鋼アーチ橋に用いられるせん断パネルダンパーの 要求性能に及ぼす復元カモデルと複数回地震動の 影響に関する研究

渡邉 健斗1 大場 孝太2 葛 漢彬3

 ¹学生会員 名城大学大学院 理工学研究科建設システム工学専攻(〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1-501) E-mail: man.uliv.c@gmail.com
 ²学生会員 名城大学大学院 理工学研究科建設システム工学専攻(〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1-501) E-mail: 103437001@ccalumni.meijo-u.ac.jp
 ³正会員 名城大学教授 理工学部建設システム工学科(〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1-501) E-mail: gehanbin@meijo-u.ac.jp

本研究は、せん断パネルダンパー(SPD)を有する鋼アーチ橋において、異なる復元力を持つ、バイリ ニア型移動硬化則モデルおよび混合硬化則モデルの2つのモデルをSPDに適用した際、アーチ橋および SPDの挙動変化を明らかすることを目的とする.このために、制震化した2つのアーチモデルに対して、 複数回地震動を入力した時刻歴応答解析を実施し、アーチ橋の水平変位とひずみ応答、SPDの最大せん断 ひずみと累積塑性ひずみなどを算出し、復元力モデルの影響などについて種々の比較・検討を行った.

Key words : seismic demand, shear panel damper, steel arch bridge, dynamic analyses

1. はじめに

鋼橋の耐震性能を向上させる方法として、制震ダンパーを構造物内部に設置し、大地震時に制震ダンパーにエネルギーを吸収させ、主構造の損傷を制御する構造の採用が見られるようになってきている¹⁾. 制震ダンパーの設計においては、鋼橋などに設置された場合その取り換えは容易でないため、供用期間中には取り換え不要な高機能制震ダンパーが望ましい^{2),3}.

近年,1999トルコ Kocaeli 地震,2008 中国四川大地震, 2009 インドネシア Papua 地震,さらに2011 に発生した日本の東日本大震災などの世界的な地震記録により,本震 の後に強い余震が多発することや短期間内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.このよう な背景から,本研究では比較的大きな余震の影響も考慮 して,複数回の地震入力に関する検討を行う.このとき, 余震による地震動の大きさを評価することは難しいため, ここでは便宣的にレベル2の設計地震動で代表させて, それを複数回作用された場合の挙動について調べる.

制震ダンパーは数多くの種類があるが、中でも金属の 繰り返し塑性変形によってエネルギー吸収・消散を図る 履歴型ダンパー(鋼材系ダンパー)がある^{4,6)}.履歴型ダ ンパーは軸力降伏型,せん断降伏型および曲げ降伏型の3 種類あるが、本研究では、せん断降伏型のせん断パネル ダンパー(以下, SPDと称す)についての検討を行う.

SPD に関しては、鉄道高架橋の架構構造に適用した例 や ^{7,8}, 上路式アーチ橋の下横構のガセット部へ適用した例⁶に対しての検討が行われており,その有効性が証明されてきている.また、SPD 単体の力学的特性は、実験的・解析的検討により徐々に明らかになってきており,低降伏点鋼を使用した SPD についても数多く研究されてきた⁹⁻¹⁴. SPD を構造物に適用する際にどの程度の性能を持たせるべきか(要求性能)また複数回地震による影響を考慮した SPD の設計にどの程度の余裕を持たせるべきか,といったことに関しての研究は十分ではない.

小池らは、鋼橋のライフサイクルにわたって取り換え 不要な高機能せん断パネルダンパー(SPD)の開発を目 的として補剛した SPD の正負交番繰り返し載荷実験を行 った¹⁵. それによると、せん断幅厚比パラメータ、補剛 材剛比などを適切に設計すれば目標の最大せん断ひずみ

(12%)と累積塑性変形(280%)を確保することができる. さらに、様々なパラメータをもつ SPD を鋼アーチ橋 に設置し、3回の地震を模擬する地震応答解析を行い、そ の応答値(最大せん断ひずみと累積塑性ひずみ)を算定 し、構造物の損傷が軽微であるとされる部材健全度2^{2,3)} 以上を確保できる条件で最大応答値を SPD の要求性能と

して提案していた 17).

