

鉄道免震構造用緩衝型移動制限装置の振動台実験

池田 学¹・豊岡 亮洋²・家村 浩和³・
比志島 康久⁴・鵜野 禎史⁴・池永 雅良⁵・原田 孝志⁶

¹正会員 工修（財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 国分寺市光町2-8-38）

²正会員 博(工)（財）鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部（〒185-8540 国分寺市光町2-8-38）

³フェロー 工博 京都大学教授 工学研究科都市社会工学専攻（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）

⁴正会員 川口金属工業株式会社（〒332-8502 川口市宮町18-19）

⁵正会員 オイレス工業株式会社（〒105-8584 港区浜松町1-30-5浜松町スクエア）

⁶正会員 日本鑄造株式会社（〒210-9567 川崎市川崎区白石町2-1）

1. はじめに

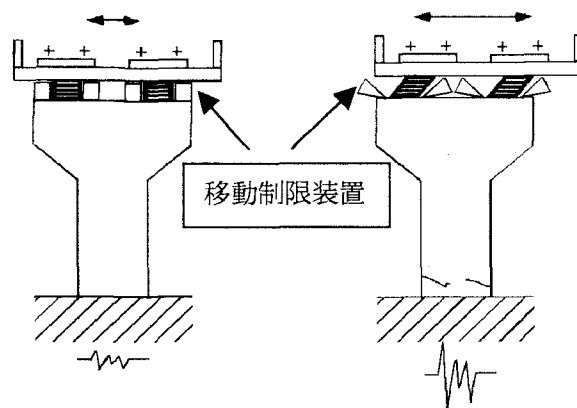
鉄道橋は、常時・中規模地震までの列車走行性を確保するために線路直角方向の変位を拘束する移動制限装置の設置が必要不可欠である。このため、一般の鉄道構造物は線路直角方向にサイドブロック等の剛性の高い部材を配置し変位を抑制する構造を採用することが多い。しかし、大規模地震時においては、この移動制限装置が上部工慣性力を下部工に伝達するため、橋脚および基礎構造が大きな被害を被る恐れがある。

こうした大規模地震に対しては、免震構造を採用することにより、慣性力の低減と減衰付加により下部工の損傷を軽微に留める構造とすることが近年一般的に行われている。こうした免震構造の利点は鉄道橋においても共通のものであるが、一般に免震橋梁は比較的大きな変位応答を伴うため、常時にはこの変位量を規定値以内に抑制し、列車走行性を確保する必要がある。

このような鉄道特有の問題を考慮した場合、常時・中小規模地震時には線路直角方向の変位を拘束して走行安全性を確保しつつ、大規模地震時には破壊して構造系を免震構造化させ、損傷を低減するという2つの機能を有する移動制限装置を開発する必要があると考えられる。特に、大規模地震時には、移動制限装置が確実に破壊することはもとより、急激な免震化により大変位を生じさせないために、移動制限装置の塑性化がゆるやかに進行し、スムーズに免震構造に移行する構造が望ましい。

本研究では、上記のようなコンセプトを満足し得る移動制限デバイスを3タイプ考案し、模型試験体

を用いた振動台実験によりその動的特性を確認した。さらに、実験結果の再現解析を行い、設計計算に適用可能な各デバイスの非線形モデル化について検討した。



(a)常時・中小規模地震時

（支承部固定→変位抑制）

(b)大規模地震時

（破断→免震化）

図-1 免震鉄道橋梁用移動制限装置

2. 移動制限装置の要求性能

常時・中小規模地震時における列車走行安全性の確保と、大規模地震時における構造の免震化という2つの目的を満足させる構造とするために、免震支承とともに用いる移動制限装置が有すべき性能としては、図-2に示すように、常時・中小規模地震時には応答を弾性範囲に留め、変位を抑制すると同時に、大規模地震時には塑性化し、徐々に破断する特性が望ましいと考えられる。橋脚下部工へ伝達される慣性力は、支承および移動制限装置の反力の和であるため、塑性後も耐力が増加する構造では完全な免震

構造とならず、また急激に耐力が消失する構造は、特性の急激な変化により構造系に負荷をかけるため望ましくない。これらのことから、移動制限装置を徐々に破断させることにより、支承に徐々に慣性力を受け持たせ、ゆるやかに免震構造とするような特性が必要であると考えられる。このような機能を有する移動制限装置を、通常の固定型の移動制限装置と区別して緩衝型移動制限装置と称する。

