

ダンパーブレースを組み込んだ 上路アーチ橋部分構造の動的地震応答実験

森下邦宏¹・井上幸一¹・川島一彦²・阿比留久徳³・平井潤⁴・本田誠⁵

¹正会員 博(工) 三菱重工業(株) 広島研究所 鉄構・土木研究室 (〒730-8642 広島市中区江波沖町5-1)

²フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

³非会員 博(工) 三菱重工業(株) 広島研究所 所長室 (〒733-8553 広島市西区観音新町4-6-22)

⁴非会員 博(工) 三菱重工業(株) 広島研究所 鉄構・土木研究室 (〒730-8642 広島市中区江波沖町5-1)

⁵非会員 工修 三菱重工業(株) 広島研究所 鉄構・土木研究室 (〒730-8642 広島市中区江波沖町5-1)

近年、アーチ橋、トラス橋などの中、長大橋に対する耐震検討が精力的に行われているが、耐震補強実施例は少なく、依然、検討課題の一つとなっている。著者らは上路アーチ橋に対して、横構、対傾構斜材に軸降伏座屈拘束型制震ブレース(ダンパーブレース)を組み込んだ耐震構造を提案し、解析的に地震応答低減効果を明確にしてきた。しかし、ダンパーブレースの動的挙動を含めた応答低減効果の実験的検証は実施していない状況にあった。そこで、ダンパーブレースを組み込んだアーチ橋を対象とし、端橋脚のトラス構造の縮小模型を製作して動的な地震応答実験を実施した。その結果、繰返し荷重下におけるダンパーブレースの安定したエネルギー吸収特性および解析で予測された通りの地震応答低減効果を確認した。

Key Words : damper brace , dynamic test , seismic response test , seismic control countermeasure

1. 緒言

兵庫県南部地震以降、橋梁の耐震性向上に関する研究が多く機関で実施され、比較的小規模な桁橋などの耐震補強は一巡した状態にある。一方、アーチ橋、トラス橋などの中、長大橋に対しても、検討が実施されているが^{1)~3)}など、複雑な地震応答性状、的確な耐震構造立案の困難さ等により実工事に至った例は少なく⁴⁾、依然、研究課題の一つとなっている。

橋梁の耐震性向上に対するアプローチとしては、(1)補強板、補剛板などによる部材の強度を増加させる方法、(2)構造物自体(例えば橋脚)の塑性変形能力、じん性を利用してエネルギーを吸収して耐震性を向上させる方法、(3)構造物と地盤の縁を切り、入力地震動が直接構造物に作用しないように構造物の地震応答を低下させる方法(いわゆる免震化)、(4)構造物の中に損傷部材を挿入し、その部材のエネルギー吸収効果により主部材の健全性を保って耐震性向上を図る方法などがある。海外では長大橋の耐震補強例として、先駆的にCaltrans⁵⁾などに代表される例が示されているが、上記(1)~(3)に示す橋脚、橋桁の単純な補強、あるいは、ゴム支承、滑り支承、オイルダンパーなどを組み合わせた機構を用いた橋桁の免震・制震化など、構造的には一般的な補強、免震、制震工法を採用している例が多い。

近年では、(4)の耐震性向上策が建築分野で積極的に採用されるようになっており⁶⁾⁷⁾など、実施例も多く報告さ

れている⁷⁾。橋梁への適用に関する研究成果も幾つか報告されている^{1)~3)、8)~11)}。この方法と(2)との違いは、(2)では主部材、2次部材自体の塑性変形能力に期待したものであるのに対し、(4)では主部材は弾性範囲あるいは損傷がほとんどないレベルに抑えようとする点にある。

著者らは、安定したエネルギー吸収性能を有する制震部材として軸降伏座屈拘束型制震ブレース(以下、ダンパーブレース)を提案し、安定した塑性変形特性、エネルギー吸収性能、塑性変形能力指標を実験的に明確にしてきた¹²⁾¹³⁾。さらに鋼製上路アーチ橋に対して、横構や対傾構斜材にダンパーブレースを組み込んだ耐震構造を提案し、解析的にその地震応答低減効果を明確にした^{8)~11)}。しかし、ダンパーブレースの動的挙動を含めた応答低減効果の実験的検証は実施しておらず、解析的な検討に留まっている状況にあった。

そこで本論文では、動的な作用を含めた地震応答低減効果を実験的に検証することを目的として、ダンパーブレースを組み込んだアーチ橋を対象とし、端橋脚のトラス構造の縮小模型を製作して動的な地震応答実験を実施した結果を報告する。また、震度法(1次設計)による地震力を上回る地震力が作用した場合には座屈による耐力劣化を生じるブレース(以下、座屈ブレース)を用いた場合の実験も行い、応答低減効果を定量的に示すとともに、ダンパーブレースを組み込むことによる構造物としての減衰特性変化についても考察を行う。

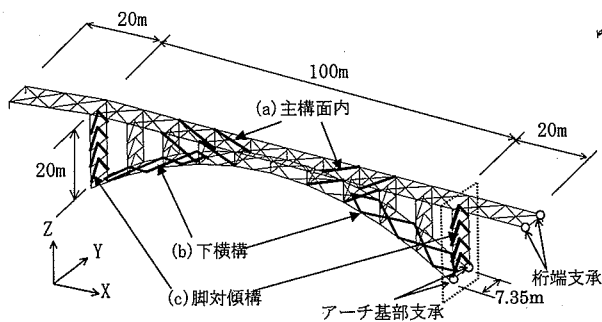


図-1 実橋の構造モデル

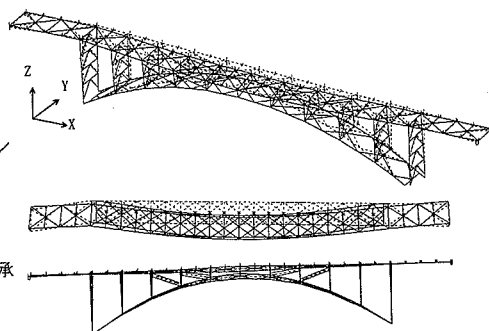


図-2 実橋の橋軸直角方向 1次モード(固有周期 $T_p=1.06$ 秒)

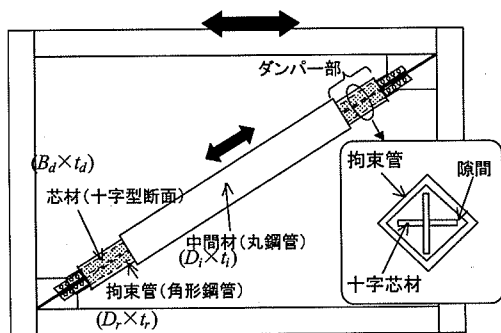


図-3 ダンパーブレースの構造

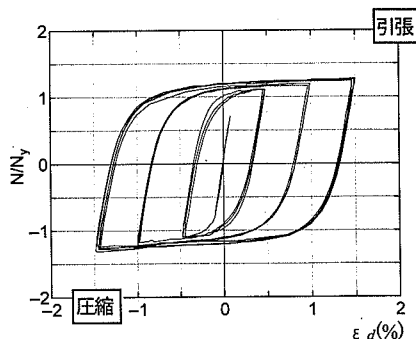


図-4 ダンパー部の履歴特性

2. 対象橋梁およびダンパーブレース概要

(1) 実験対象橋梁

実験対象橋梁の構造モデル図を図-1に示す。対象とする橋梁は、橋長140m(支間長20+100+20m)、主構間隔7.35mの中規模の鋼製上路式ランガー橋であり、平成2年度版道路橋示方書に準じて設計されたものである。支承条件は、桁端では橋軸方向は可動、橋軸直角方向は固定、アーチリブ基部ではピン条件で、水平方向については橋軸・橋軸直角方向とも固定となっている。全質量は1,700tonである。

図-1中には、文献(8),9)で検討された際のダンパーブレース配置を太線で示している。(a)の主構面内ダンパーブレースは橋軸方向対策として、(b)下横構、(c)脚対傾構のダンパーブレースは橋軸直角方向対策として設置されたものである。本論文では、地震入力方向として橋軸直角方向を対象とするため、橋軸直角方向の運動に支配的な端橋脚を抽出して実験模型とするものとした。図-1中には抽出する端橋脚を破線囲みで示す。また、図-2に本実験で着目する橋軸直角方向1次振動モードを示す。この基本固有周期は1.06秒である。

(2) ダンパーブレース

図-3にダンパーブレースの構造を示す。ダンパーブレースは、鋼材の弾塑性特性を利用した軸降伏座屈拘束型

の履歴ダンパー^{12),13)}である。建築では一般に、トラス構造の斜材部分に挿入される。本実験におけるダンパーブレース構造は、作用軸力に対して降伏して弾塑性エネルギーを吸収する芯材(十字型断面:降伏応力 $\sigma_y=235\text{MPa}$ 級の低降伏点鋼)、芯材と隙間をあけて設置され、圧縮力に対して芯材が降伏後に横倒れ座屈、ねじれ座屈するのを拘束する拘束管(角形鋼管)およびブレース部材の両端に配したダンパー部材(芯材+拘束管)をつなぐ中間材(丸鋼管)により構成されている。軸圧縮力に対しては芯材が降伏後、軸変形の増加に伴い局部座屈を生ずるが、拘束管が芯材の局部座屈変形の増大、横たわみを拘束することで、引張降伏状態と同様に荷重低下の生じない安定した弾塑性挙動を示す。

