

エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置 による耐震補強効果

村田清満¹・高山智宏²・後藤貴士³・山田正人⁴・
生駒信康⁵・浮島 徹⁶

¹正会員 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工修 九州旅客鉄道(株) (〒812-8566 福岡市博多区博多駅前3-25-21)

³正会員 工修 東日本旅客鉄道(株) (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2)

⁴正会員 工修 東日本旅客鉄道(株) (〒151-8578 東京都渋谷区代々木2-2-2)

⁵正会員 工博 シバタ工業(株) (〒674-0082 兵庫県明石市魚住町中尾1058番地)

⁶非会員 シバタ工業(株) (〒674-0082 兵庫県明石市魚住町中尾1058番地)

兵庫県南部地震以降、鉄道事業者において既設の鉄道橋を対象に大規模地震に対する耐震補強工事が行われてきた。しかし、落橋防止装置の設置、あるいは橋梁本体の耐震補強を行うには極めてスペースが限られており、対策工の実施が困難な箇所が少なからず存在する。筆者らは、鋼鉄道橋の落橋防止工を容易なものとする一つの方策として、従来の力抵抗型の落橋防止装置にエネルギー吸収機能を付加しダウンサイズした落橋防止装置を新たに考案した。本研究は、兵庫県南部地震において実際に支承部が大破した多径間高架橋を対象に、エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置の耐震補強効果を非線形動的解析により確認するとともに、装置の解析モデルの妥当性を動的載荷実験により検証したものである。

Key Words : bridge restrainer, nonlinear dynamic analysis, dynamic loading test

1. はじめに

兵庫県南部地震では、鋼鉄道橋の被害は支承部に集中し、シューの損傷とともに大きな桁ずれが数多く発生した^{1),2)}。ちなみに、鋼鉄道橋のシューは、鋳鉄、または鋳鋼の線支承と鉄鋼のローラーシュー等である。これらは、線路直角方向の水平移動に対しては、下シューに設けられた鋼製のサイドブロックで拘束し、線路方向については上シューに設けられたツメで拘束する構造を標準としている。いずれの構造も、大規模地震時の水平力に耐えるような強固なものではなく、震度にして0.2程度の地震の影響によりシューの移動制限機能が損なわれることを念頭に設計されたものである。

耐震補強工の中でも落橋防止工の設置は急を要することから、鉄道事業者において、これまで損傷を受けた支承部の補修とともに種々の落橋防止工を実施してきた。このなかで、落橋防止工の基本的考え方として、桁座拡幅による桁かかり長の増加が採られている^{3),4)}。しかしながら、道路交通法等から桁下空頭に制約があり桁座拡幅が難しいこと、あるいは

桁座余裕が小さく設置すべき落橋防止装置の大きさに厳しい制限があることなどの理由から、落橋防止工の実施が困難な箇所が少なからず存在する。

この課題に対して、筆者らは、制限された桁座にも設置可能なように、従来の力抵抗型の落橋防止装置にエネルギー吸収機能を付加し、鋼桁との衝突力を低減させることによりダウンサイズされた落橋防止装置を考案した。なお、このような柔構造の耐震装置により地震時の衝突力を緩和させる考え方は、兵庫県南部地震以降、特に、ゴム系材料製造業者を中心に種々の装置が開発され、その一部が道路橋の耐震補強工に取り入れられている⁵⁾。

また、これに関連した研究としては、桁間衝突の緩衝装置にゴム製緩衝装置を適用した場合の効果を解析的に検討した川島、庄司の研究⁶⁾、桁間の耐震連結装置に衝撃吸収能をもったスリット型連結版を提案し、その効果を解析的に明らかにした小畑、栗原、後藤の研究⁷⁾、および耐震連結板のピンに緩衝材を巻いた場合の衝撃力低減効果についての園田らの研究⁸⁾がある。

しかし、これらの研究は、いずれも橋軸方向の桁

表-1 構造物の耐震性能と支承部の損傷レベルの関係

構造物の耐震性能	耐震性能Ⅰ	耐震性能Ⅱ	耐震性能Ⅲ
支承部の損傷レベル	1	2 (3) *	3

*) 壁式橋脚の橋軸直角方向等のように下部工の耐力が大きくなる場合は損傷レベル3を許容

表-2 支承部の損傷レベル

	損傷レベル	補修の程度
損傷レベル1	無損傷で健全な状態	無補修
損傷レベル2	桁ずれの少ない比較的軽微な損傷	必要に応じて補修する
損傷レベル3	桁ずれや一部装置の破壊を含む損傷であるが、落橋はしない	補修あるいは取替えが必要

移動制限としての落橋防止装置を対象を限定しており、橋軸直角方向については言及されていない。

本研究は、兵庫県南部地震において実際に支承部が大破した多径間高架橋を対象に、エネルギー吸収機能を有する落橋防止装置による耐震補強効果を非線形動的解析により確認するとともに、装置の解析モデルの妥当性を動的載荷実験により検証したものである。

2. 落橋防止装置の要求性能と基本構造

(1) 落橋防止装置に要求される性能

鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁹⁾では、支承部を機能面から支承本体、移動制限装置、および落橋防止装置に区分し、それぞれ以下のように定義している。

- 支承本体 : 上部工からの鉛直力を下部工に伝達する装置
- 移動制限装置 : L1地震時に列車走行性を損なうような変位が生じないように、桁の移動を制限する装置
- 落橋防止装置 : L2地震時に上部工が下部工から逸脱し、落橋に至るのを防止する装置

落橋防止装置の本来の機能は、L2地震時の桁等の落下を防止することであり、新設構造物の場合、移動制限装置とは別に設けられるのが一般的である。

一方、兵庫県南部地震で被災した既設鋼鉄道橋の支承部は、移動制限装置としての機能をもったサイドブロックや上シューのツメの損傷が著しく、耐震補強工事において、これらの装置の機能を補填する新たな装置の設置が必要となる。しかし、既設構造物の桁座余裕は極めて少ないため、移動制限と落橋防止という異なる機能に対応した装置を、各々個別の装置として設置することは実際上困難である。したがって、移動制限装置の機能を兼ね備えダウンサ

イズされた落橋防止装置が、施工環境から要求される。

さて、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）では、表-1に示すように、支承部の損傷レベルを構造物の耐震性能に応じて設定している。ここで、支承部の損傷レベルは、補修の程度と関連づけて表-2に示すように規定されている。構造物の耐震性能は、次のように定義され、L1地震動に対しては、耐震性能Ⅰを、L2地震動に対しては、重要度に応じて耐震性能Ⅱ、または耐震性能Ⅲを満足することとしている。

- 耐震性能Ⅰ : 地震後にも補修せずに機能を保持でき、かつ、過大な変位を生じない。
- 耐震性能Ⅱ : 地震後に補修を必要とするが、早期に機能が回復できる。
- 耐震性能Ⅲ : 地震によって構造物全体系が崩壊しない。

同標準に準拠すると、耐震補強に用いられる落橋防止装置に要求される性能は、L1地震時には無損傷で健全な状態を保ち、L2地震時には破損はしても落橋させないことである。すなわち、L1地震時には、落橋防止装置は降伏耐力を越えず弾性域にとどまり、かつ、列車走行性を損なわないように桁の水平移動量を数mm程度に抑えることが求められる。

落橋防止装置に要求される機能は、本来、L2地震時の桁の落下を防止することであるが、ここでは、L1地震時の列車の走行安全性を確保するために、桁移動を数mm程度に抑制する、いわゆる移動制限装置の機能を兼ね備えることとしている。