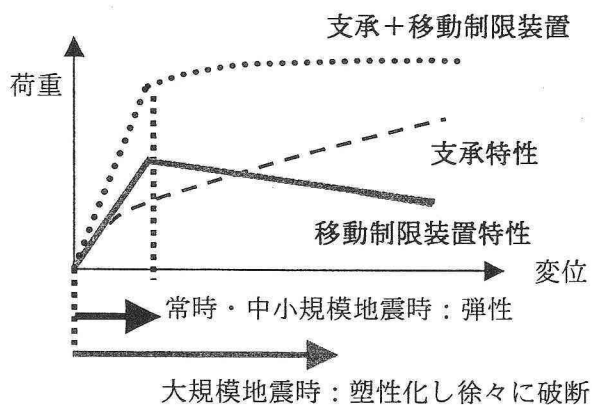


図-2 緩衝型移動制限装置の特性

4. 緩衝型移動制限装置

図-2 で示した要求性能を満たすような緩衝型移動制限装置として、以下の 3 種類のデバイスを開発した。これらの装置は、図-1 のように線路直角方向の慣性力に対して免震支承とともに抵抗するように配置する。この際、線路方向の動きを拘束しないために桁との間に遊間を設ける。

(1) ねじり破壊型

本装置は通常の線路直角方向に用いられるサイドブロックと同様の構造であるが、基部にノッチが入っており、大規模地震時には図-3 に示すように基部がねじり破壊を起こし、徐々に耐力が低下する構造

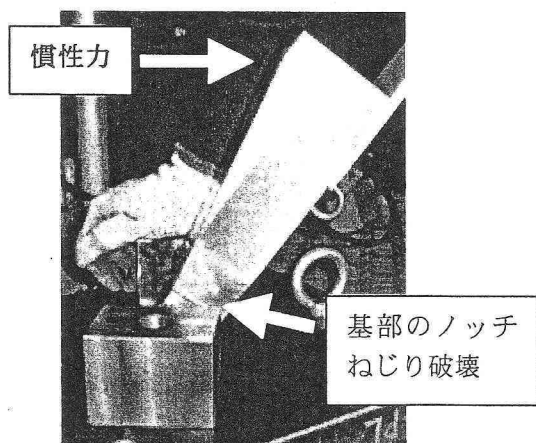


図-3 ねじり破壊型移動制限装置

となっている。最大荷重および破壊時の変位は、ノッチのサイズと慣性力の作用高さにより制御する。

(2) 座屈トリガー型

本装置は図-4 に示すようにブロック基部のヒンジおよび背面の板により構成されており、ブロックが慣性力を受けるとブロックおよび板がトラス構造を形成して抵抗する。大規模地震時には、前面ブロックの基部がヒンジ化するとともに、板が徐々に塑性座屈して耐力が低下する構造となっている。荷重特性は主に背面の板の断面幅および板厚により決定される。

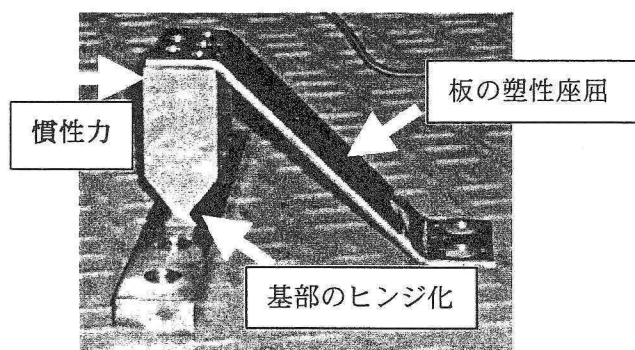


図-4 座屈トリガー型移動制限装置

(3) ボルト破断型

本装置は図-5 のように丸穴およびスリットにボルトが複数配置されている。図-5 に示す方向に慣性力が作用すると、まず丸穴に固定された A のボルトが破断し、その後 B のボルトがスリットをつぶしながら破断することで順次耐力が低下する構造となっている。荷重特性はボルトの耐力により決まり、スリットのサイズにより各ボルトが破断するタイミングをコントロールすることができる。

