

鋼橋へ導入されるせん断型制震ダンパーの復元力モデルの適用性に関する研究

名城大学 学生会員 渡邊 健斗
 名城大学大学院 学生会員 大場 孝太
 名城大学 正会員 葛 漢彬

1. まえがき

構造物の耐震性能向上策として制震ダンパーの設置が広まっており、地震時に大きな損傷を受ける部材をエネルギー吸収能の優れたデバイス（制震ダンパー）に限定し、主構造部材の損傷を極力低減させる方法が多用されるようになってきている。しかし、近年の世界各地の地震記録により、本震の後に強い余震が多発することや短期間に連続して複数回地震が起こることが明らかにされている。そのため、制震ダンパーの必要な保有性能の設定において、このような複数回地震や強い余震に耐えるほどの余裕を持たせる必要がある。また、鋼橋などの土木構造物におけるダンパーの取替えは容易でないため、橋の供用期間中に少なくとも3回大地震に耐えられる取替え不要な高機能制震ダンパーが望ましい。本研究では、制震ダンパーとしてせん断降伏型のせん断パネルダンパー（SPD）を採用し、12波のレベル2地震動を用いた地震応答解析を行い、鋼アーチ橋¹⁾に設置したSPDにバイリニア型移動硬化則²⁾、混合硬化則³⁾をそれぞれ適用させた際のSPDの最大せん断ひずみと累積塑性ひずみ、端柱橋脚とアーチリブ基部のひずみ応答などの違いを明らかにし、2つの復元力モデルの適用性について検討する。

2. 解析モデル

鋼アーチ橋の解析モデル、SPDに適用させた復元力モデルの概要図およびSPDの構造パラメータをそれぞれ図-1、図-2および表-1に示す。図-1は、SPDを端柱にそれぞれ3つずつ、アーチリブに1つ設置したUpgrading Model 2である。このモデル以外に、端柱にのみSPDを設置したUpgrading Model 1などのケースについても検討を行った。図-2に示すSPDの復元力モデルの適用範囲についてであるが、バイリニア型移動硬化則²⁾における最大せん断ひずみは $20\gamma_y$ （約3.5%）、混合硬化則³⁾における最大せん断ひずみ $70\gamma_y$ （約12%）となっている。混合硬化則は、取り替え不要な高機能SPDに対して提案されたもので、最大塑性ひずみのほかに累積塑性ひずみも280%以上を有することが実験⁴⁾で確認されている。

入力地振動として道路橋示方書で推奨している地震波のうちI種地盤用のレベル2タイプI地震動(KAI-LG-M,

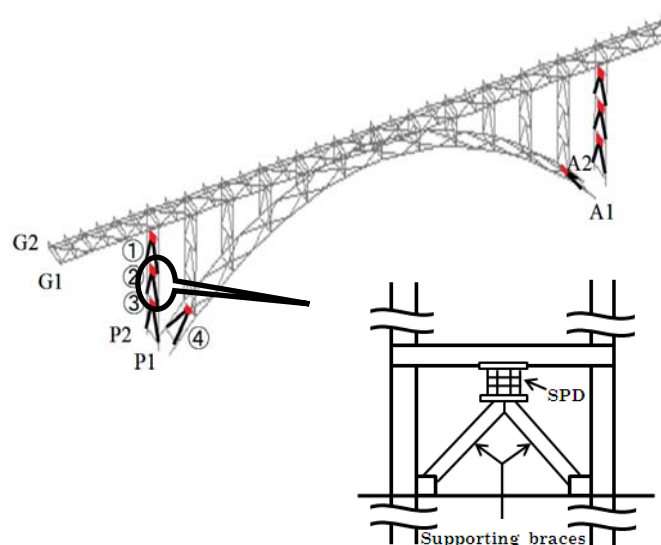
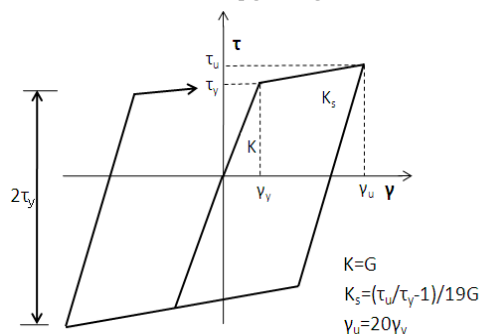
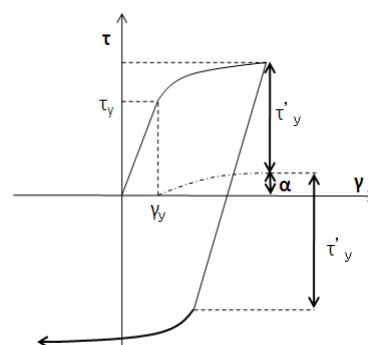


図-1 解析モデル（Upgrading Model 2 の場合）



(a) バイリニア型移動硬化則



(b) 混合硬化則

図-2 SPDの復元力モデル

KAI-TR-M, SHI-LG-M)およびタイプ II 地震動 (JMA-NS-M, JMA-EW-M, HAN-NS-M)それぞれ 3 つずつ計 6 種類の地震波を用いて地震応答解析を行った。減衰定数は 5% とした。なお、耐震性能向上策の目標として構造物の損傷が軽微であるとされる部材健全度 2 以上を確保することとし、この条件を満たす SPD の応答値を算出した。1 回目の地震動でその条件を満たすケースだけに対して引き続き 2 回目、3 回目の地震動を入力した応答評価を行った。