本研究では、これらの成果を基に、SPD を設置した設 置した鋼アーチ橋に対して、復元カモデルとしてバイリ ニア型移動硬化則モデルと混合硬化則を適用した際のア ーチ橋中央点水平変位応答、端柱橋脚とアーチリブ基部 のひずみ応答、SPD の履歴曲線、最大せん断ひずみおよ び累積塑性ひずみなど応答値の算定を行い、バイリニア 型移動硬化則と混合硬化則による挙動の違いなど種々の 比較・検討を行う.

2. 解析モデル

2.1 鋼アーチ橋の概要と解析モデル

解析対象のアーチ橋は、日本鋼構造協会¹⁸⁾でベンチマ ークとして用いられているもので、橋長173m、アーチ支 間長114m、側径間26.5、アーチライズ16.87m、スパンー ライズ比が1/6.76の2ヒンジ上路式RC床版の鋼アーチ 橋である.本橋は、平成8年12月に改定された道路橋示 方書¹⁹⁾によりI種地盤用に設計された橋梁を、図-1に示 すように橋軸方向、橋軸直角方向のそれぞれに対し、対 象構造になるように修正したものである.各部材の断面 諸元は平面モデルを用いた検討により、レベル2地震動 で弾性域に収まるように設計されている.

解析コードには構造解析用汎用プログラム ABAQUS²⁰⁾ を適用し、RC 床版、補剛桁、柱(鉛直部材)、アーチリ ブ、および横支材は3次元トラス要素(Timoshenko はり要 素)、対傾構は3次元トラス要素とした.また、境界条件 はアーチリブ基部支承をピボット沓、端柱の基部支承を ピン支承、補剛桁の支点部を可動支承とし、鋼材はアー チリブ、補剛桁、端柱、横構に SMA490Y(降伏応力は 355MPa)、その他の部材に SMA400(降伏応力は235MPa) を用いた.鋼材の構成則は、バイリニア型応力ーひずみ 関係、繰り返しに対する硬化則として移動硬化則(2次勾 配は *E*/100 で、*E*=206GPa)を用いた.一方、RC 床版に おけるコンクリートの構成則は道路橋示方書²¹⁾で与えら れる構成則とした(圧縮強度 f'_c は設計強度 σ_{ck} =30MPa の 0.85 倍).なお、本研究ではこのモデルを「基本モデル」 と称す.

2.2 SPD 設置による橋軸直角方向の耐震性向上モデル

文献²²によると、平面モデルではなく立体モデルを用 いた場合、基本モデルにおいてレベル2地震動を受けた 場合、端柱やアーチリブで塑性化が生じており、本研究 では対傾構にSPDを設置した2つのモデルを考案するこ とで、地震応答の低減効果を検討した.I種地盤に対して、 図-2に示す耐震性向上モデル1を考案し、端柱およびア ーチリブに SPD を導入した場合である.また,II 種地盤 に対してもモデル 2 (図-3) を考案したが,SPD を導入 する個所は端柱およびアーチリブである.



図-1 アーチ橋モデル(基本モデル)





ただし、文献²⁰ に示されるように基本モデルの地震応 答解析において端柱基部の塑性変形が非常に大きいこと から、モデル2では端柱における断面板厚を19mmから 36mm とすることで強度を高めた構造とした.なお、モ デル2では端柱における断面板厚の変更に伴い、後述す るSPDの設計条件に合わせてSPDの諸元を変更している.