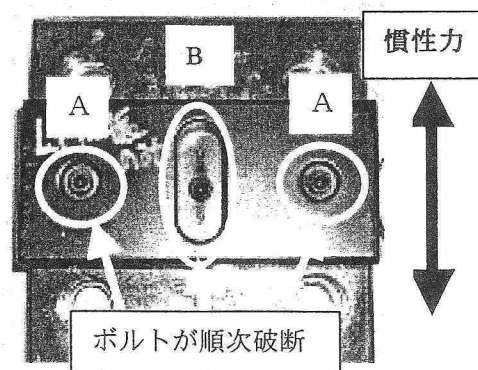


図-5 ボルト破断型移動制限装置

これら 3 種類のデバイスが図-2 に示すような動特性を有することを確認するために、供試体を試作し、振動台実験を行った。

3. 振動台実験

(1) 大型振動台の概要

本研究では、京都大学防災研究所に存する大規模強震応答実験装置を用いた。表-1 には、振動台上の上載荷重が 150kN の場合の諸元を示す。

表-1 振動台諸元

振動台寸法	5.0 m × 3.0 m
最大変位	X 方向 ± 300 mm
	Y 方向 ± 250 mm
	Z 方向 ± 200 mm
入力最大加速度	X,Y,Z とも 1G
加振周波数	～20Hz

(2) 実験供試体の設置状況

図-6 は、ねじり破壊型の移動制限装置を用いた場合の試験体の設置状況を示す。このように、振動台上に免震支承および桁を想定したスラブを設置し、移動制限装置を加振方向（振動台 Y 方向・線路直角方向想定）に配置した。表-2 に今回の試験に使用した免震支承（HDR）の特性を示す。

表-2 ゴム支承（HDR）特性

ゴム寸法	230×230mm
ゴム総厚	6mm×30 層=180mm
補強鋼板	2.3mm×29
支承高さ	290.7mm
せん断弾性係数	0.4N/mm ²
等価剛性（650%）	77.3 kN/m
等価減衰定数	22.5 %

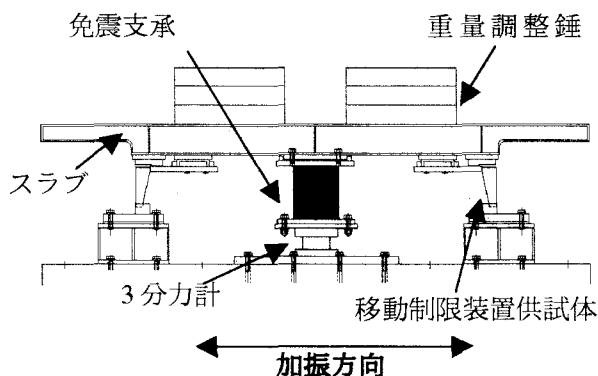


図-6 移動制限装置試験体設置状況

スラブ上には固有振動数を調整するため重錘を設置し、重量を約 100 kN とした。桁に設置した板を移動制限装置に衝突させることで、桁の慣性力の一部を移動制限装置により負担させる構造となっている。なお、通常の固定型の移動制限装置と同様に、桁に設置した板と試験体との間には 1.5mm の遊間を設けている。

スラブ上には加速度計を設置するとともに、免震

支承には 3 分力計を配置し、支承のせん断力を直接計測した。また、桁と振動台との相対変位をレーザー変位計により計測した。

(3) 試験条件

入力地震動として、鉄道橋の耐震設計標準¹⁾に規定されている L1 地震動、L2 地震動スペクトル I、L2 地震動スペクトル II のうち、G1 地盤（基盤）用波形を用いた。試験は以下のように行った。

- 1) L1 地震動（以下 L1G1 と称する）を線路直角方向に入力し、耐力が低下しないことを確認する
- 2) L2 地震動スペクトル II（以下 L2S2 と称する）を線路直角方向に入力し、供試体が徐々に破壊して免震構造化することを確認する

振動台の最大変位の制約を考慮して、L1 地震動の最大加速度を 137gal、L2 地震動スペクトル II を 500gal にそれぞれスケールしたものを実験に用いた。図-7 に、これら入力波の絶対加速度応答スペクトル（5%減衰）を示す。