図-4に文献(13)にて実施した繰返し載荷実験結果のうち、ダンパー部の履歴特性例を示す。縦軸は軸力を降伏軸力 N_y で除した無次元量、横軸は平均軸ひずみ ϵ_d (軸変位/ダンパー長)であり、安定した弾塑性エネルギー吸収効果を示していることがわかる。文献(13)では、十字型断面芯材の自由突出板の幅厚比 $(B_d/2t_d)$ をパラメータとした載荷実験を行い、履歴特性の安定性を実験的に求めて幅厚比の制限を設けるとともに、圧縮/引張で履歴特性の変化(圧縮時の軸力のへたり現象など)がほとんどない範囲として許容平均軸ひずみを1.5%と設定している。ただし、実験的にはひずみが2.5%に達してもへたり現象はあるが安定した履歴を描くことは確認済みである。

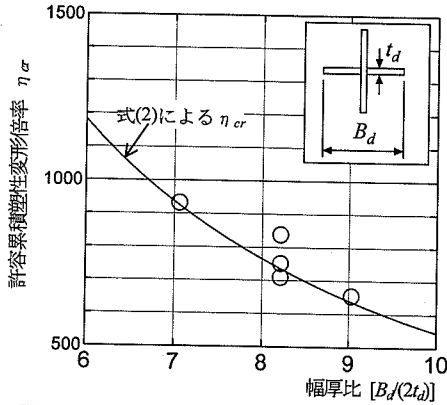


図-5 許容累積塑性変形倍率 η_{σ} と幅厚比の関係

図-5にダンパー部分の許容累積塑性変形倍率 η_{σ} と幅厚比 $B_d(2t_d)$ の関係を示す。累積塑性変形倍率 η はダンパーの繰返し塑性変形性能を示すものであり次式で定義される。

$$\eta = \sum \delta_p / \delta_y \quad (1)$$

ここで、 $\sum \delta_p = \sum \delta_{p+} + \sum \delta_{p-}$

$\sum \delta_{p+}$ は圧縮累積塑性変位、 $\sum \delta_{p-}$ は引張累積塑性変位であり、 δ_y は降伏変位である。また、図中にプロットしてある各幅厚比に対する許容値 η_{σ} は、 $\pm 1.5\%$ 平均軸ひずみを与えた定振幅繰返し載荷実験において、引張軸力 N が最大引張軸力 N_{max} の95%まで低下した点を繰返し変形性能の限界点と見なして求めた値である。

図-5より、芯材の自由突出板の幅厚比が増大するに伴い、繰返し変形性能は低下することがわかる。図中には実験結果に基づき求めた次式による許容累積塑性変形倍率 η_{σ} の推定曲線を示している¹³⁾。

$$\eta_{\sigma} = 17800 \left(\frac{B_d}{2t_d} \right)^{-1.52} \quad (2)$$

よって、本ダンパー構造においては、許容平均軸ひずみ1.5%以内の繰返し変形に対して、式(2)の η_{σ} までは安定した塑性変形能力が確保される。

3. 実験模型

(1) 実橋の縮小模型へのモデル化

本論文では橋軸直角方向の地震応答を対象とし、この方向の振動に対して支配的な端橋脚、すなわち柱、梁とダンパーブレースで構成されるトラス構造を抽出して模型化するものとした。また、アーチ橋の地震応答に対しては複数の振動モードが連成するが、解析的な検討結果より、橋軸直角方向1次モードが卓越しているため、振動特性はこの振動モードに合わせるものとした。

模型化においては、図-1に示すように、実構造は4層Kブレース構造であるが、本ダンパーブレース構造の縮小化における製作限界があるため、これを考慮して2層

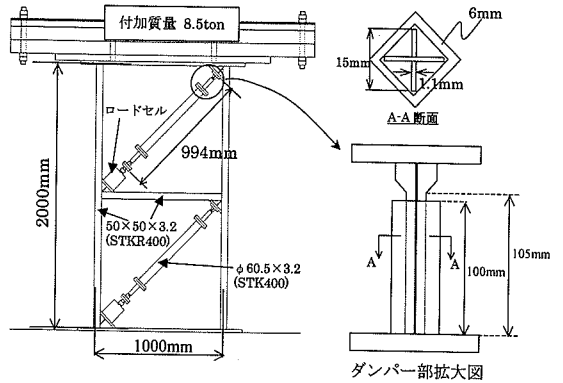


図-6 実験模型(ダンパーブレース組込み構造)

1ブレース構造にて製作するものとした。さらに、端橋脚の振動モードは頂部が水平移動する1次モードが卓越するため、マスは模型頂部への集中マスとした。これらを踏まえ、主に振動特性に着目し、次の諸量について実験模型と実橋で対応しうるようにモデル化を行った。

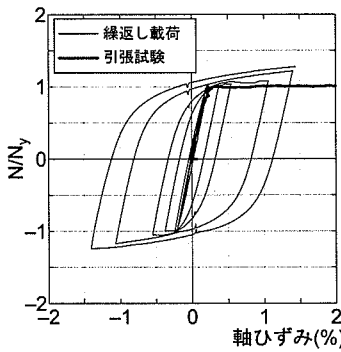
① トラス剛性(ダンパーブレース弾性状態)/ラーメン剛性(ダンパーブレース塑性化後の状態)の比率 [実橋で約4:1]

② 端橋脚の卓越振動モードの周期(全体系橋軸直角方向1次モード $T_p=1.06$ 秒:図-2参照)

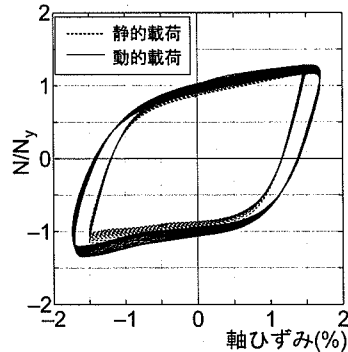
縮小模型(下添え字 m)と実橋(下添え字 p)の相似則としては、基本物理量の長さ比($\ell_m/\ell_p=1/N$)、密度比($\rho_m/\rho_p=M$)、ヤング率比($E_m/E_p=R$)の3つをそれぞれ $N=10$ 、 $M=10$ 、 $R=1.0$ と設定した。ただし、実験装置の荷重制限、加振周波数制限などのため R については相似則の緩和¹⁴⁾を行い $R=1.2$ とした。これに基づくとその他の代表的な物理量比は、振動数 $f_m/f_p=3.5=[\sqrt{RN^2/M}]$ (周期 $T_m/T_p=0.29$ [$=f_p/f_m$])、加速度 $a_m/a_p=1.2=[NR/M]$ 、変位 $\ell_m/\ell_p=0.1=[1/N]$ 、剛性 $K_m/K_p=0.12=[R/N]$ 、荷重 $P_m/P_p=0.012=[R/N^2]$ などとなる。よって寸法縮尺比は1/10であるので、実験模型では高さ2000mm、幅1000mmとし、上記①の剛性比を合わせるように部材断面諸元の調整を行った。また、周期は模型の弾性周期として $T_m=0.3$ 秒程度となる。

(2) ダンパーブレース組込み構造模型

上記(1)に基づき設計した実験模型の概要を図-6に示す。実験模型の高さは2000mm、幅は1000mmである。柱、梁部材は鋼材などの規格寸法上の制限もあるため角型鋼管50×50×3.2mm(STKR400)を用いた。ダンパーブレースについては、芯材(エネルギー吸収部材)が鋼板を十字型に溶接組立てする構造であり縮尺化が困難であるため、削り出し加工により製作するものとし、製作可能な寸法として幅 $B_p=15$ mm、板厚 $t_p=1.1$ mm(自由突出板の幅厚比6.8)とした。材質は実機の低降伏点鋼とは異なるSS400材($\sigma_y=235$ MPa)を用いた。よって繰返し変形性



(a)静的漸増載荷試験と引張試験結果の比較



(b)静的、動的疲労載荷試験結果の比較

図-7 芯材要素の履歴特性確認試験結果

能についてはダンパーブレース実機構造より低下することが推測される。

また、このように板厚が非常に薄く、幾何学的に算定した復元力特性と実際の復元力特性の関係に差が生じることが想定されるため、後述する(4)の芯材要素載荷試験結果に基づき、降伏軸力は10.2kN(1.04tf)とし、ダンパー一部の軸剛性は35.3kN/mm(3.60tf/mm)と設定した。

さらに、(1)の①に示すようにトラス剛性とラーメン剛性の整合性をとる必要があるため、計測したダンパー部軸剛性を考慮し、文献(12)の設計条件を満足するように中間材(丸鋼管: $D_f \times t_f$)は $\phi 60.5 \times 3.2$ mm(STK400)を用いた。ダンパー部の拘束管(角形鋼管)については、芯材模型寸法に対応する規格品がないため、芯材の座屈を確実に拘束できるように板厚 $t_f=6$ mmの板で組み立てた構造とした。ダンパーブレース全体は、両端のダンパー部と中間材のそれぞれの端部にフランジを溶接し、ボルト接合にて組み立てる構造とした。

次に、(1)の②に示すように周期について実橋端橋脚と実験模型で整合性をとる必要があるため、上記構造諸元に対する剛性を基に、頂部に設置するマス(質量)は8.5tonとした。ダンパーブレース組込み模型は2体製作した。