また、L2地震時には、落橋防止装置は塑性域に達することは許容されるが、桁の水平移動量を桁座寸法（支承中心から桁座縁端までの距離）を越えない範囲にとどめることが必要とされる。なお、同標準では、L2地震時の列車の走行安全性については、入力地震動の不確実性、地震時の列車走行シミュレーション技術の成熟度等を勘案して明確な照査法を示すにいたっていない。しかし、L2地震時において桁

表-3 積層繊維補強ゴムの材料特性

	ゴム	繊維
材 質	クロロプレン	ビニロン
引張強度	10N/mm ²	18N/mm ²
破断時の伸び	600%	20%

の落下を防止することが列車の走行安全性を担保する最低限の条件であることから、構造物に対して落橋防止工の設置が義務づけられている。

(2) 落橋防止装置の基本構造

a) 基本構造

L1地震時には桁の水平移動量を数mmに抑え、L2地震時には桁座縁端までの距離を越えないように装置の変位量を数百mm以下に制限しつつ、桁から受ける衝撃エネルギーに対して緩衝効果が期待される高いエネルギー吸収性能を有する落橋防止装置が必要である。そこで、装置の初期剛性を大きくするための剛構造要素とエネルギー吸収性能を高めた柔構造要素からなる、所謂、二段階ばね構造を落橋防止装置の基本構造とした。すなわち、落橋防止装置の外殻として剛構造要素を配置し、L1地震時の桁移動に対して力で抵抗させる。そして、L2地震時には、外殻を破壊させ、内部に配置したエネルギー吸収性能の高い柔構造要素が衝撃力を緩和させる構造である。

b) 剛構造要素の力学特性

剛構造要素の材料として経済性、耐久性も考慮し、鉛、アルミニウム、およびFRP(Fiber Reinforced Plastic)の3種類の材料を選定した。そして、これらの材料からなる剛構造要素の模型供試体(後述の図-5参照)を用いた静的圧縮実験を行ない荷重・変位特性を把握した¹⁰⁾。

図-1は、載荷実験から得られた3種の剛構造要素の荷重・変位関係を示す。なお、アルミニウムの剛性は極めて高く、図-1中で、ほぼ縦軸の軸線と重なっている。初期剛性は、アルミニウムとFRPがほぼ同等であるが鉛はかなり小さい。したがって、初期剛性の観点からは、アルミニウムとFRPの2つの材料が適している。

図-2は、累積吸収エネルギー・変位量の関係を示す。アルミニウムは、初期剛性が高いものの変位量が極めて小さく累積吸収エネルギーが小さい。図-2中ではアルミニウムの累積吸収エネルギーを表す△印は、ほぼ原点に重なって示されている。一方、FRPは変位量が大きくエネルギー吸収性能の点でアルミニウムより優れている。

このように、剛構造要素として初期剛性が大きく、エネルギー吸収性能が高いFRP材料が落橋防止装置

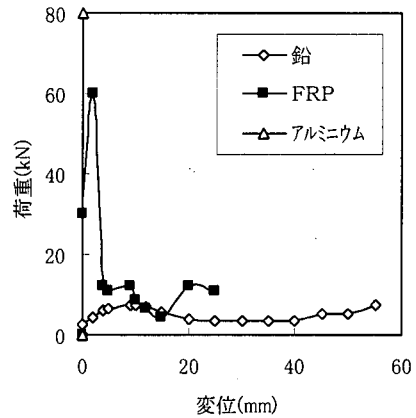


図-1 剛構造要素の荷重・変位関係

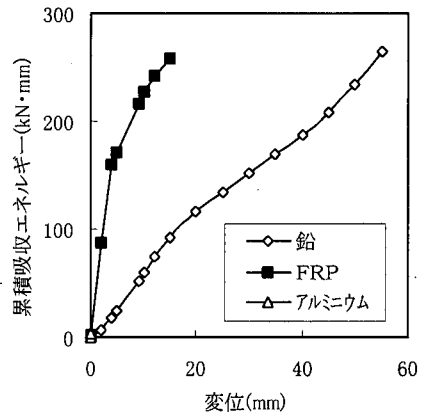


図-2 剛構造要素の累積吸収エネルギー・変位関係

の剛構造要素の材料に適している。

c) 柔構造要素の力学特性

柔構造要素は、港湾で用いられているゴム製V型構造の防舷材の形状を参考に、圧縮抵抗特性を高めたV型充実構造(後述の図-5参照)とした。V型充実構造の材料には、西本らの研究¹¹⁾により材料特性が明らかにされており、道路橋の耐震補強において耐震連結板のピンの緩衝材としても使用実績がある積層繊維補強ゴムPRF(Poly-Rubber Fiber)を選定した。

なお、積層繊維補強ゴムとは、化学繊維材の両面にゴムを圧着させ積層一体化したものである。繊維の補強効果により高い剛性を示し、埋設された繊維が逐次破断することにより高いエネルギー吸収性能をもつことに特徴がある¹²⁾。積層繊維補強ゴムの圧縮強度は、埋設する繊維の強度、あるいは積層数に依存することがすでに確認されている¹³⁾。

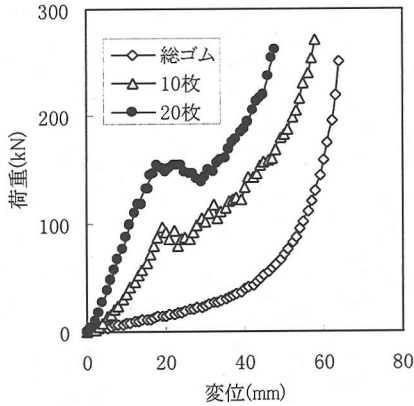


図-3 柔構造要素の荷重・変位関係

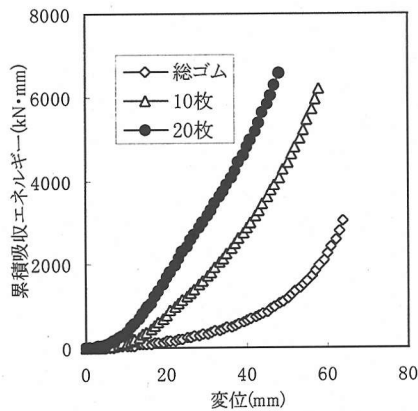


図-4 柔構造要素の累積吸収エネルギー・変位関係

ここでは、埋設される繊維の積層数をパラメータに、積層繊維補強ゴム材料からなるV型充実構造の模型供試体を用いた静的圧縮実験を行ない、荷重・変位特性を把握した¹⁰⁾。表-3に積層繊維補強ゴムの材料特性を示す。

図-3は、載荷実験から得られた柔構造要素の荷重・変位関係を示す。図中の総ゴムとは繊維を積層しないゴム供試体であり、また、10枚、20枚とはゴムに埋込まれた補強繊維の枚数を意味している。以下の図-4、図-7、および図-8中の凡例の意味もこれと同様である。図-3より、積層繊維補強ゴムを用いたV型充実構造は、埋設された繊維がゴムの変形を拘束することにより総ゴム構造に比して初期剛性が高く、また、埋設積層された繊維総数の増加につれて圧縮強度が大きくなるのがわかる。なお、図-3中に示すように、積層繊維補強ゴムは、変位の増加途中で荷重が一度低下するが、これは積層繊維の破断開始による剛性の低下によるものである。その後、変位の増加に伴い再び荷重は増加に転ずるが、これ