3. 解析結果および考察

例として比較的大きな挙動を示した地震波 SHI-LG-M の 3 回目まで入力した Upgrading Model 2 の結果を図-3、図-4 に示す。

まず、SPD の履歴曲線

の比較についてである。図-3(a)、図 4-(a)を見て分かるように、バイリニア型移動硬化則を適用した場合では、適用範囲の $20\gamma_y$ を大きく上回っている。これに対して、混合硬化則を適用した場合では、適用範囲の $70\gamma_y$ 内にある。また、バイリニア型移動硬化則が混合硬化則よりも最大せん断ひずみの値が大きいことが分かる。

次に、端柱基部、アーチリブ基部のひずみ応答の比較について述べる。図-3 の (b)と(c)、図-4 の(b)と(c)の比較より、バイリニア型移動硬化則より、混合硬化則を適用した方が大きな挙動を示している。これは、バイリニア型移動硬化則を適用した場合に SPD が地震エネルギーを大きく吸収していることから、混合硬化則を適用した場合より、主構造部材のひずみ応答が小さい値を示したためである。したがって、バイリニア型移動硬化則を適用すると、主構造の応答を過小評価となってしまうことがある。なお、制震部材を導入する前の結果（例えば、端柱基部の平均圧縮ひずみの最大値は $29\epsilon_y$ 程度¹⁾）は示されていないが、SPD の導入により制震効果が非常に大きい。

4. あとがき

様々な地震波を受けた各種モデルについて詳細に検討した結果は当日発表するが、複数回地震動を受ける場合には、バイリニア型移動硬化則より混合硬化則を適用するのが妥当であろう。

参考文献：1) 葛ら(2005)：鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値，土木学会地震工学論文集，Vol.28，論文番号 136. 2) Chen ら(2006)：Numerical Study on Development of Hysteretic Model for Stiffened Steel Shear Panel Dampers，構造工学論文集，Vol.52A，pp.573-582. 3) 葛ら(2010)：高機能補剛せん断パネルダンパーの繰り返し弾塑性挙動と復元力モデルに関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.56A，pp.522-532. 4) 小池ら (2008)：高機能補剛せん断パネル型ダンパーの開発に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.54A，pp.372-381.

表-1 SPD の構造パラメータ

	設置箇所	t_w (mm)	R_w	$F_{y,SPD}$ (kN)	K_{SPD} (kN/m)
Upgrading Model 1	端柱	16	0.138	1085	1267749
Upgrading Model 2	端柱	16	0.138	1085	1267749
	アーチリブ	18	0.245	1220	1426218
注) 鋼材: SS400 ; b_w : 500mm ; 1 か所の SPD 設置数 : 1					

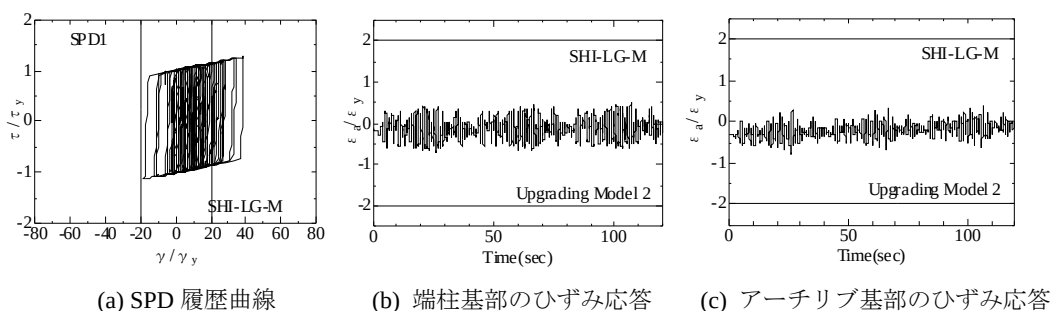


図-3 バイリニア型移動硬化則を適用した場合の解析結果

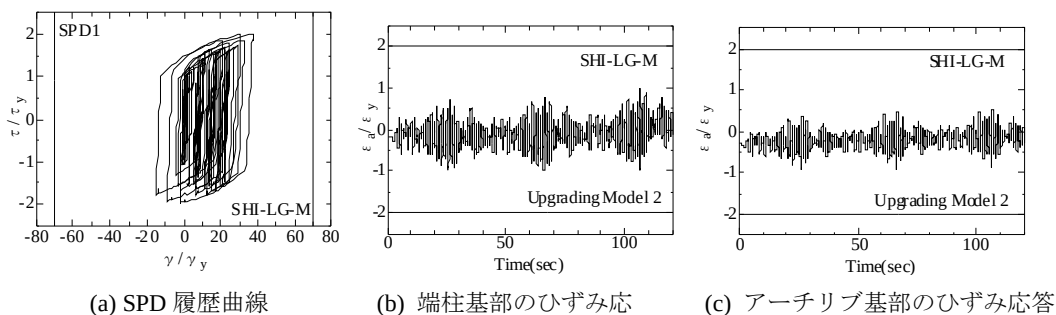


図-4 混合硬化則を適用した場合の解析結果