(3) 座屈ブレース組込み構造模型(震度法設計)

1章で示したように、本実験では、ダンパーブレースを組み込むことによる応答低減効果を確認することも目的としているため、比較用の模型として、震度法設計(1次設計: $k_b=0.2$)のみを満足させ、大地震時には圧縮座屈することが想定される座屈ブレースを組み込んだ模型も製作した。この場合のブレースは $26 \times 26 \times 3.2/3.2$ mmのH型断面部材とした。静的座屈軸力は溶接ビード断面積なども考慮すると41.4kN(4.23tf)となる。ただし、上記(2)のダンパーブレース組込み構造模型とは剛性が異なるため、弾性固有周期は0.19秒となる。

座屈ブレース組込み構造模型は1体製作した。

(4) ダンパーブレース芯材要素の履歴特性確認試験

実験模型のダンパーブレース芯材は幅 $B_f=15$ mm、板厚 $t_f=1.1$ mmの削り出し加工としたため、実機のダンパーブレースと比較すると極端に板厚が薄くなる。そのため、その履歴特性を要素試験により確認した。

要素試験では、まず単調引張試験を行い、降伏軸力 N_y および弾性剛性 K_f を求めた。次に、別試験体にて繰返し載荷試験を行い履歴特性の確認を行った。さらに、ひずみ速度の影響についても検討するため、動的な繰返し載荷試験を行った。繰返し載荷は変位制御にて行い、平均軸ひずみ(軸変位/ダンパー長さ)を片振幅0.5%、1.0%、1.5%となるように漸増載荷し、その後、片振幅1.5%で破断するまで疲労載荷を行う手順とした。動的載荷では静的と同様に $\pm 1.5\%$ での繰返しとし、ひずみ速度で20%/sec程度となるように載荷速度の調整を行った。

図-7(a)に静的な漸増載荷履歴曲線と引張試験結果の比較を示す。縦軸は軸力を降伏軸力 N_y で除した無次元量、横軸は平均軸ひずみ(%)を示す。これより、図-4に示す実機構造と同様に、圧縮側(一側)、引張側(十側)ともに安定した塑性変形状を示すことが確認できた。

また、図-7(b)に静的、動的疲労載荷試験の結果の比較を示す。動的載荷では装置上の問題から若干目標ひずみを上回ったが、静的、動的ともに圧縮/引張軸力の最大値はほぼ同等であり、安定した繰返し変形状を示すことがわかる。また、動的載荷の履歴の方が、振幅が大きめに出ている影響も含め、軸力は高めとなっている。文献(15)によれば、平板型の座屈拘束ブレース芯材に対しては、ひずみ速度が20%/sec程度になると復元力は20%程度増加すると言われているが、本結果ではそこまでの増加は見られない。これは対象とする板厚が薄いことも原因の1つであると考えられる。ただし、これらの結果から、本芯材模型構造でも安定した履歴特性が得られることが確認できたので、この芯材をダンパー部構造に組み込み、地震応答実験を行った。

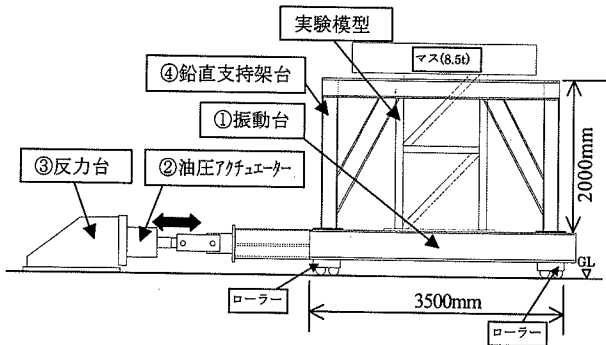


図-8 地震応答実験装置概要

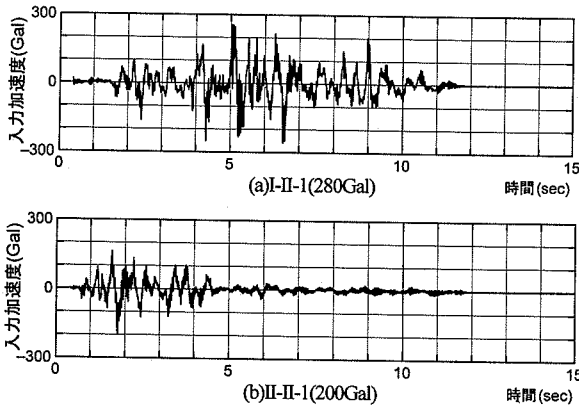


図-9 地震入力波形(実験模型基部計測値)

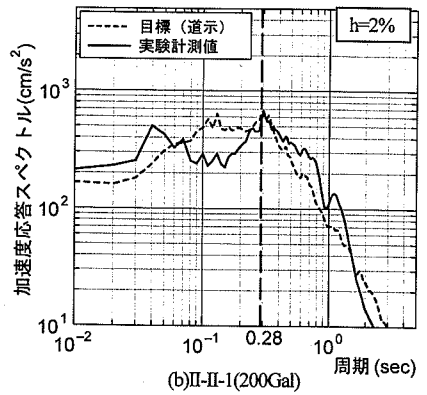
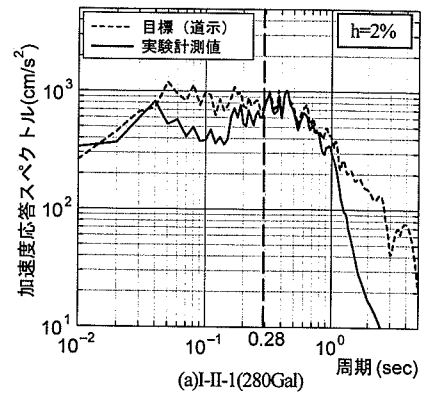


図-10 加速度応答スペクトルの比較

4. 地震応答実験概要

(1) 実験装置

実験装置を図-8に示す。振動実験装置は、①実験模型を設置する振動台、②加振用のアクチュエータ(500kN)、③アクチュエータ用の反力台、④模型頂部に載荷するマスの鉛直方向支持用の架台で構成されている。ここで、模型頂部マス重量を別架台で鉛直支持したのは、本実験では水平方向力に対する応答のみに着目したためである。鉛直方向を拘束することで、水平変位に対して模型の柱には幾何学的に引張が生じるが、本実験で想定するレベルの地震入力では、その影響が小さいことを解析的に確認してあることを注記しておく。また、振動台は低摩擦のローラーにて支持し、アクチュエータの押し引に対してスムーズに水平方向に可動する。なお、頂部マスも低摩擦のローラーにて支持するシステムとする。

(2) 計測項目

実験では、ブレース端部に取り付けられたロードセル(50kN用)にて軸力を、上層ダンパーブレースの上、下側のダンパー部に取り付けたレーザー変位計により芯材の軸変位を計測した。全体応答としては、頂部マスおよび実験模型基部での水平加速度をサーボ型加速度計で

計測し、振動台と頂部マスとの相対変位を鉛直支持架台とマスの間に設置した変位計にて計測した。また、柱、梁の端部などの応力をひずみゲージにて計測した。動的な実験となるためサンプリング周波数は300Hzとした。

(3) 入力地震波

入力地震波としては、実験対象橋梁の動的設計との整合性をとるため、道路橋示方書に示されるレベル2地震動のうち、タイプI地震動(海溝型地震)、タイプII地震動(直下型地震)の2種類を対象とした。地盤種別としてはII種地盤を想定し、道路橋示方書標準波¹⁶⁾のI-II-1およびII-II-1の2波を用いた。ただし、そのままの波形を入力しても実験模型基部に対する入力が同じ振動特性とはならないため、振動台等の伝達関数を考慮した上で実験模型基部に入力される地震波の振動特性が標準波のそれと同程度になるように調整を行った。また、次の(4)に示すが、実験では、入力地震波の加速度を調整することにより入力地震レベルの調整を行った。

入力地震加速度波形の例として、実験での最大入力レベル時(I-II-1:280Gal、II-II-1:200Gal)に、実験模型基部で計測した加速度波形を図-9に示す。また、これらに対応した加速度応答スペクトルと標準波加速度応答スペクトル($h=2\%$)の比較を図-10に示す。標準波の加速

表-1 実験ケース

(a)DB1 供試体

	1	2
タイプ	I	I
地震動レベル	L1	L3
入力加速度	120	280

(c)H 供試体

	1	2
タイプ	I	I
地震動レベル	L1	L3
入力加速度	120	280

(b)DB2 供試体

	1	2	3	4	5	6	7	8
タイプ	I	I	II	II	II	II	I	I
地震動レベル	L1	L1	L1	L1	L1	L2	L2	L2
入力加速度	110	120	123	123	150	200	200	239

*地盤種別はすべてII種地盤

*加速度単位はGalで実験供試体レベル

度応答スペクトルの横軸は、実験模型レベルに調整している。また縦軸は、その最大値を計測結果の最大値に合わせるように調整している。図-10 中には、後述の自由振動実験結果より得られたダンパーブレース模型の弾性固有周期 ($T_m=0.28$ 秒) も示しているが、これより、本実験で対象とする周波数領域において、実験での入力地震波は、標準波の周波数特性を再現できていると言える。