2.3 SPD の設計概要と解析モデル

せん断パネルダンパー (SPD) は 1 次設計時の荷重 (レベル 1 地震動,風荷重など) に対して,弾性応答に とどまるだけの強度が必要である.また,レベル 2 地震 動の場合には,確実に塑性化させ,エネルギー吸収・消 散を図らなければならない.I種地盤適用時のモデルにつ いては,端柱における SPD の寸法を 500mm×500mm×16mm,アーチリブにおける諸元を 500mm×500mm×18mm とし,II 種地盤適用時のモデル 2 については,500mm×500mm×9mm を主に適用し,同一箇 所に複数の SPD を併用することで単一パネルの降伏比と 複数パネルの合計降伏強度および剛性が上述した条件を 満たす構造とした(図-4(a), (b)). SPD パネルの高さを 500mm に統一したのはフレーム高さ(5m)の1/10 程度 と考えたためである. **表**-1 と**表**-2 に SPD の諸元の一覧 を示す. その中で, *a*, *b*_wと *t*_wはそれぞれ SPD パネルの 高さ,幅と厚さを示し, *R*_wはアスペクト比と補剛材数で 制御される座屈係数を考慮した, せん断幅厚比パラメー タである¹⁵⁾. また, *F*_{xSPD}と *K*_{SPD}はそれぞれ SPD の降伏 荷重と初期剛性を示し, 複数の SPD を併用する場合は合 計の値となっている.

一方,解析モデルについては、図-4(c)に示すように2 つの水平トラスT1,T2と1つの垂直ばねSを要素として モデル化し¹⁷,2つの水平トラスは水平方向荷重を受ける SPD のせん断力一せん断変位関係を模擬し、また垂直ば ねにより SPD の鉛直方向における剛性を模擬している. 前者の水平トラスについては、荷重一変位関係の復元力 モデルとして、図-5に示すようなバイリニア型移動硬化 則と混合硬化則を用いた²⁰.



図-5 SPD の復元力モデ

I 種地盤	設置個所	ラベル	<i>a</i> = <i>b</i> _w (mm)	t _w (mm)	R_w	ー箇所の SPD 数	F _{y,SPD} (kN)	K _{SPD} (kN/m)
モデル1	端柱	123	500	16	0.138	1	1085	1267749
	アーチリブ	4	500	18	0.245	1	1220	1426218

表-1 SPD の設計結果(I 種地盤)

表-2 SPD の設計結果(II 種地盤)

Ⅱ種地盤	設置個所	ラベル	<i>a</i> = <i>b</i> _w (mm)	t _w (mm)	R_w	ー箇所の SPD 数	F _{y,SPD} (kN)	K _{SPD} (kN/m)
モデル2	端柱	123	500	9	0.245	3	1833	2139327
	アーチリブ	4	500	9	0.245	3	1833	2139327
		5	500	9	0.245	2	1222	1426218

また、水平トラス要素の境界条件として水平方向変位 面外方向変位は $u_L=u_R=u_A$, $u_M=u_B$ としている. 鉛直方向変 位について、垂直ばね要素が鉛直方向の剛性を模擬し、 すなわち水平トラス要素は鉛直方向に拘束力がないため、 $u_L=u_R=u_M=0$ としている. 一方、複数の SPD を併用する 場合、同一箇所の各 SPD が同じ変形特性を持つと仮定し、 水平トラスと垂直ばねを多重化(並列)することで解析 モデルを構築した.

3. 鋼アーチ橋の水平変位とひずみ応答

ここでは,設計供用期間において大地震が3回生じる と仮定して,地震応答解析を同様の入力地震動で3回繰 り返し行うことで,複数回の地震動に対する影響を調べ る.