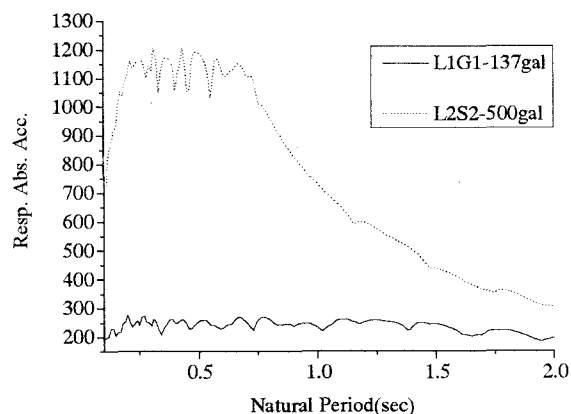


図-7 入力波の絶対加速度応答スペクトル

(4) デバイスの特性

移動制限装置を設計するにあたっては、降伏荷重および降伏変位を設定することが必要となる。降伏変位については、鉄道において常時の列車走行性より定まる線路直角方向の変位制限値をもとに 5mm と設定した。この変位に対応する降伏荷重を決める必要があるが、その際、(3)で述べたように L1 地震動入力では弾性変形内を保持し、L2 地震動では塑性化することを目目標性能とした。

このとき、図-7 の応答スペクトルから、L1 地震動で弾性変形を保持するためには少なくとも 0.3 程度の震度が必要になることが分かる。桁想定部の重量が約 100kN であることから、目標性能を満たすためには、30 kN 程度の耐力が必要になると考えられる。この耐力は支承と移動制限装置の耐力の和であ

るため、変位 5mm における支承の分担反力（約 5kN）を差し引き、25 kN 程度で破断するデバイスを設計する。

図-8,9,10 には、この条件により試作したねじり型、座屈トリガー型、ボルト破断型供試体の静的試験結果を示す。最大荷重、塑性後挙動に差はあるが、どのデバイスもおおむね要求される性能を満足していることが分かる。なお、ボルト破断型供試体については、ボルトサイズの関係から 2 段配置とした。