(4)実験ケース

実験では、ダンパーブレース組込み模型を2体 (DB1 供試体, DB2 供試体), 座屈ブレース組込み模型 (H 供試体) を1体用いた。

表-1に各供試体の実験ケース, 入力地震波, および実験模型レベルでの最大入力加速度を示す。ここでは、地震動強度レベルを3種類 (L1, L2, L3) 変化させた。これらの地震動強度レベルは、2.(1)に示した実機全橋モデル解析結果に基づき設定した。すなわち、実機モデルのレベル2地震時の端橋脚頂部の応答変位が130~160mm程度であることから、実験供試体での頂部応答変位の実機換算値が同程度の場合をL2地震動(本実験では地震動最大加速度が200~240Gal程度の範囲)、それより小さい場合をL1地震動、それより大きい場合をL3地震動と定義した。

よって、DB1 供試体ではタイプIのL1地震動が作用した直後に、L3地震動が作用した場合の地震応答を想定し、DB2 供試体ではタイプI, IIのL1地震動が連続的に5回作用した後、L2地震動が3回作用した状況を想定している。H 供試体では、DB1 供試体と同様の状況を想定している。このような入力手順としたのは、小さい地震動(L1)を経験した直後に大地震 (L2, L3) が発生した場合の構造の安全性を確認するとともに、大小の地震動が複数回作用した場合の履歴特性の変化を確認するためである。

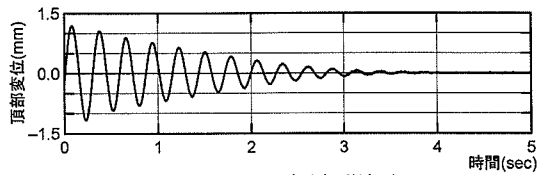


図-11 自由振動波形

5. 地震応答実験結果

(1)自由振動実験

地震応答実験を行う前に、実験供試体の周波数特性、弾性域における減衰特性を求めるため、ダンパーブレースの弾性範囲において正弦波加振を行い、加振を急停止し、その後の自由振動波形を計測した。

自由振動波形の例を図-11に示す。この波形に対するフーリエ分析より、実験供試体の弾性固有周期は $T_m=0.28$ 秒であった。目標固有周期は0.3秒程度としたので、ほぼ予想通りの結果が得られている。また、自由振動波形より求めた減衰定数は $\eta=2\%$ 程度であった。この減衰定数は以下の検討でも参照する。

(2)タイプI地震動に対する地震応答

地震応答実験のうち、タイプI地震動に対する結果として、DB2 供試体の1回目 (I-II-1: 110Gal [L1地震動]), 8回目 (I-II-1: 239Gal [L2地震動]), DB1 供試体の2回目 (I-II-1: 280Gal [L3地震動]) の3種類の地震動レベルに対する応答値を図-12に示す。ここでは、頂部応答加速度および変位の比較と、上層ダンパーブレースの上側ダンパーの軸力-軸ひずみ関係を示している。応答値はすべて実験供試体レベルの値であり、図-12 (c)では、縦軸は軸力 N を降伏軸力 N_y で除した無次元軸力、横軸は平均軸ひずみ(%)を示している。

応答加速度波形を比較すると、L2, L3地震動入力時では加速度波形はほぼ一致しているが、L1地震動入力時のみ加速度が小さくなっていることがわかる。これは、L1地震動ではダンパーブレースの塑性化の度合いが少なく、L2, L3地震動では同程度に大きく塑性化し、入力レベルが増加しても、慣性力が増加していないことを意味している。

頂部応答変位については、入力レベルの増加に伴い、大きくなっていることがわかる。最大応答変位は、L1地震動で6.7mm(実機換算67mm)、L2地震動で16mm(160mm)、L3地震動で19mm(190mm)となった。また、いずれのケースでも、残留変位はほとんど生じていない。

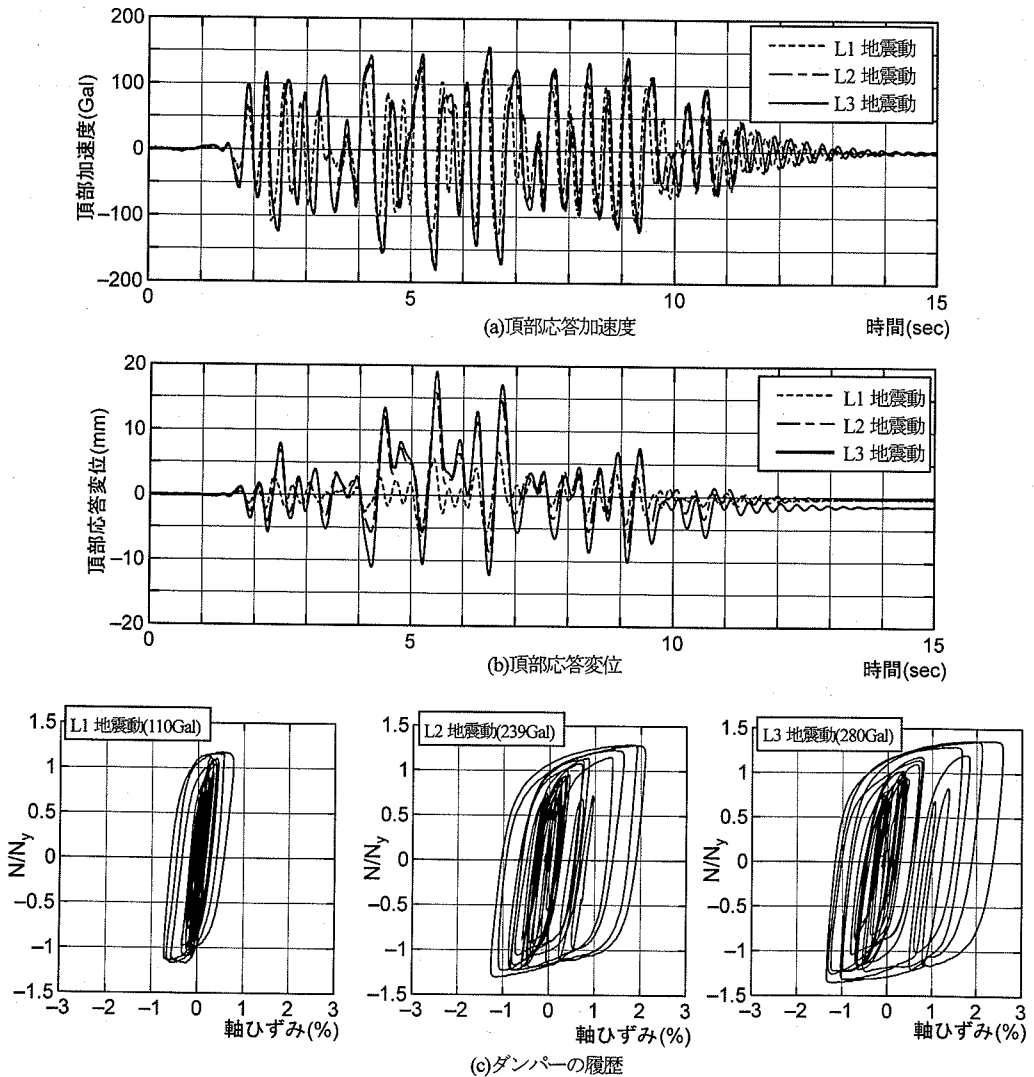


図-12 タイプI地震動に対する応答

ダンパーの履歴曲線の比較からは、平均軸ひずみはL1地震動で0.8%、L2地震動で2.1%、L3地震動で2.5%と入力地震動の強度が増加するにつれて増加するが、2.(2)に示した許容平均軸ひずみ1.5%を超えても安定したエネルギー吸収性能を有している。特にL2地震動の結果は、DB1供試体に対する8回目の弾塑性応答であるにも関わらず安定した変形性能を示しており、十分なエネルギー吸収能力を有していることが確認できた。

なお、ダンパーブレース組込み模型を用いたすべての実験で、柱、梁部材端部およびダンパーブレース中間材などの部材は、模型に貼付したひずみゲージによる計測結果より弾性範囲内におさまっていた。これは、実験における最大ベースシヤ（DB1供試体の2回目の実験：280Gal）が15.2kNであり（6.(1)参照）、ラーメンフレームの降伏ベースシヤ（梁端部で降伏）が18kNであるこ

