

高減衰積層ゴムを用いた免震橋の地震入力エネルギー分担率と耐震性に関する研究

京都大学工学部 正員 山田善一 京都大学工学部 正員 家村浩和
 京都大学大学院 学员○野村武司

1. はじめに

橋梁構造物における高減衰積層ゴム支承の免震効果を入力エネルギーの観点から評価するため、まず高減衰積層ゴム支承のハイブリッド載荷実験結果よりエネルギー分担率を解析しその効果を定量化した。さらに高減衰積層ゴム支承のモデル化を試み、これを免震橋モデルに適用して地震入力エネルギーとその分担率を弾塑性地震応答解析より求め、免震支承の効果と耐震性の評価を行った。

2. ハイブリッド実験による復元力特性の算定

高減衰積層ゴム支承の平面形状は1辺250mmの正方形で、ゴム総厚は48mm(12mm×4層)、ゴム間に挿入した鉄板の厚さは全て1mmである。ゴム材料の等価粘性減衰定数は15%である。この免震支承を用いて同一振幅で2回繰り返し、歪率 $\gamma=150\%$ まで振幅を漸増させる静的載荷実験を行った。履歴曲線を図-1に示し、Bi-linear型の復元力特性を表-1に示した。

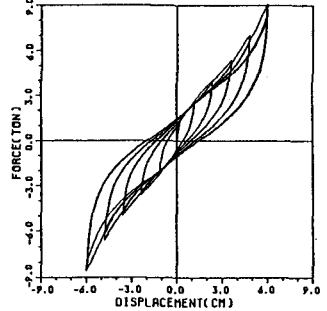


図-1 履歴曲線

3. 橋梁構造物および免震支承のモデル化¹⁾

RC道路橋の桁部・支承部・橋脚部・基礎部を図-2のようにモデル化した。免震支承を用いない場合をモデル1とし、下方から質量：0.36, 0.21, 0.10, 0.74 t・sec²/cm、初期剛性：1000, 230, 230, 300 t/cm、粘性減衰定数：0.1, 0.04, 0.04, 0.02とし、降伏変位・弾塑性傾斜率は全ての層で1.0 cm、0.95とした。また、免震支承を用いる場合をモデル2とし、第4層の特性値は免震支承の特性に合わせて変化させた。

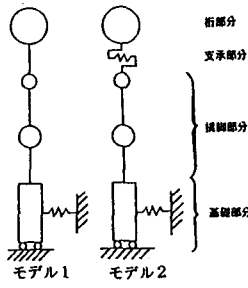


図-2 道路橋のモデル

表-1 復元力特性 (Bi-linear型)

初期剛性 (t/cm)	3. 7 1
粘性減衰定数	0. 0 1
降伏変位 (cm)	0. 4 2
弾塑性傾斜率	0. 8 1 1

免震支承のモデル化においては、支承部と桁部よりなる系とハイブリッド実験系におけるそれぞれの無次元量が等しくなるように考慮し、ゴム総厚が9.6, 14.4, 19.2 cmの3種類を考えた。なおこれらをそれぞれHDR1, HDR2, HDR3と呼ぶことにする。

4. 解析結果

入力地震波形としては、最大加速度が200galとなるようにスケール化したエルセントロ(NS)記録および八戸(NS)記録を用いた。まずエルセントロ(NS)を入力地震波形とした場合の、モデル1のエネルギー分担率を図-3に、モデル2のエネルギー分担率を図-4にそれぞれ示した。

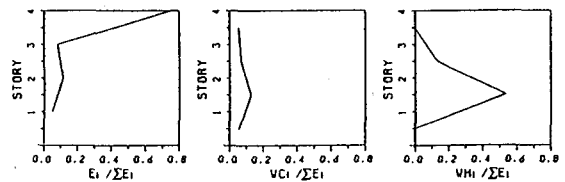


図-3 エネルギー分担率 (エルセントロ (NS), モデル1)

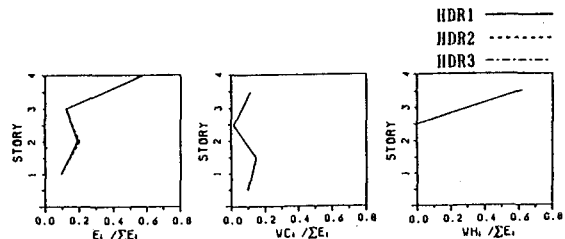


図-4 エネルギー分担率 (エルセントロ (NS), モデル2)

ただし、 ΣE_i ：総入力エネルギー、 E_i ：各質点の入力エネルギー、 W_{ci} ：各層の粘性吸収エネルギー、 W_{hi} ：各層の塑性歪エネルギーとする。次に八戸 (NS) を入力地震波形とする場合のモデル1、モデル2のエネルギー分担率をそれぞれ図-5、図-6に示した。さらに、各エネルギーの総量、橋梁の各部分のエネルギー量を表-2に示した。