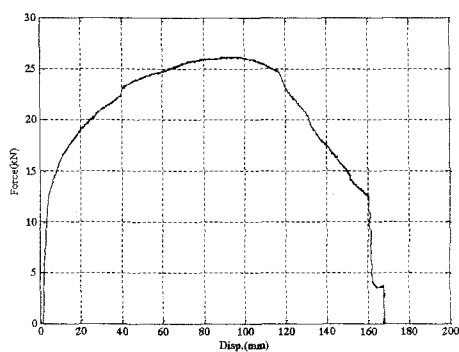


図-8 静的載荷結果（ねじり破壊型）

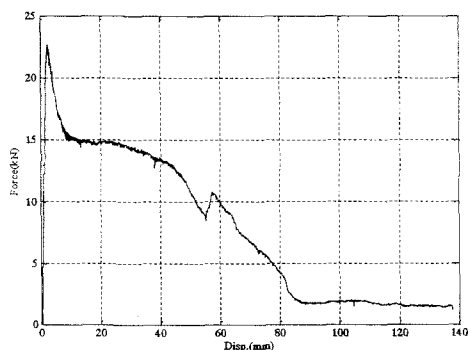


図-9 静的載荷結果（座屈トリガー型）

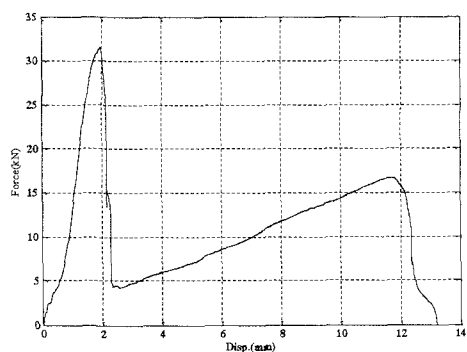


図-10 静的載荷結果（ボルト破断型）

5. 実験結果および考察

(1) L1 地震動入力時の応答

図-11,12,13 に、ねじり破断型、座屈トリガー型、ボルト破断型の供試体について、スラブと振動台との相対変位応答を、移動制限装置を設置しない支承

単体の場合の応答と比較して示す。また、図-14,15,16 には移動制限装置の変位-荷重応答を示す。

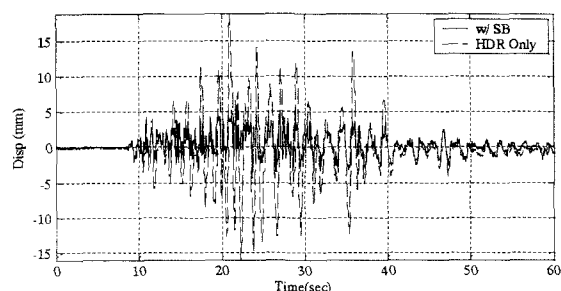


図-11 スラブ相対変位比較（L1G1,ねじり破壊型）

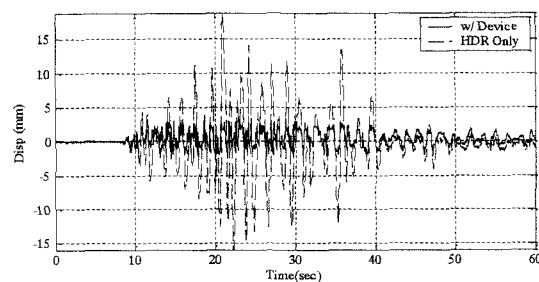


図-12 スラブ相対変位比較（L1G1,座屈トリガー型）

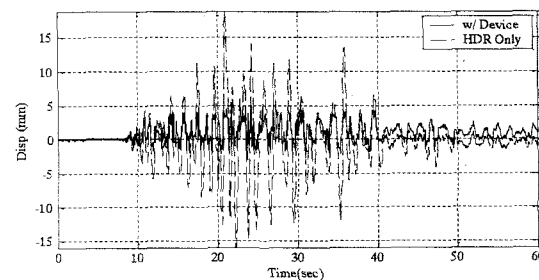


図-13 スラブ相対変位比較（L1G1,ボルト破断型）

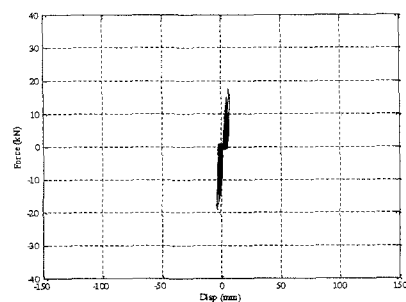


図-14 デバイス履歴比較（L1G1,ねじり破壊型）

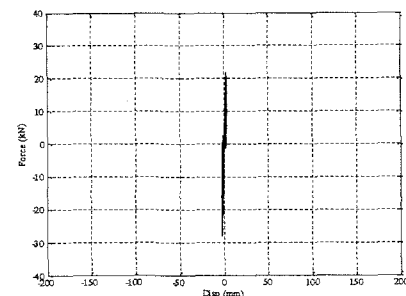


図-15 デバイス履歴比較（L1G1,座屈トリガー型）

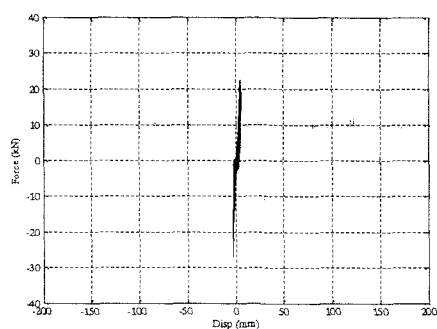


図-16 デバイス履歴比較 (L1G1, ボルト破断型)

(2) L2 地震動入力時の応答

図-17,18,19 に, L1 地震動入力時と同様に, 各デバイス供試体について, スラブと振動台との相対変位応答を, 図-20,21,22 には移動制限装置の変位-荷重応答を示す. また, 図-23,24,25 には, スラブの慣性力 (= 支承反力 + 移動制限装置の反力) と支承の相対変位との履歴を示す. なお, ねじり破壊型供試体については, 静的試験の結果かなり変位の大きな領域まで耐力が持続することが予想されたため, 最大加速度レベルを 600gal として実験を行った.