とからもわかる。また、上、下層ダンパーブレースの軸力時刻歴の比較より、軸力の差はほとんど生じておらず、実験供試体は1自由度系と見なせる応答を示した。

(3) タイプII地震動に対する地震応答

タイプII地震動に対する地震応答の例として、DB2供試体の6回目（II-II-1：200Gal [L2地震動]）に対する応答値を図-13に示す。

これらの結果より、タイプI地震動に対する応答と同様に、タイプII地震動に対しても安定したエネルギー吸収性能を示していることがわかる。

(4) 累積塑性変形倍率 η に関する考察

次に、地震応答時のダンパー部の累積塑性変形倍率 η に関する考察を行う。図-14(a)、(b)にDB1供試体、DB2

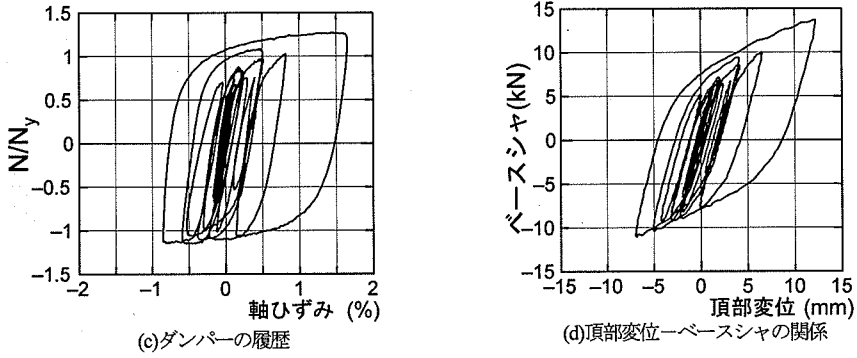
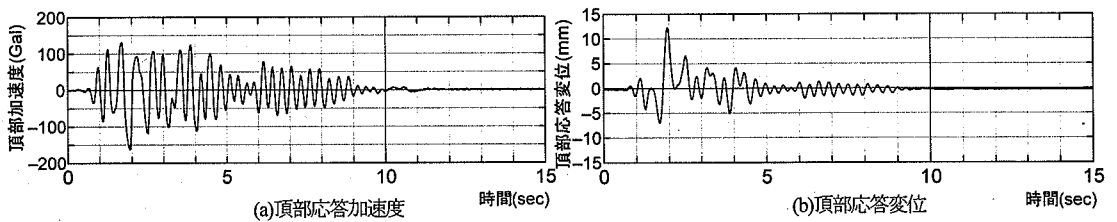


図-13 タイプII地震動に対する応答

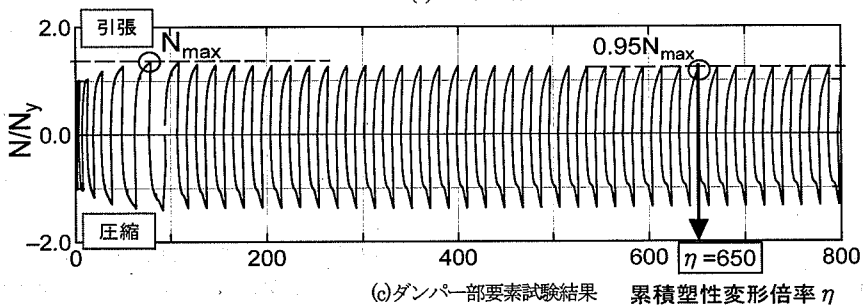
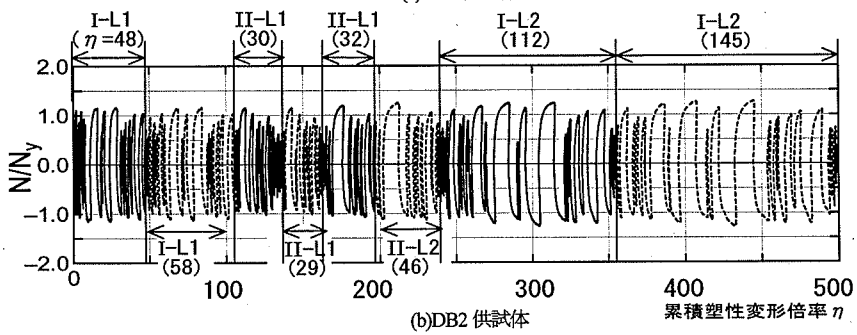
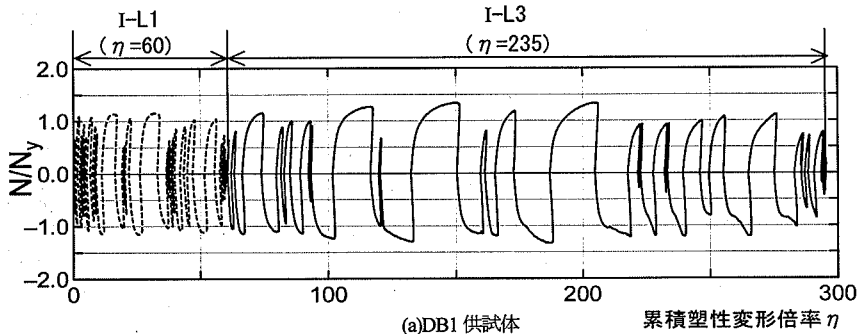


図-14 累積塑性変形倍率

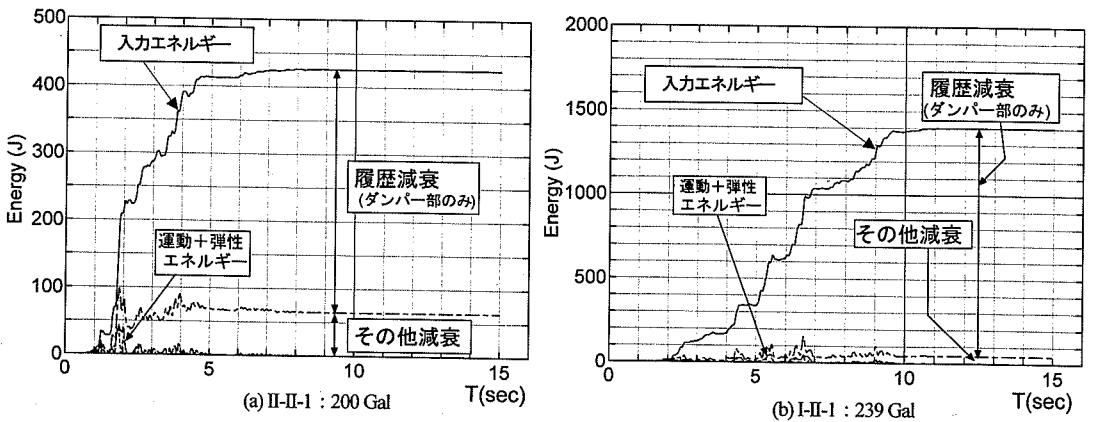


図-15 エネルギー時刻歴波形

供試体の上層ダンパーブレースの上側ダンパー部の累積塑性変形倍率 η (式(1)より算定)と軸力の無次元量 N/N_y の関係を示す。複数の地震動を作用させているので、それぞれの結果を線種を変えて示している。また、図中に示す各地震入力に対する記号は次例のようである。

I-I-L1 : 地震タイプ-地震動レベル

($\eta=60$) : 1回の地震応答での累積塑性変形倍率

また、比較のために3.(4)で行ったダンパー部要素の繰返し載荷試験結果における累積塑性変形倍率と無次元化軸力の関係を図-14(c)に示す。

図-14(c)の結果より、実機構造と同様に、本ダンパー模型(幅厚比6.8)に対する許容累積塑性変形倍率を軸力 N が最大軸力 N_{max} の95%まで低下した点として評価すると、 $\eta_{\sigma}=650$ と評価できる。また、式(2)に示す推定式を用いると、幅厚比6.8に対しては $\eta_{\sigma}=900$ 程度と推定できる。実験結果の η_{σ} の方が小さい値となっているのは、鋼材が一般鋼であるSS400材を使用していること、板厚が実機に比べ薄いことなどが原因と考えられる。

次に、図-14(a), (b)より、各地震動入力レベルごとに累積塑性変形倍率を評価すると、地震動タイプによって異なるが、L1地震動では $\eta=30\sim60$ 程度、L2地震動で $\eta=50\sim145$ 程度となり、L3地震動では $\eta=235$ にも達した。地震動タイプ別に見ると、DB2供試体の結果より、同じL1地震動でもタイプI地震動作用時の累積塑性変形倍率の方がタイプII地震動作用時の2倍程度となった。

また、各供試体ごとの実験終了時における累積塑性変形倍率は、DB1供試体で $\eta=300$ (最大平均軸ひずみ2.5%)、DB2供試体で $\eta=500$ (最大平均軸ひずみ2.1%)であった。これらはダンパー模型の許容累積塑性変形倍率 $\eta_{\sigma}=650$ 以下となっており、それに対応して、実験終了時には芯材は破断せず耐力を保持していた。しかし $\eta_{\sigma}=650$ は、平均軸ひずみ $\pm 1.5\%$ の定振幅繰返し変形に対する許容値として定義されたものであることを踏まえると、本実験では芯材の耐力は安定していたが、DB1供試体のような大ひずみを経験した場合、芯材の局部屈曲の進展が早

くなり、所定の繰返し変形性能まで達さない可能性は十分に想定されるので注意が必要である。

(5) エネルギー応答に関する考察

地震応答実験結果のうち、DB2供試体の6回目(II-II-1:200 Gal [L2地震動])、8回目(I-II-1:239 Gal [L2地震動])におけるエネルギー時刻歴を図-15(a), (b)に示す。ここで、入力、運動、弾性、塑性履歴のそれぞれのエネルギーは、本実験模型がほぼ1自由度系と見なせる応答を示していることを考慮し、文献(17)を参考に次に基づき算定したものである。

$$\text{入力エネルギー} = \int_0^T (-m\ddot{y}_0) \dot{y} dt \quad (3)$$

$$\text{運動エネルギー} = m\dot{y}^2 / 2 \quad (4)$$

$$\text{弾性エネルギー} = K_F y^2 / 2 \quad (5)$$

$$\text{塑性エネルギー} = \sum N(\delta) \cdot \Delta \delta_p \quad (6)$$

$$\text{その他の減衰エネルギー} = \text{式(3)} - \{ \text{式(4)} + \text{式(5)} + \text{式(6)} \} \quad (7)$$