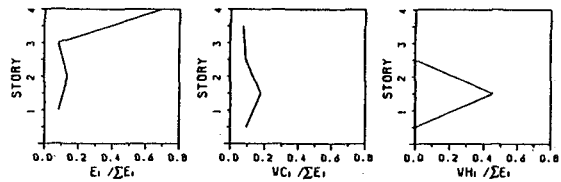


図-5 エネルギー分担率 (八戸 (NS)、モデル1)

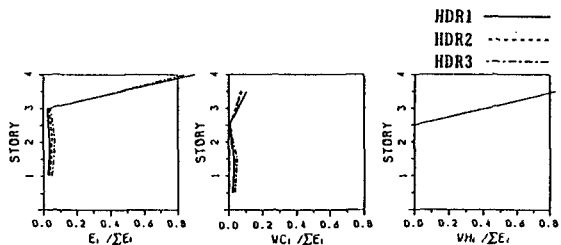


図-6 エネルギー分担率 (八戸 (NS)、モデル2)

エルセントロ (NS) を用いた場合を考える。免震支承を用いない場合、粘性吸収エネルギーおよび塑性歪エネルギーの分担率は第2層 (橋脚部分) で大きくなっている。特に塑性歪エネルギーはその傾向が顕著であり、橋脚部分の損傷が大きいといえる。しかし、免震支承を用いることで粘性吸収エネルギーの分担率には差ほどの変化はみられないが、総塑性歪エネルギーは34~35%に減少し、しかもその分担率は免震支承部分で高くなり、基礎・橋脚部分ではほぼゼロになることから基礎・橋脚部分の損傷はかなり低減できるものと期待できる。また、総入力エネルギーは36~38%に減少しており免震支承のエネルギー低減効果を表している。一方、八戸 (NS) を用いた場合の、各エネルギーの分担率の変化については、エルセントロ (NS) の場合と同様である。しかし、総入力エネルギーについてはエルセントロ (NS) の場合と比較すると大きな差異がある。八戸 (NS) では免震支承を用いることにより、総入力エネルギーが

表-2 エネルギー

(a) エルセントロ (NS)

	支承	ΣE	ΣW_c	ΣW_{hi}	$W_{c4} + W_{h14}$	$\frac{1}{2}(\Sigma W_c + \Sigma W_{hi})$	W_{h14}	$\frac{1}{2} \Sigma W_{hi}$
モデル1	—	4142.1	1274.0	2770.2	222.2	3822.0	0.0	2770.2
モデル2	HDR1	1505.4	553.7	936.9	1100.8	389.8	936.9	0.0
	HDR2	1484.6	529.1	932.1	1088.5	372.7	932.1	0.0
	HDR3	1564.3	572.4	957.7	1135.0	395.2	957.7	0.0

(b) 八戸 (NS)

	支承	ΣE	ΣW_c	ΣW_{hi}	$W_{c4} + W_{h14}$	$\frac{1}{2}(\Sigma W_c + \Sigma W_{hi})$	W_{h14}	$\frac{1}{2} \Sigma W_{hi}$
モデル1	—	1435.9	620.5	651.4	107.0	1164.9	0.0	651.4
モデル2	HDR1	3465.3	567.8	2887.2	3257.4	197.5	2887.2	0.0
	HDR2	2657.3	367.1	2266.0	2454.5	178.6	2266.0	0.0
	HDR3	1984.8	321.5	1634.9	1781.4	175.0	1634.9	0.0

(単位: t・cm)

140%以上に増加している。その大部分が免震支承部分の塑性歪エネルギーであり基礎・橋脚部分の塑性歪エネルギーはほぼゼロになっていることから、確かに基礎・橋脚部分の損傷は低減されるであろう。しかし、免震支承部分の入力エネルギーが極めて大きいので支承部分の破壊を招く危険性が高くなると言える。各モデルの一次固有周期を別途計算したが、モデル1は0.66sec、モデル2 (HDR1)は1.37secとなった。これらの値は、各層の初期剛性を用いて算出しているが実際の応答は塑性領域にはいると剛性が見かけ上小さくなることから一次固有周期はもう少し大きな値となり、モデル2 (HDR1)において等価剛性 ($\gamma=100\%$ のときの割線剛性)を用いた場合の一次固有周期は2.07secとなる。八戸 (NS) 記録の卓越周期が2.0 sec付近であることから共振またはこれに近い状態となり、その結果総入力エネルギーが増大したものと考えられる。

参考文献：1)道路橋の免震設計法ガイドライン (案) (免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書)、阪神高速道路公団 (財) 国土開発技術センター、平成元年3月