レベル 2 地震動に対する耐震性向上モデルの弾塑性挙 動を調べるため、各モデルにおいて時刻歴応答解析を行 った.入力する地震動は、海洋型地震動である開北橋(橋 軸 KAI-LG-M,橋直 KAI-TR-M)、七峰橋(SHI-LG-M)、 板島橋(ITA-LR-M, ITA-TR-M)、温根沼大橋(ONN-TR-M)、 直下型地震動である神戸海洋気象台(JMA-NS-M, JMA-EW-M)、猪名川橋予定地(HAN-NS-M)、JR 西日本 高取駅(JRT-NS-M, JRT-EW-M)、大阪ガス葺合供給所 (FUK-Y-M)の地点で観測されたものの修正地震動であ る.

3.1 補剛桁中央点橋軸直角水平変位

まず、補剛桁中央点における橋軸直角方向の水平変位 に着目する.図-6に、例として、3つの地震動をそれぞ れ3回受けた場合の、耐震性向上モデル1の補剛桁中央 点における橋軸直角水平変位を示す.

バイリニア型移動硬化則と混合硬化則を比較したとき、 多少の変動はあるものの、大きな変化が見られない.こ のことから、橋軸直角水平変位に関して、復元カモデル の違いによる橋軸直角水平変位応答への影響は小さいと 言える.

3.2 ひずみ応答

次に、ひずみ応答について述べる. 基本モデルにおい て、レベル2 地震動を受けた場合のひずみ応答が大きか った端柱基部およびアーチリブ基部に着目し、各モデル にバイリニア型移動硬化則と混合硬化則を適用した際の 時刻歴応答解析から得られた結果を図-7、図-8 に示す. ここで、3回連続して地震動を入力した結果を示示してい る.

本研究で目標としている耐震性能レベルは、部材健全 度2を満足すること、すなわち最大せん断ひずみは降伏 ひずみの2倍より小さい値となることである.I種地盤と II種地盤の端柱基部、アーチリブ基部の両ケースにも言 えることだが、1回目に入力された地震動に対する残留変 形は比較的小さく、また2回目、3回目に入力された地震 動に対しても振幅中心のずれは小さく、ほぼ弾性範囲内 の値が得られている.したがって、3回の地震動を考慮し



図-6 補剛桁中央点の橋軸直角水平変位

ても,健全な状態が保たれていることが分かる. 言い換 えれば, SPD による鋼アーチ橋への制震効果は大きいこ とが言えよう.

4. SPD の応答(要求性能)

本章では, SPD の応答として最大せん断ひずみおよび 累積塑性せん断ひずみについて述べる.

4.1 SPD の履歴曲線

モデル1とモデル2における、バイリニア型移動硬化 則と混合硬化則を適用した際の SPD4 の履歴曲線の比較 を図-9、図-10に示す. なお、もっとも挙動が大きかった アーチリブに設置された SPD4の結果を例として挙げる. ほとんどのケースで、バイリニア型移動硬化則と混合 硬化則ともに、同一方向の圧縮側や引張側に卓越してい るが、入力地震動 ITA-LG-M の場合のみ、バイリニア型 移動硬化則と混合硬化則とでは、逆方向に卓越している ことが分かる. また, 入力地震動 FUK-Y-M において, ひ ずみの最大値が、120yyと大きく、混合硬化則復元力モデ ルの適用範囲である 70yy を大幅に超えてしまっている. このケースのように、大きな地震動が加わった後に、SPD の保有性能を超えないように設計する必要がある. さら に、ITA-TR-M 地震動を2回まで受けた時にほぼ70wの 範囲内にあるが、3回目になると、これを超えている.こ の場合も設計し直す必要がある.

4.2 最大せん断ひずみ

図-11,図-12 に繰り返し入力される各地震動における SPD の最大せん断ひずみをモデル 1,モデル 2 それぞれ について示す.

モデル1については、バイリニア型移動硬化則と混合 硬化則ともに地震動を繰り返し入力することによる応答 せん断ひずみの増加はあまり見られない. 混合硬化則を 適用することによって、多少最大値の軽減が見られるが、 さほど大きな影響がないように思われる. しかし、入力 地震動 SHI-LG-M の場合、図-6(c)から分かるように繰り 返し地震動が入力されるに伴い残留変形が増加している. そのため、それに伴って SPD に生じるせん断ひずみも増 加している.