ここで、 m は1自由度系と見なした場合の一般化質量で解析的に算定した値(約8.5ton)、 K_F は柱、梁のラーメン構造の弾性剛性、 \dot{y} は頂部マスの相対速度、 y は頂部マスの相対変位、 $N(\delta)$ はダンパー軸力、 $\Delta \delta_p$ はダンパー塑性軸変位増分、 \ddot{y}_0 は地震入力加速度である。

入力エネルギーを見ると、タイプII地震動に対しては地震入力後の2~5秒で急激に最大値に達する直下型地震の特徴的な傾向を示しているが、タイプI地震動に対しては、約10秒で最大値に達している。次に、吸収エネルギー分担率に着目すると、タイプII地震動作用時には全体吸収量の84%をダンパーブレースで吸収し、残りの16%をその他の減衰効果にて吸収している。タイプI地震動作用時についてはさらに顕著であり、95%をダンパーブレースで、残りの5%をその他の減衰効果で吸収している。これは、水平力に対してダンパーブレースの軸変形によって抵抗する構造であるためであるが、次に示す5.(6)の減衰特性の評価からも、実験供試体構造における等価減衰定数 h_{eq} は15%程度以上と推定されること、

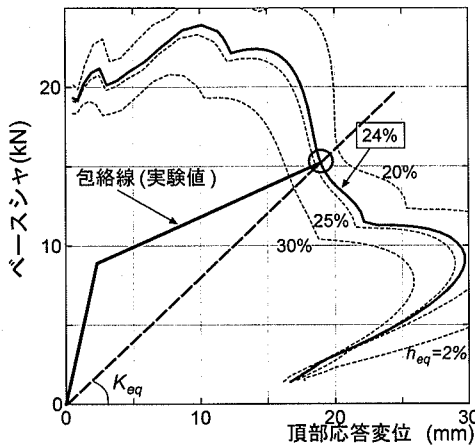


図-16 実験結果と等価線形解析による応答値の比較

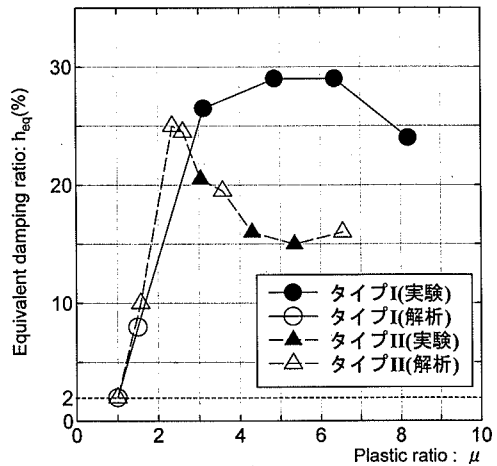


図-17 塑性率-等価減衰定数の関係

5.(1)で行った自由振動実験から得られた弾性域における構造減衰が $h=2\%$ 程度であることなどを踏まえると、この結果は妥当なものであると言える。なお、タイプ I の L3 地震動を入力した結果(DB1 試験体 2 回目)においては、全体エネルギーの 96% をダンパーブレースで吸収し、4% がその他の減衰で吸収される結果となった。

(6) 減衰特性の評価および考察

次に、ダンパーブレース組込み構造の減衰特性に関する検討として、等価減衰定数の定量的な評価を試みた。ここでは、等価線形解析の考え方をを用いて評価を行った。

一般に応答スペクトルを用いた等価線形解析¹⁷⁾では、あらかじめ構造の骨格曲線、および塑性率 μ の関数として等価減衰 h_{eq} の評価式を決めておく。次に、初期の応答値(塑性率)を仮定して、等価剛性 K_{eq} (等価周期 T_{eq})、等価減衰 h_{eq} を算定し、それに対応した応答スペクトル $S(T_{eq}, h_{eq})$ における応答値を求めて初期の仮定値との比較を行う。仮定値と算定値が一致しない場合には、算定値を初期値として一致するまで取れん計算を繰り返す。算定された応答値はあらかじめ決めた骨格曲線上に乗る。

しかし、本ダンパーブレース構造における塑性率 μ と等価減衰 h_{eq} の関係式は明確ではない。そこで、固有周期、減衰定数をパラメータとした 1 自由度系モデルに対するパラメトリックな弾性地震応答解析を実施して、解析結果の最大値と実験結果の最大値との比較を行い、結果が一致する弾性応答に対する減衰定数を求め、それを等価減衰定数 h_{eq} として評価した。

その評価の一例として、DB1 供試体の L3 地震動(タイプ I)に対する推定結果を図-16 に示す。図は横軸に頂部応答変位、縦軸にベースシヤ(頂部質量×頂部加速度)を示す。図中には、実験における頂部応答変位-ベースシヤの包絡線を太実線で示し、最大値を○印で示す。また、その最大値と原点を結ぶ太破線は等価剛性 K_{eq} を示しており、各減衰定数の応答曲線と太破線の交点は、同

表-2 等価減衰定数の評価結果

タイプ	地震動レベル	最大加速度 (Gal)	μ	$h_{eq}(\%)$	備考
I	L1	60	1.50	8.0	解析結果
I	L1	120	3.12	26.5	DB2(1回目)
I	L2	200	4.87	29.0	DB2(7回目)
I	L2	239	6.36	29.0	DB2(8回目)
I	L3	280	8.19	24.0	DB1(2回目)

タイプ	地震動レベル	最大加速度 (Gal)	μ	$h_{eq}(\%)$	備考
II	L1	60	1.57	10.0	解析結果
II	L1	100	2.35	25.0	解析結果
II	L1	115	2.61	24.5	解析結果
II	L1	127	3.04	20.5	DB2(4回目)
II	L2	140	3.58	19.5	解析結果
II	L2	150	4.30	16.0	DB2(5回目)
II	L2	200	5.35	15.0	DB2(6回目)
II	L3	230	6.55	16.0	解析結果

一の等価剛性(等価周期)に対する応答値を意味する。この図より、最大応答値にはほぼ一致する応答スペクトルは、減衰定数 $h_{eq}=24\%$ の結果であり、これがこの地震応答における等価減衰定数と評価できる。これより、5.(1)に示すように構造減衰が $h=2\%$ 程度であれば、ダンパーブレースを組み込むことにより、 $\Delta h=22\%$ の減衰が付加されていることになる。

また、表-1 に示した実験ケースのうち、各地震入力レベルに対する等価減衰定数 h_{eq} の評価結果を表-2 に示す。表-2 には各実験での頂部応答変位-ベースシヤ関係より読みとった塑性率 μ も示す。さらに、図-17 にこの塑性率 μ と等価減衰定数 h_{eq} の関係を示す。図中●印はタイプ I 地震動に対する実験結果の評価を、▲印はタイプ II 地震動に対する実験結果の評価を示している。ただし、図-17 のタイプ II 地震動に対する評価のように、実験結果の評価のみでは、点数が少なく塑性率と等価減衰定数の相関性がつかみにくいため、文献(11),(19)に示す解析モデルを用いた地震応答解析を実施し、その結果を用いて補間している(図中○、△印)。

これらの結果より、タイプI地震動については、定常応答に対する等価減衰評価¹⁷⁾と同様に、ある塑性率で最大の減衰を示し、それ以降は減衰が減少する傾向を示している。その際に、塑性率 $\mu=3\sim 8$ 程度の範囲では等価減衰定数 h_{eq} は20%以上となっている。一方、タイプII地震動については、実験結果のみでは塑性率 μ と等価減衰定数 h_{eq} の明確な相関性が得られなかったため、複数の解析結果で補間を行った。その結果、塑性率 $\mu=2.5$ 程度までは h_{eq} は増加するが、塑性率 $\mu=2.5\sim 4$ の範囲では h_{eq} は減少し、塑性率 $\mu=4\sim 7$ の範囲では $h_{eq}=16\%$ 程度で一定となっており、タイプI地震動とは異なる傾向を示した。これは地震動のタイプ、とりわけ繰り返し数、継続時間などの違いが原因であると考えられるが、この傾向を明確にするためには、さらに多くの地震動に対する検討が必要である。ただし、この評価結果に基づけば、本ダンパーブレース構造では、塑性率 μ が2.5を超えるような地震応答に対する減衰評価として、タイプI地震動では $h_{eq}=20\sim 30\%$ 、タイプII地震動では $h_{eq}=15\sim 20\%$ と評価できる。

6. 地震応答低減効果の検討

(1) 座屈ブレース組込み構造模型との比較

ダンパーブレース組込み構造の応答低減効果と対比させるために、座屈ブレース組込み構造模型の地震応答実験を行った。座屈ブレース組込み構造模型に対しては、I-II-1:280Gal [L3地震動]を入力したので、同一の地震波を入力したDB1供試体の2回目の結果との比較を行った。この比較結果を図-18に示す。

座屈ブレース組込み模型の座屈ブレース軸力-軸変位関係より、L3地震動に対しては、座屈ブレースに座屈が発生していることがわかる。ただし、3.(3)で示した座屈ブレースの静的座屈軸力は41kN(4.2tf)であったが、動実験における座屈軸力は52kN(5.3tf)と20%程度大きくなり、動的な効果が現れているものと考えられる。