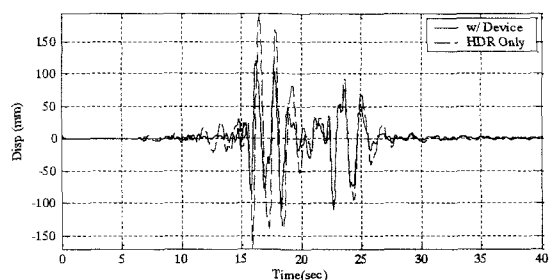


図-17 スラブ相対変位比較 (L2S2, ねじり破壊型)

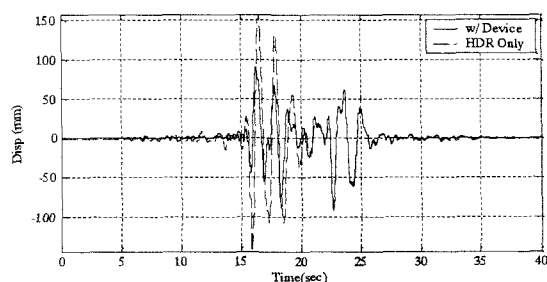


図-18 スラブ相対変位比較 (L2S2, 座屈トリガー型)

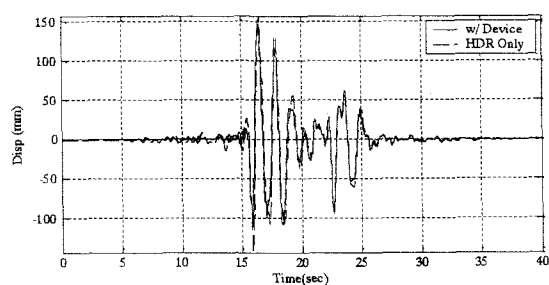


図-19 スラブ相対変位比較 (L2S2, ボルト破断型)

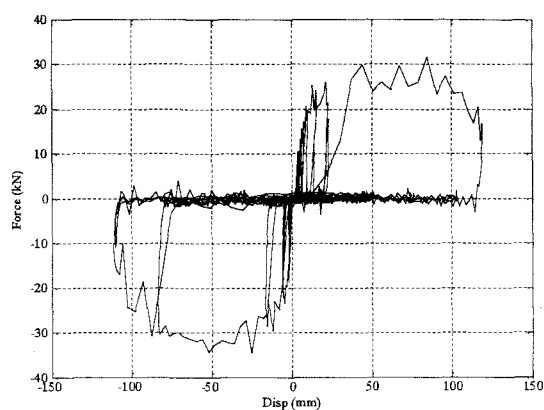


図-20 デバイス履歴比較 (L2S2, ねじり破壊型)

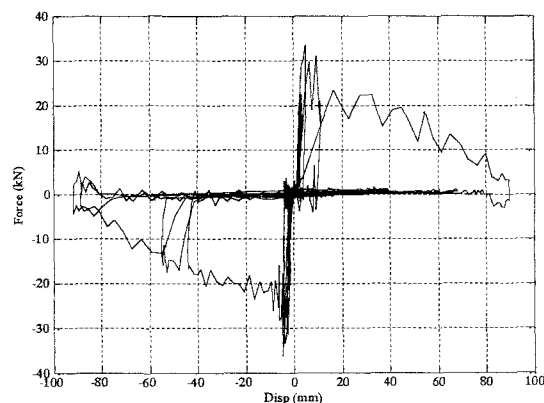


図-21 デバイス履歴比較 (L2S2, 座屈トリガー型)

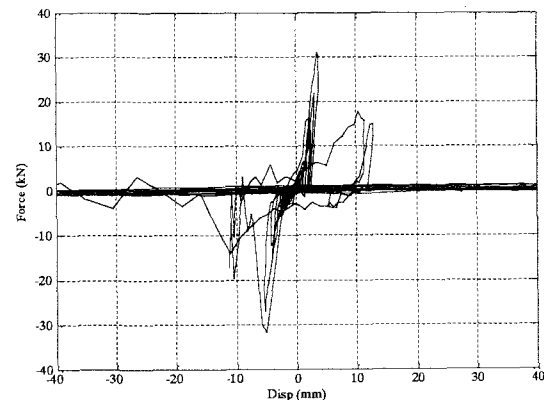


図-22 デバイス履歴比較 (L2S2, ボルト破断型)