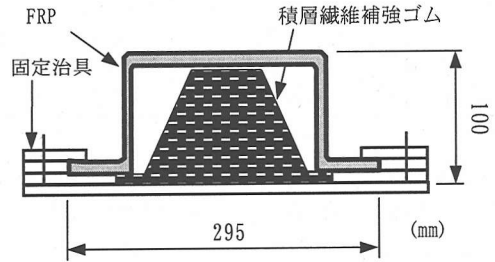


図-5 二段階ばね緩衝装置供試体

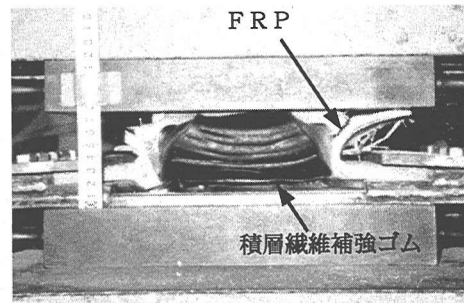


図-6 二段階ばね緩衝装置の静的圧縮実験状況

は積層繊維補強ゴムが圧縮変形とともに硬化するためである。図-4は、累積吸収エネルギー・変位量の関係を示す。積層繊維補強ゴムを用いたV型充実構造は、総ゴムの構造に比べて累積吸収エネルギーが大きい。このように、積層繊維補強ゴム材料を用いたV型充実構造は、小さな変位量で大きな圧縮強度が得られること、繊維の積層数を変えることにより任意の圧縮強度を設定できること、および高い累積吸収エネルギー性能を持つことから、落橋防止装置の柔構造要素の材料に適している。

3. 二段階ばね緩衝装置の力学特性

(1) 静的載荷実験

a) 実験概要

二段階ばね緩衝装置を構成する剛構造要素、および柔構造要素の材料として、「2.(2)落橋防止装置の基本構造」での検討結果から剛構造要素材料にはFRP、柔構造要素材料には積層繊維補強ゴムPRFが適当である。そこで、二段階ばね緩衝装置は、図-5に示すようにFRP材料の外殻の中に積層繊維補強ゴムPRF材料のV型充実構造を配置した複合構造体とした。

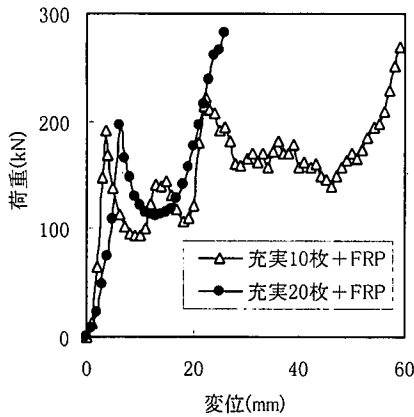


図-7 二段階ばね緩衝装置の荷重・変位関係

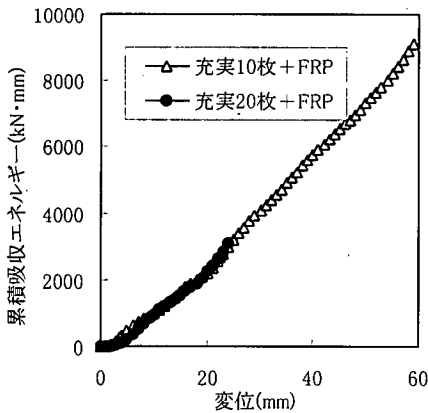


図-8 二段階ばね緩衝装置の累積吸収エネルギー・変位関係

なお、図-5に示されている装置寸法は標準的な値であり、上部工重量や桁座余裕等の設置条件により変化する。ここで、既設の鋼鉄道橋の多くは桁重量が数十トンの上路版桁であり、地震時の上部工慣性力は合成桁やトラスに比して小さく見積もることができるので、この上路版桁を標準的な対象構造とすれば落橋防止装置の寸法は図-5のようである。

ここでは、二段階ばね緩衝装置の力学特性を把握するために静的圧縮実験を行った。図-6は、静的載荷実験の状況を示す。実験ではアムスラー万能試験機を用い圧縮速度を15mm/minとした。測定項目は、作用荷重と圧縮変位である。

b) 供試体諸元

実験に用いた供試体形状と寸法を図-5に示す。供試体の大きさは、鉄道で最も多用されている上路版桁等の比較的重量の小さい桁を念頭に高さ100mm、長さ(奥行き)200mmとした。また、FRPが圧縮破壊

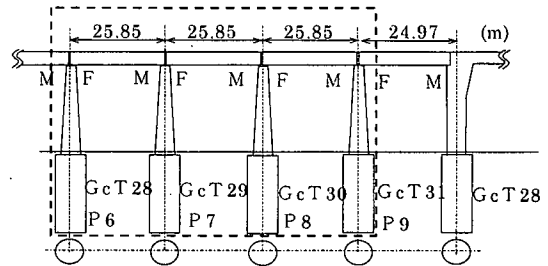


図-9 解析の対象とした多径間高架橋

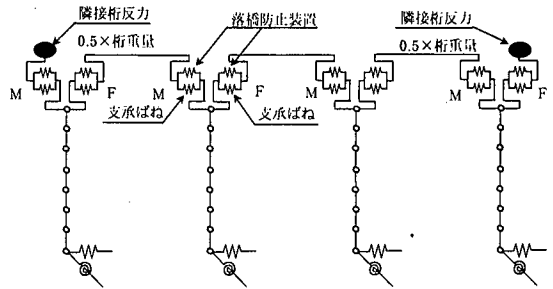


図-10 高架橋全体システムの解析モデル

した後の装置の力学特性を比較するため、V型充実構造に使用される積層繊維補強ゴムの積層数を10、および20に変化させた。

(2) 実験結果と考察

図-7に荷重・変位量の関係を示す。図-3に示したV型充実構造単体の破壊荷重と比較すると、FRPと複合化したV型充実構造の破壊荷重は大きくなっている。これは、積層繊維補強ゴムの変形をFRPが拘束するためと考えられる。また、繊維積層数が10の供試体では、25mmから50mmの圧縮変位領域では荷重がほぼ一定である。これは、V型充実構造体に埋設積層されている繊維が、逐次、破断している影響と考えられる。

図-8に累積吸収エネルギー・変位量の関係を示す。繊維積層数が10の供試体では、繊維積層数が20の供試体と比較して累積吸収エネルギーが大きい。これは、上述のように、繊維積層数が10の供試体では、積層繊維の逐次破断の効果により荷重が一定に保持される変位領域が確保されるためであると考えられる。

実験結果から、二段階ばね緩衝装置は、剛構造要素であるFRPの外殻と柔構造要素である積層繊維ゴムのV型充実体からなる複合構造とし、積層繊維ゴムの積層数としては10を標準とするのが適当である。ただし、積層繊維補強ゴムは表-3に示した材料特性を有することを前提とする。

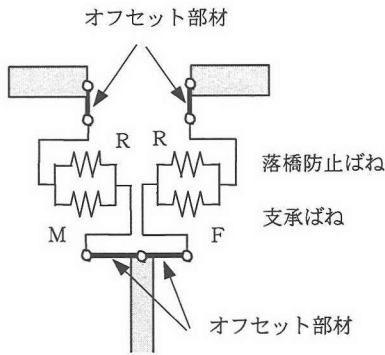


図-11 支承部の解析モデル

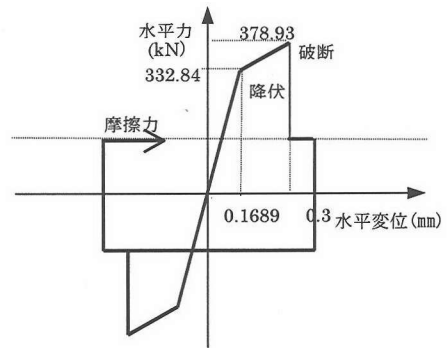


図-12 固定支承の履歴特性

4. 動的解析による効果の確認

(1) 解析モデル

a) 高架橋全体システム

図-5に示した二段階ばね緩衝装置による耐震補強効果を確認するため、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁹⁾に準拠し、橋脚の非線形性、支承条件（固定、可動）、および二段階ばね緩衝装置の復元力特性を考慮した動的応答解析を行った。本装置は、橋軸方向、および橋軸直角方向の両方向について適用が可能であり、解析は橋軸方向と橋軸直角方向の両方向について実施した。両方向の解析モデル、解析方法の考え方は同じであり、以下、橋軸方向に関する解析について示すこととする。