頂部加速度および応答変位の時刻歴では、座屈ブレースの座屈発生時点(図中に○印で示す点)以降において、座屈ブレースが圧縮側になる方向で(変位ではマイナス側、加速度ではプラス側)、応答加速度はマイナス側に比べて加速度が増加しなくなり、応答変位についてはマイナス側に振動中心が移動し、残留変位が生じている。

さらに、頂部変位-ベースシャの履歴曲線から、圧縮側(マイナス側)についてはベースシャ40kNで座屈が生じるため、その荷重以上の増加はないが、引張側(プラス側)についてはその後も増加しており、最大で50kN程度のベースシャとなっている。それに比較して、ダンパーブレース組込み構造では、ベースシャが最大でも15kN程度となっており、震度法設計を施した座屈ブレース組込み構造と比べると、70%程度のベースシャの低減効果

が現れていることがわかる。この結果より、従来設計のように弾性設計によって大きな地震力に抵抗しようとする、ベースシャすなわち基礎への反力が過大になる可能性があることがわかる。一方、頂部最大応答変位は座屈ブレース構造では18mm程度であるのに対し、ダンパーブレース構造では19mm程度と4%程度の増加となっており、ベースシャの低減比率と比較すると、その増加比率は小さい。これはダンパーブレース組込み構造におけるエネルギー吸収効果が高いことを意味している。

(2) 弾性応答との比較

実際の震度法設計を施した試験体を用いた応答低減効果は、上記のように実験的に検証した。次に、その他の実験ケースについても、弾性解析結果との比較を行い、応答低減効果を検討した。表-3に各地震入力レベルに対する頂部応答加速度、頂部応答変位の実験結果と弾性解析結果の比較を示す。また図-19には、表-3の結果を図示したものを示す。図-19の横軸は各地震タイプ、地震動レベルを示し、縦軸は実験結果の弾性解析結果に対する比率、すなわち応答低減率を示している(○印)。また、参考までにダンパーブレース構造の応答値に対する座屈ブレース構造の応答値の比率も□印で示す。

この結果より、応答加速度については全体的に50~70%程度の低減率となっており、大きな応答低減効果を示しているが、入力地震レベルが増加するほど、その低減率は大きくなる傾向にある。また、応答変位については、全体的に弾性解析結果より増加する傾向を示しており、応答加速度とは逆に入力地震レベルが増加するほど、その増加率は大きくなる傾向を示している。

(3) 地震応答低減要因に関する考察

次に、これまでの結果を踏まえ、ダンパーブレース組込み構造の応答低減の要因に関して検討した。ダンパーブレースのような鋼材の弾塑性特性を利用した履歴減衰要素を用いた構造においては、次の2つの要因が地震応答低減に影響を及ぼしていると考えられる。

- ① 減衰要素のエネルギー吸収能力による等価減衰の増加
- ② 減衰要素の塑性化に伴う等価剛性の低下(等価周期の増加)

ここでは、これらの各要因による応答低減効果を、応答スペクトルを用いて定量的に評価した。ここでは、DB1供試体の2回目の実験(I-II-1:280Gal, $h_{eq}=24\%$)を例として採り挙げた。

図-20に入力地震波実測値を用いた加速度応答スペクトル、変位応答スペクトルを示す。図-20中には、5.(1)の自由振動実験結果に基づき $h=2\%$ としたダンパーブレース組込み構造の弾性構造としての応答スペクトル、および5.(6)の考察を踏まえて $h=24\%$ とした応答スペクトル

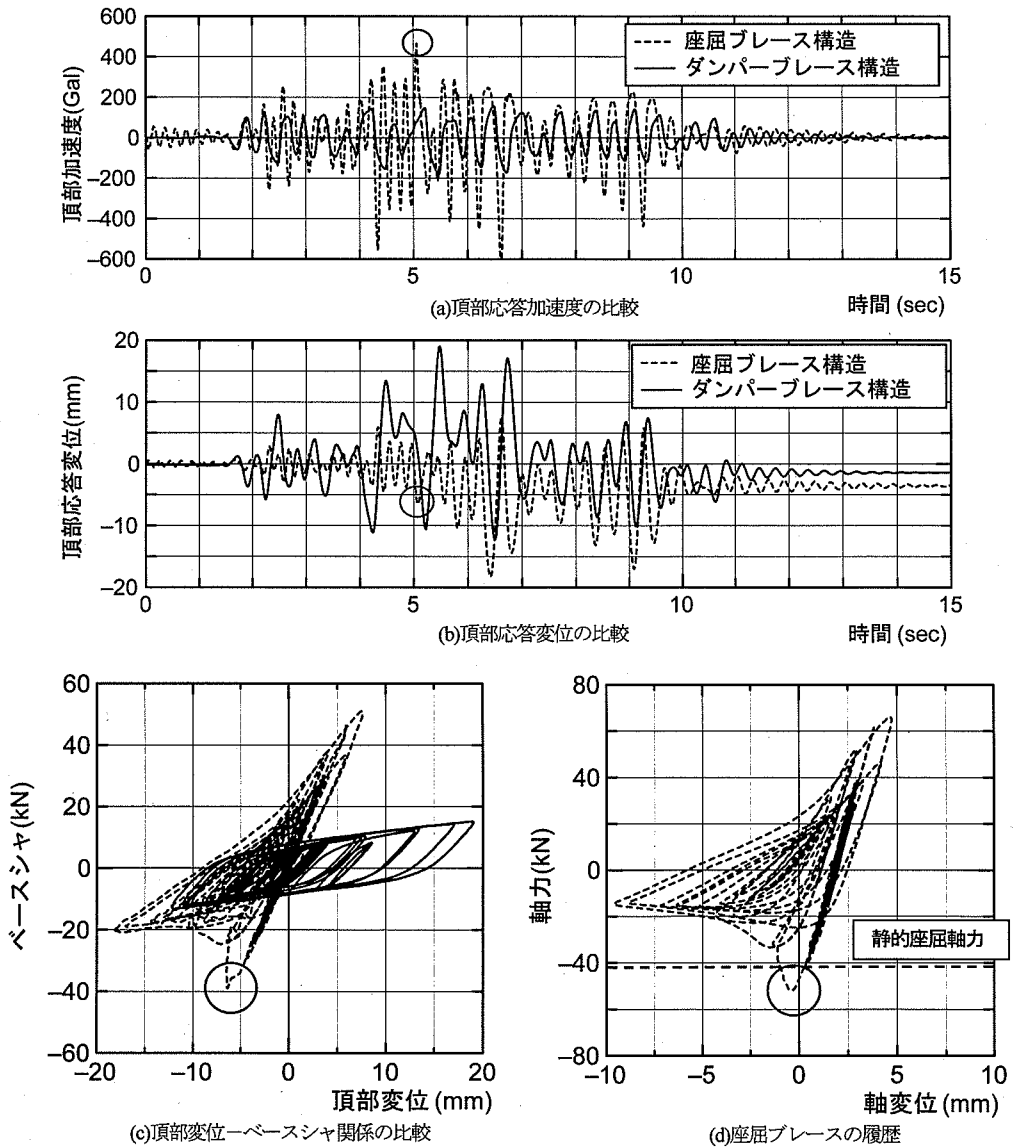


図-18 座屈ブレース構造とダンパーブレース構造の地震応答比較

ルを示している。また、ダンパーブレース組込み構造で弾性応答した場合の応答値を■印で、実験値を○印で示す。この実験値に対応した等価周期は、5.(6)での等価剛性より算定したものである。さらに、要因②のみが応答に与える影響を評価するため、上記の等価周期で弾性応答した場合の応答値($t=2\%$ の応答スペクトル上に乗る)を▲印で示す。

この結果より、履歴減衰要素を用いた耐震構造では、その履歴減衰要素のエネルギー吸収能力による等価減衰の増加の効果、および履歴減衰要素の塑性化に伴う等価周期の増加の効果により、加速度応答スペクトルでは両者の相乗効果が大きな応答低減が見られ、構造基部の

ベースシヤは大幅に低減することがわかる。また、変位応答スペクトルより、等価周期の増加に伴い、変位は大きく増大するが、等価減衰の増加により応答変位が低減されるため、過大な応答変位とはならないことがわかる。

これらの結果を踏まえると、履歴減衰要素の降伏軸力および剛性の調整、すなわち構造としての等価減衰と等価周期の調整により、ベースシヤを大きく低減させ、かつ応答変位の増加を抑えた領域を確保可能であることがわかる。この効果を最大限に発揮できるダンパーブレース特性が最適なダンパーブレースであると言える。ただし、ここでの結果は、本論文で用いたようなほぼ1自由度系とみなせる構造における考察であるので、アーチ

表-3 弾性解析結果との比較

地震タイプ	地震動レベル		最大加速度 (cm/s^2)	最大変位 (mm)	
I	L1地震動 (138Gal)	弾性解析	317.5	6.58	
		実験	131.2	6.71	
	L2地震動 (230Gal)	弾性解析	595.9	12.45	
		実験	176.1	15.78	
	L3地震動 (280Gal)	弾性解析	648.2	13.52	
		実験	181.3	19.02	
II	L1地震動 (127Gal)	弾性解析	295.6	6.13	
		実験	133.4	6.14	
	L2地震動 (200Gal)	弾性解析	477.8	9.93	
		実験	162.5	12.26	
			実験/解析	(0.41)	(1.02)
			実験/解析	(0.30)	(1.27)
		実験/解析	(0.28)	(1.41)	