次にモデル 2 について、バイリニア型移動硬化則と混 合硬化則の両モデルとも、入力地震動 ITA-TR-M、 FUK-Y-M において、モデル1の入力地震動 SHI-LG-M と 同様に、繰り返し地震動に伴う残留変形が増加している. そのため、それに伴って SPD に生じるせん断ひずみも増 加している.

また、両モデルにおいて、アーチリブ基部に設置した SPD4 は、端柱に設置した他の SPD と比較して、一番大 きな値を示し、繰り返し地震動に伴う応答せん断ひずみ の増加が顕著となっている.これは、アーチリブ基部に 地震動の影響が大きく表れていると言える.このことは、 図-9、図-10 に示される SPD の履歴曲線からも読み取れ る.

さらに、最大せん断ひずみに注目すると、モデル1の バイリニア型移動硬化則では、1回目に入力される地震動 に対しては地震動KAI-TR-Mにおける12.1%、3回目入力 される地震動に対しては同地震動KAI-TR-Mにおける 13.9%. 混合硬化則では、1回目に入力される地震動に対 しては地震動KAI-LG-Mにおける9.5%、3回目入力され る地震動に対しては同地震動KAI-LG-Mにおける11.9% となっている.一方、モデル2のバイリニア型移動硬化 則では、1回目と3回目に入力される地震動に対しては地 震動FUK-Y-Mにおける21.1%、混合硬化則では、バイリ ニア型移動硬化則と同様に地震動FUK-Y-Mで、1回目は 16.8%、3回目は20.5%となっている.また、例外もある が、その他の入力地震動を比較しても、最大せん断ひず みがほぼ同じ値を示したことが分かる.したがって、前



図-8 アーチリブ基部のひずみ応答の時刻歴

述したように, 導入される SPD の保有性能以内に SPD の 再設計を行う必要がある.

4.3 累積塑性ひずみ

図-13, 図-14 に各入力地震動における累積塑性ひずみ (CID: Cumulative Inelastic Deformation)を示す. 前節と 同様に, 各モデルにおけるバイリニア型移動硬化則, 混



図-9 耐震性向上モデル1

合硬化則ともに、端柱基部上部に設置された SPD1 およ びアーチリブ基部に設置された SPD4 において累積塑性 ひずみが大きく、また、繰り返し地震動が入力されるこ とに伴う累積塑性ひずみの増加も大きい. これは、その 他の SPD と比較して, SPD1 および SPD4 が繰り返し地 震動を入力することにより、より大きな損傷を受けてい ることを示している. また, 健全度 2 範囲内の最大累積 塑性ひずみは地震動の繰り返しによって、ほぼ倍率で増 加していることが分かる.次に、各モデルについて比較 する. モデル1 でのバイリニア型移動硬化則では、最大 せん断ひずみについては入力地震動 KAI-LG-M および KAI-TR-M において最大値が生じているが、累積塑性ひ ずみの最大値はJMA-NS-Mで生じている.また,混合硬 化則では,最大せん断ひずみについて,入力地震動 KAI-LG-M において最大値が生じているが、累積塑性ひ ずみの最大値はJMA-EW-Mで生じている.

次いてモデル2ついてであるが、まず、バイリニア型

移動硬化則では、最大せん断ひずみについて、入力地震 動FUK-Y-Mにおいて最大値が生じている.同様に、累積 塑性ひずみの最大値は同地震動FUK-Y-Mで生じている. また、最大せん断ひずみについては繰り返し地震動を入力 することに伴い、せん断ひずみの最大値を与える入力地震動 が異なる場合があるが、累積塑性ひずみについては、同一の 入力地震動が最大値を与えている.さらに、両モデルのすべ てのSPDに関して言えることだが、最大せん断ひずみでは、 大きな増加が見られないが、累積塑性ひずみは、その値が著 しく増加していることが分かる.このことから、地震動を複 数回受けた時の影響が大きいことが分かる.