解析の対象とした橋梁を図-9に示す。この橋梁は、兵庫県南部地震において実際に支承部、および橋脚基部が損傷を受けた単純支持形式の単線並列箱形断面の合成桁が連続する多径間高架橋（山陽新幹線東加島高架橋）で、橋脚の構造は鉄筋コンクリート構造、基礎はケーソン基礎である。ここでは、このうちの3径間（図-9の破線で囲まれた部分）を解析の対象とした。

多径間高架橋の地震応答解析を行う際には、橋脚、上部構造、基礎、および支承条件等の相互作用に加えて、隣接する桁の影響を考慮する必要がある。そこで、中島の研究¹⁴⁾を参考に、解析の対象とする領域に隣接径間の中央までの桁重量を考慮することにより、P6可動支承側、およびP9固定支承側にその影響を取込むこととした。

高架橋全体システムの解析モデルを図-10に示す。桁端と支承の間には桁高の影響と橋脚断面の中心から支承の中心までの距離を考慮して、それぞれに図-11のようなオフセット部材を配置した。

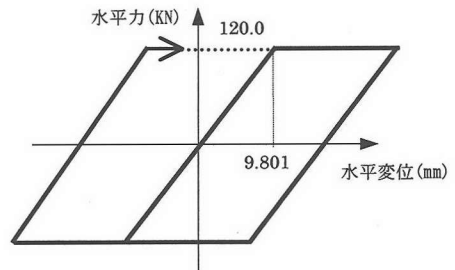


図-13 可動支承の水平ばねの履歴特性

b) 上部工・橋脚

上部工の合成桁の1径間あたり桁重量は、3,400kN、橋脚は途中2箇所で段落した矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚である。上部工、および橋脚の解析モデルは平面骨組モデルとし、設計図書から合成桁の支間長を25.0m、P6からP9までの各橋脚の高さをP6から順に19.94m、20.52m、20.07m、20.14mに設定した。なお、合成桁の弾性係数は210kN/mm²を用いた。

上部工の質点と列車の質点を結ぶばね高さは、1.8m¹⁵⁾、ばねの特性は列車荷重の0.2倍相当の慣性力を降伏点とする完全バイリニア型モデル⁹⁾（逆行型、降伏後の剛性が0）とした。列車荷重は、新幹線の設計荷重（軸重190kN）に基づき式(1)のように算定した。

$$W = Wt \cdot L \quad (1)$$

$$= 1,400\text{kN}$$

ここに、

W : 1径間あたりの列車荷重 (kN)

Wt : 単位長さあたり列車荷重 (5.6kN/m)

L : 支間長 (25.0m)

鉄筋コンクリート橋脚の部材モデルは、曲げモーメント・曲率関係において、ひび割れ、引張鉄筋降

表-4 地盤のばね値

水平ばね (kN/m)	回転ばね (kN・m/rad)
224,000	62,200,000

伏、および最大荷重の各点を結ぶトリリニア型の骨格曲線を有する武田モデルとし、橋脚基部の鉄筋の抜出しは、鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）⁹⁾に則りその影響を考慮した。なお、減衰定数には、0.05を用いた。

c) 支承

固定支承の水平方向ばねの履歴特性は、図-12のように仮定した。すなわち、固定支承が降伏耐力に達した後は剛性が低下し、破断耐力に至り支承が破壊する。なお、古明地、三木の研究¹⁰⁾を参考に、固定支承の破壊後は摩擦力を考慮するものとした。降伏点、および破断点は文献17)から、鋼橋用シュースT-10A（材質FC25）の試験値を使用した。摩擦係数については、文献15)から合成桁の鋼と支承部の铸铁の摩擦係数に0.2の値を使用した。解析の対象とした橋梁では、固定支承は1支点あたり4基設置されている。したがって、支承1基分の摩擦力は、式(2)のようにして算定される。

$$F = \mu \cdot N_d = 120 \text{ kN} \quad (2)$$

ここに、

F：支承1基あたりの摩擦力 (kN)

μ ：摩擦係数 (0.2)

N_d ：支承1基あたりの分担上部工重量 (600kN)

なお、支承1基あたりの分担上部工重量 N_d (600kN) は、合成桁重量 (3,400kN) と列車重量 (1,400kN) の総重量 (4,800kN) を固定側と可動側に各々4基、合計8基設置された支承で支持されるとして算定されている。

つぎに、可動支承の水平方向ばねの履歴特性は、図-13のように、摩擦力に達した後はバイリニアモデルで履歴を描くものと仮定した。実際に使用された可動支承には桁の移動制限機能がないことから可動支承モデルには摩擦力のみを考慮したモデルとした。摩擦係数については、固定支承と同様に0.2の値を使用した。解析の対象とした橋梁では、可動支承は1支点あたり4基設置されている。したがって、支承1基分の摩擦力は固定支承と同様に120kNである。ここで、摩擦力が作用しはじめる変位値は、中島の研究¹⁴⁾を参考に水平ばねの初期剛性を12.2MN/mとして算出している。

表-5 二段階ばね緩衝装置の力学特性値

記号	適用	力学特性値
k_1	FRPの剛性	78.5 MN/m
k_2	積層繊維補強ゴムの第1剛性	11.8 MN/m
k_3	積層繊維補強ゴムの第2剛性	2.0 MN/m
k_4	剛体反力壁の剛性	1,030.0 MN/m
P_1	FRP破断耐力	392.3 kN
P_2	積層繊維補強ゴム初期作用荷重	196.1 kN
δ_0	作動開始位置変位 (固定側)	0.000 m
	作動開始位置変位 (可動側)	0.028 m
δ_1	FRP破断変位 (固定側)	0.005 m
	FRP破断変位 (可動側)	0.033 m
δ_2	変位制限値 (共通)	0.200 m

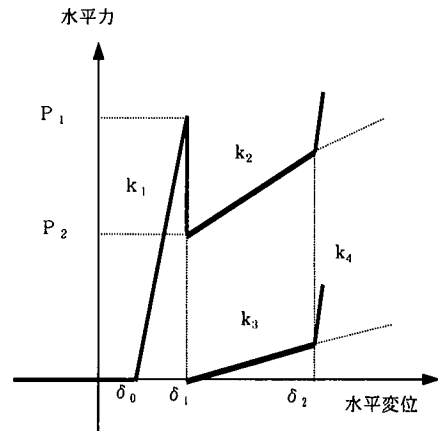


図-14 二段階ばね緩衝装置の水平ばねのモデル化

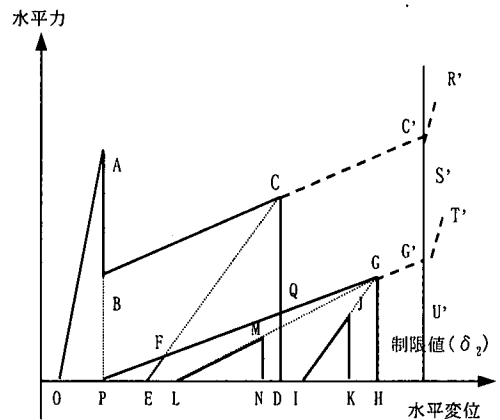


図-15 二段階ばね緩衝装置の水平ばねの履歴特性

d) 地盤

ケーソン基礎は、水平と回転の2方向のばね要素でモデル化した。なお、鉛直方向については剛と仮定した。基礎の耐力が橋脚の耐力より十分大きいと考えられるので地盤ばねは、水平、および回転の両方向とも弾性とした。表-4に示す地盤のばね値は、