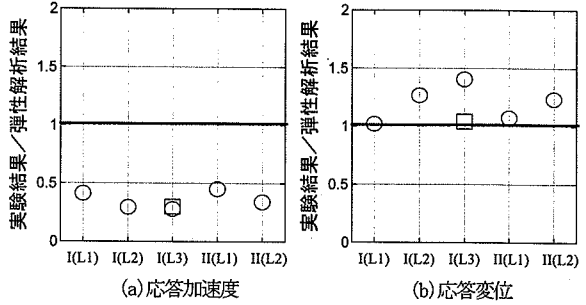


図-19 応答低減率

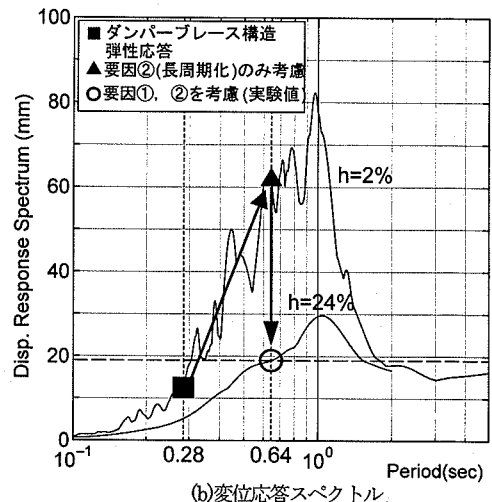
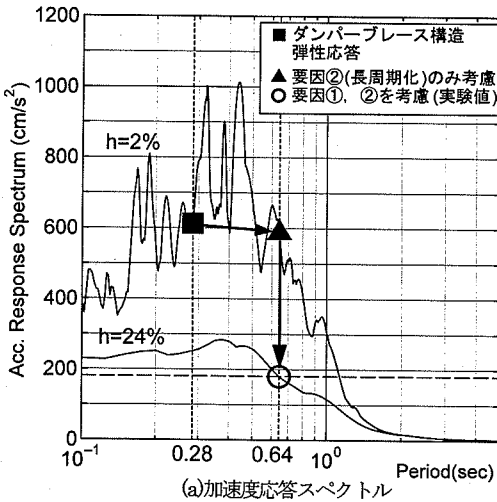


図-20 応答スペクトルによる応答低減効果の評価

橋のように幾つかのモードが連成する複雑な応答性状を示す構造形式については、個々のモードの影響を考慮した上で等価減衰、応答低減率などの評価を行い¹⁸⁾、ダンパーブレースの最適な特性の設定、配置に対する検討を行うことが必要となる。

7. まとめ

本論文では、近年、構造物の地震応答低減対策として着目されている制震ブレース(本研究においては両端軸降伏座屈拘束型ダンパー組込み型ブレース“ダンパーブレース”)をトラス斜材に挿入した橋梁トラス構造模型を用いた地震応答実験を行い、ダンパーブレース組込み構造の応答低減効果の実験的検証を行った。結果をまとめると次のようである。

- (1) 地震応答実験結果より、橋梁に制震ブレース(ダンパーブレース)を組込む耐震対策は、大きな地震応答低減効果があることを実験的に確認、検証した。
- (2) ダンパーブレース組込み模型と震度法(1次設計)のみを満足させた弾性設計模型(座屈ブレース模型)の実

験結果の比較より、座屈ブレース模型では、大地震時にブレースが座屈して耐震性が確保できない結果となったが、ダンパーブレース構造ではダンパーブレースのエネルギー吸収効果により、ベースシャ(基部水平反力)が大きく低減する効果が実験的に確認できた。本実験では、ベースシャは70%低減し、一方、応答変位は4%程度の増加に留まる結果が得られた。

- (3) ダンパーブレース組込み模型の実験結果と弾性応答解析結果の比較より、応答加速度の応答低減率は50~70%程度と大きく、地震入力レベルの増加に伴い低減率も増加する。ただし、応答変位は弾性応答より増加し、地震入力レベルの増加に伴い増加率は大きくなる傾向を示した。
- (4) タイプI(海溝型)、タイプII(直下型)地震動に対する実験結果より、ダンパーブレース組込み構造は地震波のタイプによらず、安定したエネルギー吸収性能を発揮することを確認した。本実験のようなトラス構造では、入力エネルギーの85~95%程度をダンパーブレースの塑性エネルギーで吸収する結果となった。

- (5) 同一供試体に対して、地震入力レベル(入力地震加速度)を調整した地震動を複数回入力したが、大地震時でも、圧縮側、引張側ともダンパーブレースの復元力低下などは無く、破断などの損傷も発生せず、安定した繰返し塑性変形特性を示した。
- (6) ダンパーブレース組込み構造の減衰特性について、1自由度系の等価線形解析の概念を用いた等価減衰評価を行った結果、入力地震タイプによってばらつきはあるが、ダンパーブレース組込み構造としての塑性率 μ が2.5を超えるような地震応答に対しては、タイプI地震動で等価減衰 $h_{eq}=20\sim 30\%$ 程度、タイプII地震動で $h_{eq}=15\sim 20\%$ 程度となった。

参考文献

- 1) 野中哲也, 宇佐美勉, 吉野広一, 坂本佳子, 鳥越卓志: 上陸式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, pp.31-49, 2003.
- 2) 野中哲也, 宇佐美勉, 坂本佳子, 岩村真樹: 上陸式鋼トラス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, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.531-542, 2003.
- 3) 金治英貞, 北沢正彦, 鈴木直人: 長大ゲルバートラス橋の耐震補強に関する地震応答解析と損傷制御設計, 土木学会既設構造物の耐震補強に関するシンポジウム, pp.107-114, 2002.
- 4) 土木学会地震工学委員会・既設構造物の耐震補強に関する研究小委員会: 既設構造物の耐震補強に関する研究報告書, 2002.
- 5) Seim, C. et al.: Toll Bridge Seismic Safety Review -Final Report to the Caltrans Director, Engineering Service Center, the Consultant Contact Management Branch and the Division of Structures, 1999.
- 6) 和田 章, 岩田 衛, 清水敬三, 安部重孝, 川合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善株式会社, 1998.
- 7) 日本鋼構造協会 鋼材倶楽部: 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, 1998.
- 8) 岡 俊蔵, 増田伊知郎, 古川謙一郎, 井上幸一, 明神久也: 各種ダンパーを適用した鋼橋の耐震性向上法, 第5回 耐震補

- 強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム講演会論文集, pp.31-38, 2001.
- 9) 井上幸一, 明神久也, 増田伊知郎, 中出 収: 軸力降伏型鋼製ダンパーを適用した鋼橋の耐震性向上法, 第5回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.43-50, 2002.
 - 10) 上平 悟, 中出 収, 井上幸一, 明神久也, 森下邦宏: 長大橋の耐震性向上方法, 三菱重工技報, 第39巻, 第6号, pp.312-315, 2002.
 - 11) 四條利久磨, 森下邦宏, 川島一彦, 浦辻和幸, 田中昭人: ダンパーブレースによる新王渡橋(仮称)の耐震性向上, 土木学会 第58回年次学術講演会講演概要集, pp.65-66, 2003.
 - 12) 村瀬良秀, 森下邦宏, 井上一朗, 立山英二: 両端に軸降伏ダンパーを組み込んだ長尺ブレースの座屈拘束条件(その1)設計法, (その2)模型実験, 平成11年度建築学会近畿支部研究報告集, pp.293-300, 1999.
 - 13) 森下邦宏, 村瀬良秀, 井上一朗, 立山英二: 両端に軸降伏ダンパーを組み込んだ長尺ブレースのダンパー部復元力特性試験, 2000年度日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.903-904, 2000.
 - 14) 江守一郎: 模型実験の理論と応用, 技報堂出版, 1994.
 - 15) 山田 哲, 山口路夫, 竹内百合, 竹内 徹, 和田 章: 動的繰返し載荷実験結果に基づくダンパー用鋼材の履歴特性の評価(速度依存性を考慮したダンパー用鋼材の履歴特性に関する研究 その1), 日本建築学会構造系論文集, 第553号, pp.121-128, 2002.
 - 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
 - 17) 柴田明徳: 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1991.
 - 18) 福田智之, 川島一彦, 渡辺学歩: ブレースダンパーによる鋼製アーチ橋の地震応答低減効果, 第7回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.243-250, 2004.
 - 19) 本田誠, 森下邦宏, 井上幸一, 平井潤, 阿比留久徳: 履歴型制震デバイス組込み構造の耐震性向上に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.539-550, 2004.

(2003. 11. 10 受付)

EXPERIMENTAL VERIFICATION ON THE EFFECTIVENESS OF DAMPER BRACES FOR REDUCING RESPONSE OF A STEEL MODEL BRIDGE

Kunihiro MORISHITA, Koichi INOUE, Kazuhiko KAWASHIMA, Hisanori ABIRU, Jun HIRAI and Makoto HONDA

The authors have already investigated the structural performance of the energy-dissipating structural system with hysteresis braces (Damper Brace) by analyses and verified the hysteresis properties of Damper Brace by experiments. However for implementing the systems to bridges, it is important to verify the effect of reducing structural response under a ground motion. In this paper, seismic response tests were conducted with a scaled model of abutment structure in which Damper Braces were installed. As a result, it was confirmed that the seismic response of the model reduced significantly comparing to the standard structure without Damper Braces and that the Damper Braces had good energy dissipation during the excitation.