5. 結論

本研究では、アーチ橋にSPDを導入し耐震性を向上さ せたモデルを作成し、6種類のレベル2地震動に対して動





的解析を行い, SPD の構成則としてバイリニア型移動硬 化則および混合硬化則を適用した際に,部材応答の相違 を検証した.以下に得られた知見を示す.

- SPD を設置した鋼橋の水平変位と部材のひずみ応 答に対しては、SPD に地震エネルギーを吸収させる ため複数回地震動が入力されたことによる影響は 少ない.このことから、鋼橋の制震化の有用性が大 きいことが言える.
- 2) また、鋼橋の水平変位と部材のひずみ応答に及ぼす 復元カモデルの影響は小さい.
- 3) SPD に生じる最大せん断ひずみは複数回地震動が 入力されることによる残留変形の影響が大きく、一 方でエネルギー吸収量については、残留変形の影響 は小さい。
- 端柱の上部およびアーチリブ下部に導入された
 SPD については、両モデルにおいて、全 SPD の中

で比較的に変形量およびエネルギー吸収量が大き いため、繰り返し地震動に対し主構造を健全な状態 に保つためには、これらの位置における SPD が期待 されるエネルギー吸収能を発揮できる設計が重要 である.

- 5) 累積塑性せん断ひずみの結果より、すべての地震波 においてその値が大きく増加していることが読み 取れる.よって、本研究のように、鋼構造物が複数 回地震動を受ける場合において、SPDの低サイクル 疲労に対する照査を行うことが重要である.
- 6) バイリニア型移動硬化則と復元カモデルの比較から、本研究のように鋼構造物が複数回地震動を受ける場合において、高機能 SPD を使用することが望ましい。



図-11 複数回地震動を受ける場合の SPD の最大せん断ひずみ (Upgrading Model 1)





図-12 複数回地震動を受ける場合のSPDの最大せん断ひずみ(Upgrading Model 2)

参考文献

- 金治英貞、石橋照久、宮本義広、桐間幸啓、西岡勉、林 訓弘、高田佳彦、徳増健(2006):長大トラス橋・港大 橋の損傷制御設計による対震性能向上、橋梁と基礎、 Vol. 40, No.10, pp. 5-14.
- 2) 宇佐美勉 編著,日本鋼構造協会編 (2006):鋼橋の耐震・

制震設計ガイドライン,技報堂出版.

- 3) 土木学会(2008):鋼・合成構造標準示方書 [耐震設計 編],鋼構造委員会.
- Kasai, K., Fu, Y., and Watanabe, A. (2006). Passive control systems for seismic damage mitigation. J. Struct. Eng., ASCE, 124(5),pp.501-512.





(b) 混合硬化則

図-13 複数回地震動を受ける場合の SPD の累積塑性ひずみ (Upgrading Model 1)





図-14 複数回地震動を受ける場合の SPD の累積塑性ひずみ (Upgrading Model 2)

- Vulcano, A., and Mazza, F. (2000). Comparative study of the seismic performance of frames using different dissipative braces. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand: Paper No.1982.
- 6) 松本信之, 岡野素之, 在田浩之, 曽我部正道, 涌井一,

大内一, 高橋泰彦 (1999): 鋼製ダンパー・ブレースを 有する RC 鉄道高架橋の耐震性能, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1411-1422.

7) 岡野素之,松本信之,曽我部正道,室野剛隆,大内一, 大野了 (2003):振動台実験による鋼製ダンパー・ブレ ース付き高架橋の地震応答性状,構造工学論文集, Vol.49A, pp.963-970.