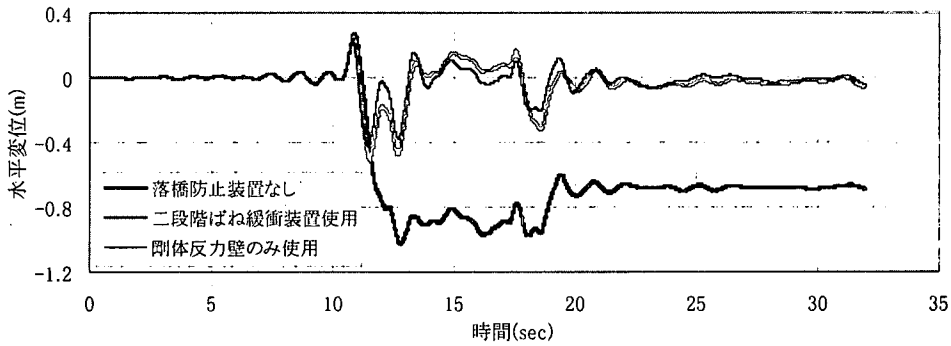


図-16 慣性力作用位置での時刻歴水平変位(P7固定支承側)

文献9)により算定されたものである。なお、減衰定数には0.10を用いた。

e) 二段階ばね緩衝装置

二段階ばね緩衝装置の復元力特性は、「3. 二段階ばね緩衝装置の力学特性」で述べた静的載荷実験から得られた荷重・変位関係を基に、FRP、および積層繊維補強ゴムの剛性を線形に近似して、図-14のようにモデル化した。このモデルの考え方は、外殻のFRPの破壊まではFRPの剛性(k_1)で桁移動を抑制し、FRPの破壊後は内包された積層繊維補強ゴムの剛性(k_2)と変形でエネルギーを吸収するというものである。再載荷以降は、積層繊維補強ゴムに埋込まれた繊維が破断しているため、総ゴムの剛性(k_3)と変形でエネルギーを吸収する。

図-15は、二段階ばね緩衝装置の履歴特性を示している。ここで、履歴法則はつぎのようである。

- 1) 一度履歴を経験した後、再載荷以降はP→Q→Gのルートをとる。
- 2) 変位制限(δ_2)に達した場合は反力壁剛性のC'→R'→S'またはG'→T'→U'のルートをとる。
- 3) E F, L M, I Jの各ルートは再載荷後の内部履歴であり、F, M, Jの各点は既往最大変位点であるC, Gの各点を目指す。

二段階ばね緩衝装置の力学特性値は、構成要素の材料実験に基づき、表-5のように定めた。なお、装置の作動開始位置(δ_0)は、固定支承側は0mm、可動支承側は実際に設置してある水平連結板の一方方向可動量に準じ28mmとした。装置の作動開始位置(δ_0)の差分だけ、固定側、可動側の δ_1 値が異なっている。ここで、解析の対象としている高架橋上部工(合成桁)の地震時の慣性力が比較的大きいことが想定されることから、二段階ばね緩衝装置の高さを200mmに設定しており、このため、装置の変位制限値(δ_2)は200mmとしている。また、図-5に示した

装置の長さ(奥行き)は、上路版桁等の比較的重量の小さい桁を念頭に200mmとしているが、ここでは400mmと想定している。したがって、表-5の各剛性値(k_1, k_2, k_3)は、図-7に示した二段階ばね緩衝装置の荷重・変位関係から設定される解析モデル曲線の各剛性を2倍した値である。例えば、図-7から、FRPの剛性は、最大荷重(196kN)が装置載荷面積(幅0.2m×長さ0.2m)に作用する時の圧縮変位(0.005m)から、980,000kN/m²/mと算定される。この値は、載荷面圧/変位として表されており、装置の載荷面積が変化しても一定である。装置長さを40cmとした場合のFRPの剛性値は、上記の基本値(980,000kN/m²/m)に装置の載荷面積(幅0.2m×長さ0.4m)を乗じ、表-5の剛性値(k_1 : 78.5MN/m)が算定される。反力壁剛性(k_4)は文献17)を参考に、桁の軸方向剛性と1支点上の反力壁剛性の比を1程度として、桁剛性を落橋防止装置の設置基数で除した値を用いた。

(2) 解析方法および入力地震動

解析は、材料の非線形性を考慮した時刻歴応答解析(TDAP III¹⁸⁾使用)である。時間積分法にはニューマークβ法(β=1/4)を用いた。また、積分間隔は0.001s、減衰は、式(3)に示す要素剛性比例型減衰とした。

$$C = \sum_{j=1}^N \frac{2h_j}{\omega_j} \cdot K_j \quad (3)$$

ここに、

- C : 減衰マトリクス
- K_j : 要素剛性マトリクス
- h_j : 各要素の減衰定数
- ω_j : 1次の固有円振動数 (rad/s)
- $\omega_j = 2\pi f$, f : 1次固有振動数 (Hz)

つぎに、対象橋梁架設地点の土質柱状図に基づき、

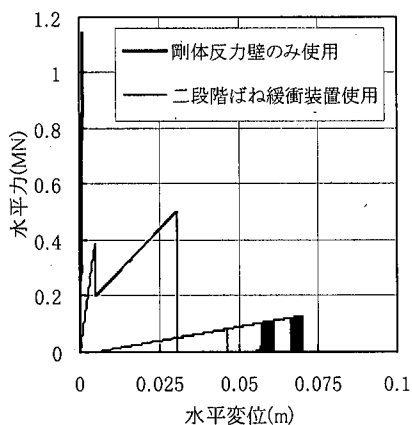


図-17 落橋防止装置1基あたりに作用する水平力・変位関係 (P7固定支承側)

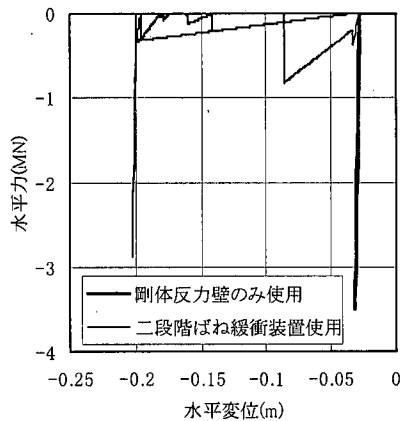


図-18 落橋防止装置1基あたりに作用する水平力・変位関係 (P7可動支承側)

地盤の固有周期を鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)⁹⁾に準拠し算定した。その結果、地盤区分は上記の標準に定めるG4地盤と判定された。そこで、入力地震動はG4地盤に対応したL2地震動とし、これを橋軸方向に作用させた。

時刻歴応答解析は、落橋防止装置を設置しない場合、落橋防止装置として二段階ばね緩衝装置を用いない、所謂、力抵抗型の剛体反力壁を設置する場合、および二段階ばね緩衝装置を用いて剛体反力壁への衝撃力を緩衝させる場合の計3つの場合について実施した。

(3) 解析結果と考察

本橋梁は単線並列の箱形断面合成桁であることから、二段階ばね緩衝装置を1支点あたり4基設置するものとした。以下に、対象とした3径間の中間橋脚であるP7橋脚に着目した解析結果を示す。

