=20.0\text{cm})$ 以内に低減された。しかも、橋脚の最大せん断力は226.3tfであり、橋脚の応答は依然弾性範囲内にある。レベル3入力の場合 橋桁の最大相対変位は20.0cmに達した。この値は D_2 に等しい。図-5に示すように、橋桁は両側のダンパーストッパーに数回衝突した。橋脚天端の最大変位は5.7cmであり、地震終了後に、3.7cmの塑性残留変位が生じる。橋脚降伏時天端の変位は約2.0cmである。即ち、橋脚の塑性率は2.9に達した。3.0以上の塑性率を持つように橋脚が設計されていれば、レベル3の地震を受けても、橋脚が上部工を支持する機能を失わず、橋脚の崩壊による橋桁などの上部工の落下が免れることになる。橋脚は塑性段階に達したが、それが極めてまれに起きる大地震（818gal）の場合の状況であれば、構造に多少損傷があってもやむを得ないと認識する。

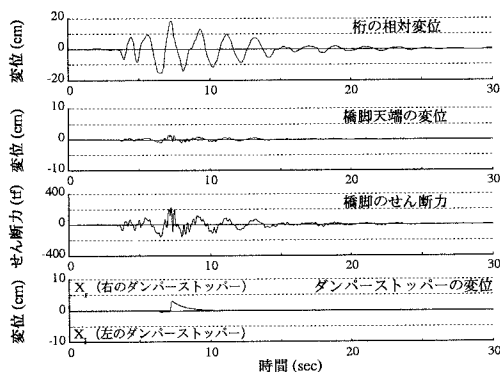


図-4 モデル橋の地震応答（レベル2入力）

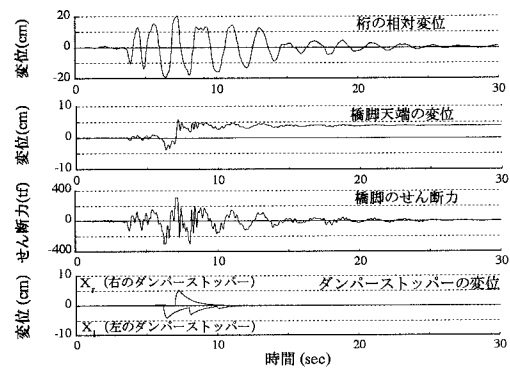


図-5 モデル橋の地震応答（レベル3入力）

表-1 桁の最大相対変位(cm)

d \ α	5(倍)	10(倍)	15(倍)	20(倍)	25(倍)	30(倍)
5(cm)	23.8	19.7	18.1	14.9	12.8	13.4
10(cm)	25.2	21.8	19.7	18.6	17.8	17.3
15(cm)	26.0	22.8	21.4	20.0	19.8	19.4
20(cm)	29.2	26.2	25.2	24.6	24.2	23.9
25(cm)	30.5	29.8	29.2	28.9	28.4	28.4

*最大入力加速度:818gal

表-2 橋脚の塑性変形による吸収したエネルギー(tf-cm)

d \ α	5(倍)	10(倍)	15(倍)	20(倍)	25(倍)	30(倍)
5(cm)	2136.9	3483.2	4595.6	5929.3	6777.8	7610.7
10(cm)	2481.8	3257.9	3631.6	4026.7	4157.3	4337.3
15(cm)	1881.2	2726.7	3018.5	3477.1	3683.8	3844.0
20(cm)	1078.9	1887.0	2204.3	2415.1	2567.7	2706.5
25(cm)	767.2	879.2	1007.6	1105.3	1176.1	1240.2

*最大入力加速度:818gal

ダンパーストッパーの減衰倍率 α と遊間 d による影響をレベル3の地震波を入力した応答解析によって検討した。表-1と2は遊間 d を5～20cmの間に、減衰倍率 α を5～30倍の間に変化させて計算した桁の最相対変位と橋脚の塑性エネルギーを示した。桁の最大相対変位の値は橋脚の塑性吸収エネルギーに概ね反比例することが分かる。即ち、桁の最大相対変位が大きい場合は、橋脚の塑性エネルギーは小さくなる。

5.まとめ ダンパーストッパーを設計する際、入力地震動の大きさ、橋脚の強度、前述した相対変位値を考慮し、適切な減衰倍率と遊間を設定する必要がある。例えば、本文の計算例では、桁の最大変位を20cm以下に制限したい場合（表-1と2）、 α と d を5cm、12倍、15倍、20倍等に設定できる。

本研究は建設省土木研究所、（財）土木研究センター及び民間19社による共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」の一部である。

参考文献 [1] 孫、後藤：土木学会第50回年次講演概要集、P1334、1995年。[2]（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1990年2月。[3] Clough, R, W, and Penzien, J. (1985). Dynamics of Structures. pp.118- 128. McGrawHill. [4] Jack P.Moehel (1995). Proc. 11th US-Japan Bridge Engineering Workshop, Tukuba Japan.