- 野中哲也,宇佐美勉,吉野広一,坂本佳子,鳥越卓志 (2003):上路式鋼アーチ橋の大地震時弾塑性挙動および耐震性向上に関する研究,土木学会論文集, No.731/I-63, pp31-49.
- Nakashima, M., Iwai, S., Iwata, M., Takeuchi, T., Konomi, S., Akazawa, T., and Saburi, K. (1994). Energy dissipation behavior of shear panels made of low yield steel. Earthq. Eng. Struct. Dyn., 23(12), pp. 1299-1313.
- 10)Nakashima, M. (1995). Strain-hardening behavior of shear panels made of low-yield steel. I: Test. J. Struct. Eng., ASCE, 121(12), pp. 1742-1749.
- 11)田中清, 佐々木康人, 米山真一朗 (1999): 鋼種が異な るせん断型パネルダンパーの静的履歴特性に関する実 験研究, 日本建築学会構造系論文集, No.520, pp.117-124.
- 12)Tanaka, K., and Sasaki, Y. (2000). Hysteretic performance of shear panel dampers of ultra low-yield-strength steel for seismic response control of buildings. 12WCEE (CD-Rom), Aucklan, NZ.
- 13)劉陽,青木徹彦,高久達将,福本 琇士(2007):低降伏 点鋼せん断パネルダンパーの繰り返し載荷実験,構造工 学論文集, Vol.53A, pp560-567.
- 14)劉 陽,水野千里,青木 徹彦(2008):画像計測を利用したせん断型ダンパーのひずみ分布特性の把握,構造工学 論文集, Vol.54A, pp.394-402.
- 15)小池洋平,谷中聡久,宇佐美勉,葛漢彬,尾下里治,佐 合大,鵜野禎史(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.

- 16)葛漢彬,金子恵介,宇佐美勉(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カモデ ルに関する研究,構造工学論文集, Vol.56A, pp.522-532.
- 17)陳渓, 葛漢彬 (2011): せん断パネルダンパーによる鋼 アーチ橋の耐震性向上及びせん断パネルダンパーの要 求性能に関する研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.57A, pp,514-527.
- 18)日本鋼構造協会(2003):土木鋼構造物の動的耐震性能 照査法と耐震性向上策,鋼橋の性能照査型耐震設計法検 討委員会(委員長:宇佐美勉),383p.
- 19)日本道路協会(1996):道路橋示方書·同解説,丸善.
- 20)ABAQUS, Inc, ABAQUS/Analysis user's manual, version 6.6, Pawtucket, R.I, 2006.
- 21)日本道路協会(2002):道路橋示方書·同解説,丸善.
- 22)葛漢彬,日沖堅治,宇佐美勉(2005):鋼アーチ橋に設置した座屈拘束ブレースの応答値,地震工学論文集, Vol.28, No.136.
- 23)Chen, Z.Y., Ge, H.B., and Usami, T. (2007). Study on seismic performance upgrading for steel bridge structures by introducing energy-dissipation members. J. Struct. Eng., JSCE, Vol.53A, pp.540-549.
- 24)Chen, Z.Y., Ge, H.B., and Usami, T. (2006). Hysteretic model of stiffened shear panel dampers. J. Struct. Eng., ASCE, Vol.132, No.3, pp.478-483.

Influences of hysteretic models and repeated earthquake motions on demands of SPD installed in steel arch bridges

Kento WATANABE, Kota OBA, Hanbin GE

This study is aimed at investigating influences of hysteretic models of shear panel dampers (SPDs) on seismic performance of steel arch bridges upgraded by such SPDs. To this end, nonlinear dynamic analyses of two upgraded steel arch bridges under various earthquake motions are performed and hysteretic models assumed for SPDs are bilinear kinematic model and mixed hardening model. Differences in transverse displacement, axial force and strain responses of the bridge and maximum shear strain and cumulative inelastic strain of the SPD, resulted from the different hysteretic models, are studied, and applicability of the two models are discussed.