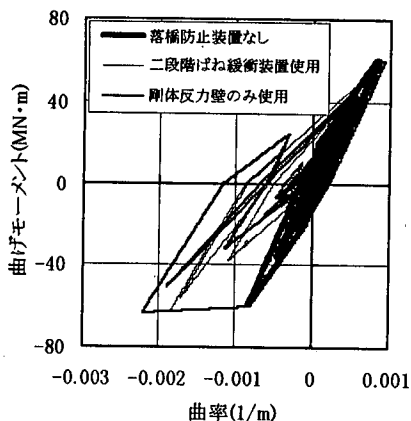


図-19 P7橋脚基部曲げモーメント・曲率関係

図-16は、固定支承側の慣性力作用位置での水平変位を示したものであり、P7、P8間の桁の橋軸方向変位を表す。ここで、慣性力作用位置での水平変位とは、桁位置での橋軸方向水平変位であり、図-10に示すように橋脚天端の水平変位を含んでいる。また、後出の図-17、および図-18に示されている水平変位とは、落橋防止装置一基に作用する水平力により生ずる橋軸方向水平変位を表している。落橋防止装置が設定されない場合では、負側、すなわちP8方向に最大1m以上の変位が発生し、支承部の破壊によって約0.7mの残留変位が生じている。これは、桁が落下した状態である。落橋防止装置として剛体反力壁を設置する場合、および二段階ばね緩衝装置を用いた場合、ともに変位は最大0.4m程度に抑えられ、残留変位は生じていない。

図-17、および図-18は、各々、固定支承側、可動支承側の落橋防止装置1基あたりに作用する水平力・水平変位の関係を示している。

図-17より、固定支承側では剛体反力壁のみの場合、1MN以上の水平力が発生しているのに対して、二段階ばね緩衝装置を用いた場合、水平力は最大で0.49MNであり、剛体反力壁のみの場合の半以下に減少している。また、最大水平変位は0.07m程度であり、想定した二段階ばね緩衝装置の諸元から定まっている変位制限値 ($\delta_2=0.2m$) に収まっている。

図-18より、可動支承側では剛体反力壁のみの場合で3.5MN、二段階ばね緩衝装置を用いた場合では、最大水平変位が二段階ばね緩衝装置の変位制限値 ($\delta_2=0.2m$) に達することにより2.9MNの水平力が生じている。支承条件により異なるものの、二段階ばね緩衝効果により大規模地震時に桁から受ける落橋防止装置の水平力はかなり低減されている。

図-19は、P7橋脚基部の曲げモーメント・曲率の

関係を示している。落橋防止装置を設置しない場合では、橋脚基部の塑性化はほぼ降伏点付近にとどまっている。これは、支承の破壊により桁が落下し、このため上部工の慣性力が橋脚に伝達されないからである。一方、二段階ばね緩衝装置を用いて剛体反力壁への衝撃力を緩衝させる場合、橋脚基部の最大応答曲率は、剛体反力壁を設置する場合のそれらに比べて約20%低減されている。

これまでに述べた動的応答解析の結果から、二段階ばね緩衝装置を用いた落橋防止装置は、桁の水平変位を所要の移動量に抑えつつエネルギー吸収効果により桁からの作用力を低減し、同時に、橋脚基部の塑性化を抑制することが可能であることが確認された。

5. 動的載荷実験による検証

(1) 高速載荷実験

a) 実験概要

「4. 動的解析による効果の確認」で仮定した図-14の二段階ばね緩衝装置の荷重・変位モデルは、静的圧縮載荷実験の結果に基づいて作成されている。一方、地震時に二段階ばね緩衝装置が桁から受ける力は衝撃的な力であり、このような力が作用した場合、装置の力学特性が静的載荷の場合に比して異なることも考えられる。そこで、高速載荷実験により二段階ばね緩衝装置の力学特性の速度依存性について検討した。

高速載荷実験は、図-20に示す防衛大学の高速速度急速載荷装置を使用した。本装置は、主アクチュエーターに蓄積された高圧力に対し、バランスアクチュエーターの油圧解放バルブの開閉速度をサーボ制御で調節することにより、載荷ラムを最大反力1,000kNまで、最大4.0m/sの速さで150mm押し出すことが可能である。なお、本試験装置に使用されているロードセルの固有振動数は5kHzである。

実験では、載荷速度を0.1m/s、および2.0m/sとした。ここで、載荷速度2.0m/sは、伊津野・武野の地震時の桁衝突速度に関する研究¹⁹⁾を参考にした。また、載荷速度0.1m/sは、比較的低速域での荷重・変位関係を検討するために設定したものである。載荷ストロークは静的載荷実験の結果を基に80mmとし、同一供試体に対して2回繰返して圧縮載荷した。

計測項目は、レーザー式変位計（測定範囲：200～400mm、分解能：50 μ m、応答性：915Hz）による供試体の変位量、およびロードセル（容量：1,000kN）による荷重である。なお、計測における

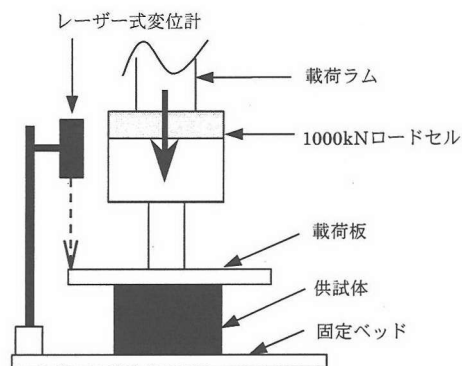


図-20 高速載荷試験概念図

サンプリング時間間隔は、0.00005秒とした。

b) 供試体諸元

供試体は、図-5に示すように、FRP外殻の中に積層繊維補強ゴムを内在させた二段階ばね緩衝装置である。二段階ばね緩衝装置の供試体は、実橋に使用される装置と同程度の大きさであり、V形充実積層繊維補強ゴムの寸法は、高さ100mm、長さ（図-5における奥行き寸法）200mmである。

c) 実験結果と考察

図-21は、二段階ばね緩衝装置の処女載荷（1回目載荷）、および2回目載荷から得られた荷重・変位関係を静的載荷実験結果と対比して示したものである。

処女載荷における二段階ばね緩衝装置のFRPの破壊荷重は、静的載荷では237kN、載荷速度が0.1m/s、2.0m/sではそれぞれ246kN、250kNである。FRPの破壊荷重は載荷速度が増加すると大きくなる傾向にあるが、その増加率は約5%にとどまる。

一方、FRPが破壊した後の高速載荷時の荷重は、静的載荷時の荷重に比べて多少小さい値を示している。これは、FRPが静的載荷時にはじん性的に破壊するのに対し、高速載荷時には脆性的に破壊するためと考えられる。変位量が50mmを超えると、高速載荷時の荷重は、静的載荷時の荷重より大きくなる。これは、高速載荷時にはゴムに積層して埋設された繊維の破断が急激に進行し総ゴムの状態に近づき、剛性の増加により荷重が上昇するためと考えられる。二段階ばね緩衝装置に繰返して圧縮を行った2回目載荷では、1回目載荷によってFRPが完全に破壊され、また、積層繊維補強ゴムの埋設繊維もほぼ完全に破断している。その結果、2回目載荷では、総ゴムの特性が支配的となり、静的載荷時に比べて高速載荷時にはゴム剛性が2倍程度まで大きくなっていると

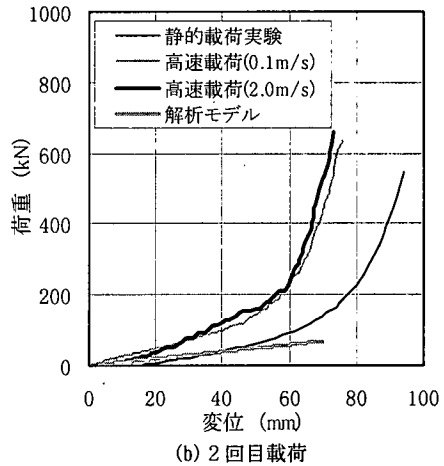
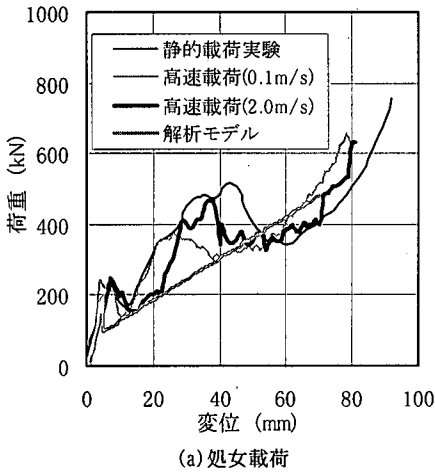


図-21 高速載荷時の二段階ばね緩衝装置の荷重・変位関係

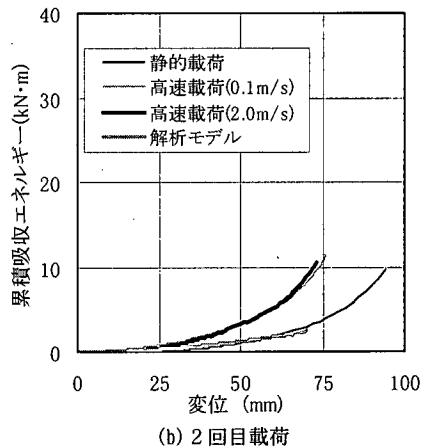
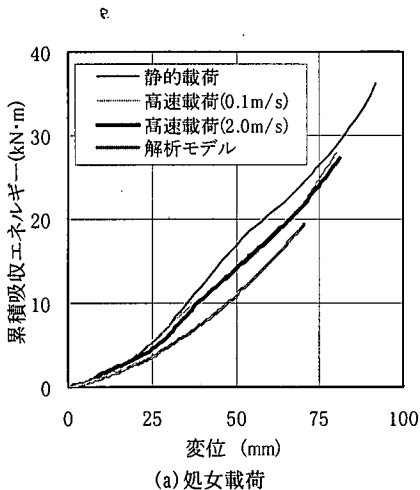


図-22 高速載荷時の二段階ばね緩衝装置の累積吸収エネルギー・変位関係

考えられる。

図-22は、二段階ばね緩衝装置の累積吸収エネルギーを示している。図中、動的応答解析に用いた二段階ばね緩衝装置の荷重・変位の骨格曲線モデルに基づき算定される累積吸収エネルギーを併せて示している。図から、累積吸収エネルギーは、処女載荷時には載荷速度の違いによる差はほとんど認められない。ただし、2回目載荷時には、高速載荷時の方が静的載荷時より累積吸収エネルギーが大きい。

実験結果から、動的応答解析に用いた二段階ばね緩衝装置の荷重・変位モデルは、装置の有するエネルギー吸収性能を過大に評価するものではなく、本モデルはほぼ妥当なものであると考えられる。

(2) 落錘式衝撃実験

a) 実験概要

二段階ばね緩衝装置が大規模地震時に桁から受ける衝撃的な力の低減効果は、多径間高架橋を対象にした時刻歴応答解析により確認された。ここでは、二段階ばね緩衝装置の有効性を実験的に確認するため、落錘式衝撃実験を行い、本装置の動力的挙動について検討する。

実験には、図-23に示す防衛大学の落錘式衝撃実験装置を使用した。本装置は、最大重錘重量が30.0kN、最大落下高さが28m、最大衝突速度は24m/sの性能を有する。本実験では、重錘重量を30.0kNとし、所定の落下高さから重錘を自由落下させることにより供試体に衝撃力を作用させた。

計測項目は、レーザー式変位計による供試体の変

表-6 落錘式衝撃実験の入力条件

入力エネルギー (kN・m)	重錘の落下高さ (m)	衝突速度 (m/s)
15.0	0.5	3.13
30.0	1.0	4.43
45.0	1.5	5.42

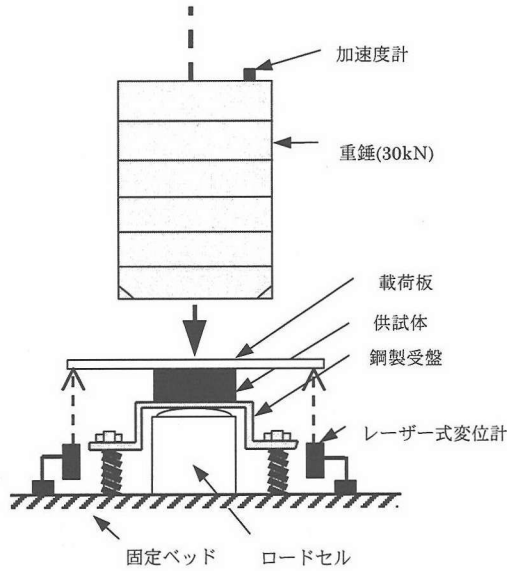


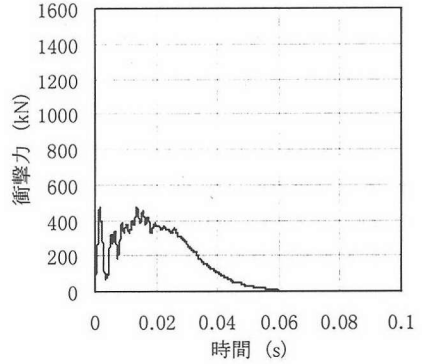
図-23 落錘式衝撃実験概念図

位置、ロードセルによる供試体下部に作用する荷重、および重錘に取り付けた加速度計による重錘加速度である。なお、計測におけるサンプリング時間間隔は、0.0001秒とした。

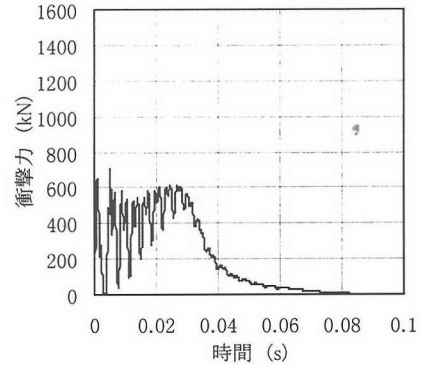
入力条件は、静的載荷実験結果に基づき決定した。すなわち、図-21に示すように、静的載荷時ではFRPの破壊に要するエネルギーは約1.0kN・mであり、また、図-22に示すように、終局（変位80mm）時までの累積吸収エネルギーは、約30.0kN・mである。そこで、終局時の累積吸収エネルギーを基準に、入力エネルギーを15kN・m、30kN・m、および45kN・mの3種類とした。このときの入力条件（落下高さ、および衝突速度）を表-6に示す。なお、二段階ばね緩衝装置との対比のために、同装置と同じ設計面圧をもつ総ゴム供試体を対象に、入力エネルギーを15kN・mとして実験を行った。

b) 供試体諸元

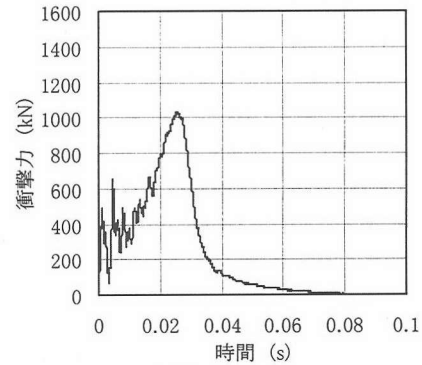
供試体は、高速載荷実験に使用した供試体と同じ諸元を有する二段階ばね緩衝装置、および総ゴム緩衝装置の2種類とした。



(a) 落下高さ0.5m



(b) 落下高さ1.0m



(c) 落下高さ1.5m

図-24 落錘式衝撃実験での二段階ばね緩衝装置の衝撃力・時間関係

c) 実験結果と考察

図-24は、二段階ばね緩衝装置の重錘落下高さの違いによる衝撃力の発生状況を時刻歴で示したものである。いずれの落下高さの場合も、衝撃力の継続時間は0.06秒程度と長い。

図-25は、重錘落下高さが0.5mで同一の載荷条件である場合の二段階ばね緩衝装置と総ゴム緩衝装置の衝撃力の時刻歴を対比して示している。図-25よ

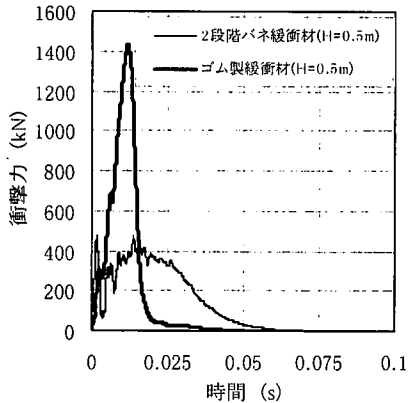


図-25 衝撃力・時間関係の比較

り、総ゴム緩衝装置の衝撃力は最大で1,400kNに達しているのに対して、二段階ばね緩衝装置では480kNであり衝撃力は約34%まで低減されている。これは、二段階ばね緩衝装置が総ゴム緩衝装置に比べて、衝撃力の継続時間が約1.5倍程度まで増加することに起因していると考えられる。

落錘式衝撃実験の結果から、二段階ばね緩衝装置は落橋防止装置のダウンサイズ化に必要な衝撃力の低減効果が大いことが確認された。

6. 結論

二段階ばね特性を有する新形式の落橋防止装置を考案し、本装置による耐震補強効果を非線形動的解析により検討した。また、装置の有効性を動的載荷実験により検証した。本研究で得られた主な事項をまとめると以下の通りである。

- (1) 二段階ばね緩衝装置は、剛構造要素であるFRPの外殻と柔構造要素である積層繊維ゴムのV型充実体からなる複合構造とし、積層繊維ゴムの積層数としては10を標準とするのが適当である。ただし、積層繊維補強ゴムは、表-3に示した材料特性を有することを前提とする。
- (2) 多径間高架橋を対象とする動的応答解析から、二段階ばね緩衝装置の耐震補強効果が確認された。すなわち、二段階ばね緩衝装置を用いた落橋防止装置は、桁の水平変位を所要の移動量に抑えつつエネルギー吸収効果により桁からの作用力を低減し、同時に、橋脚基部の塑性化を抑制することが可能である。
- (3) 高速載荷実験から、動的応答解析に用いた二段階ばね緩衝装置の荷重・変位モデルの妥当性が

検証された。

- (4) 落錘式衝撃実験から、二段階ばね緩衝装置は衝撃継続時間を長くすることにより衝撃力を低減する効果が大きく、落橋防止装置のダウンサイズ化に対して有効であることが確認された。

謝辞：本研究の一環として実施した落橋防止装置の動的挙動実験では、防衛大学校・石川信隆教授、大野友則教授、ならびに同校大学院修士課程学生・西本安志氏に貴重なご助言とご協力を頂戴した。また、動的応答解析では(株)日本電子計算の井上 洋氏にご協力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 渡邊忠朋, 市川篤司: 鉄道橋支承部の被災と耐震補強, 橋梁と基礎, pp.165-167, 1996.8.
- 2) 金沢芳信, 近藤政弘, 西山佳伸, 高田幸治: 阪神・淡路大震災における山陽新幹線支承部(シュー)の被害と対策, 建設技術, No.9, pp.12-15, 1996.9.
- 3) 鉄道総合技術研究所編: 支承部の耐震補強設計の手引き, 研友社, 1996.3.
- 4) 西川和廣, 神田昌幸: 道路橋の支承部および落橋防止システムの今後の方向, 橋梁と基礎, pp.163-164, 1996.8.
- 5) 伊藤敏弘, 石川信隆, 加藤正実, 石川智男, 池田啓士, 生駒信康: 供用下の高架橋における落橋防止システムの設計・施工, 橋梁と基礎, pp.45-50, 1999.4.
- 6) 川島一彦, 庄司 学: 衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果, 土木学会論文集, 第612号/I-46, pp.129-142, 1999.1.
- 7) 小畑 誠, 栗原元充, 後藤芳顕: 高エネルギー吸収型耐震連結板の強度および変形性能, 土木学会論文集, 第612号/I-46, pp.239-249, 1999.1.
- 8) 園田佳巨, 後藤芳昭, 石川信隆, 生駒信康, 彦坂 熙: ゴム緩衝ピンを用いた落橋防止連結板の静的および動的応答特性に関する実験的考察, 土木学会論文集, 第598号/I-44, pp.333-346, 1998.7.
- 9) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, pp.193-203, 1999.10.
- 10) 浮島 徹, 村田清満, 御船直人, 崎畑康典, 生駒信康, 西本安志: 二段階ばね特性を活用した落橋防止壁用緩衝材の実験的研究, 第3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論文集, 土木学会, pp.81-86, 1999.7.
- 11) 西本安志, 梶田幸秀, 石川信隆, 西川信二郎: 落橋防止システム用緩衝材としての積層繊維補強ゴムの動的特性に関する実験的研究, 構造工学論文集,

- Vol. 46A, pp.1865-1874, 2000. 3.
- 12) 西川信二郎, 西本安志, 小谷美和: PRF構造緩衝材, 繊維学会予稿集, 2B18, pp. G-106, 1999. 5.
 - 13) 浮島 徹, 生駒信康: ゴム緩衝材を用いた落橋防止装置の実験的研究および落橋防止システムの施工事例, 第2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論文集, 土木学会, pp. 49-55, 1998. 7.
 - 14) 中島章典: 多径間高架橋システムの大地震時応答解析, 第2回土木鋼構造研究シンポジウム, 鋼材倶楽部, pp. 14-21, 1998. 1.
 - 15) 運輸省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼・合成構造物 S1単位版), 丸善, p. 38, 2000. 7.
 - 16) 古明地正典, 三木千壽: 多径間橋梁の耐震性能評価とその向上に関する研究, 第54回土木学会年次学術講演会概要集, I-B168, 1999. 9.
 - 17) 国鉄構造物設計事務所: シューの破壊試験報告, 構造物設計資料, No. 59, pp. 4-10, 1979. 9.
 - 18) 日本電子計算株式会社: TDAP III 理論説明書, 1995. 12.
 - 19) 伊津野和行, 武野志之歩: 地震時の橋梁における隣接部材の衝突速度に関する考察, 第3回地震時保有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. 209-214, 1999. 12.
- (2001.2.9受付)

SEISMIC RETROFIT EFFECT BY A BRIDGE RESTRAINER WITH ENERGY ABSORPTION

Kiyomitsu MURATA, Tomohiro TAKAYAMA, Takashi GOTOH,
Masato YAMADA, Nobuyasu IKOMA and Toru UKISHIMA

Bridge restraint countermeasures have been taken against large-scale earthquakes for existing railway bridges after 1995 HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE. On the other hand, the restrictions of space to set up bridge restrainers or to reinforce bridges are so severe that many bridges yet remain to be retrofitted. In this background, authors devised a new type of down-sized bridge restrainer that has the ability to absorb seismic energy. This paper describes the seismic retrofit effect of a newly-developed bridge restrainer with energy absorption through the non-linear dynamic response analysis in regard to a model of multi-span viaduct system. The validity of analytical model for this device is also verified by dynamic loading tests using models of bridge restrainers.