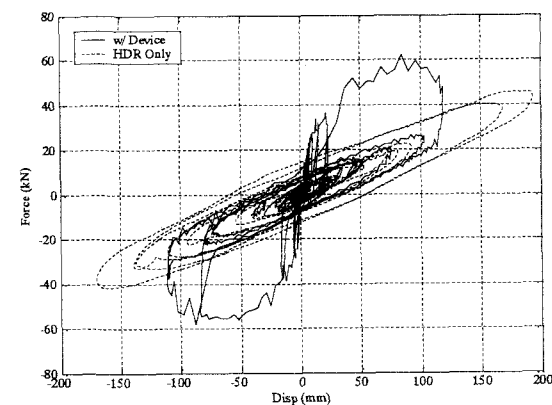


図-23 慣性力履歴比較 (L2S2, ねじり破壊型)

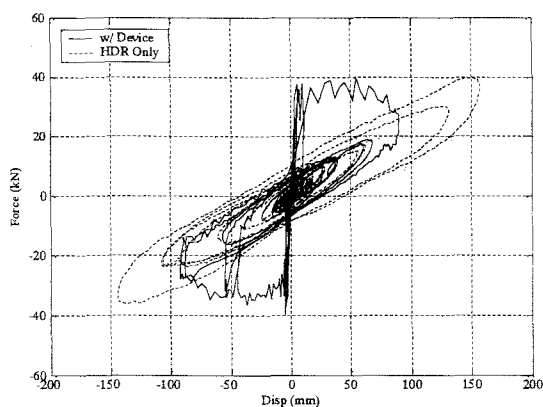


図-24 慣性力履歴比較 (L2S2, 座屈トリガー型)

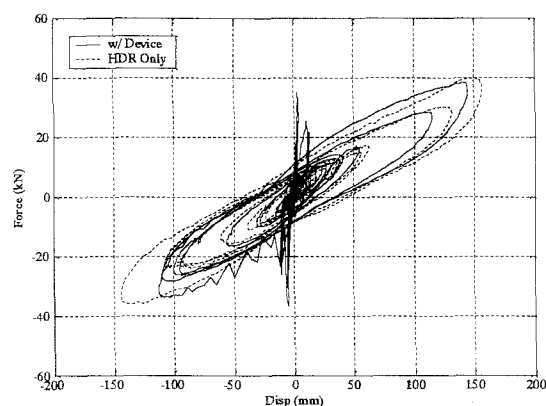


図-25 慣性力履歴比較 (L2S2, ボルト破断型)

(3) 実験結果のまとめ

L1 地震動においては、図-14,15,16 よりどの供試体はほぼ弾性挙動を示し、スラブ変位応答を抑制している。最大慣性力は 20kN 程度となった。

L2 地震動においては、水平方向の最大慣性力は 40kN 程度であり、破壊領域まで応答が進展している。スラブの変位応答については、いずれの場合も初期の変位応答を抑制した後にデバイスが破壊し、後半は免震支承のみの応答にほぼ漸近している。特に、塑性化後も耐力がある程度持続するねじり破壊型の場合、図-17 より約 50%程度の最大応答低減効果が認められ、かつ比較的応答後半まで変位抑制効果がみられた。

このときのデバイス履歴に関しては、図-20,21,22 および図-8,9,10 との比較から明らかなように、弾性領域から耐力の低下に至る履歴形状が動的载荷においても得られている。ただし、静的载荷試験の結果と比較すると、ねじり破壊型および座屈トリガー型デバイスにおいて、動的試験の方がより大きな耐力を示す結果となった。この原因としては、静的試験においては生じない速度依存の粘性減衰成分の寄与が考えられる。逆に、減衰がそれほど期待できないボルト破断型供試体においては、図-10 と図-22 との

比較より、ほぼ静的载荷試験結果通りの荷重-変位履歴が得られている。

慣性力を比較すると、図-23,24,25 より、移動制限装置の耐力の影響で応答初期の慣性力は増加しているが、その後はほぼスムーズに免震のみの場合の応答に漸近しており、桁の変位応答が抑制されている。実際には、この慣性力が下部工に伝達されるため、下部工の耐震性能と支承部の変位の制限値とを満足するように移動制限装置の特性を決定する必要があると考えられる。

以上の結果より、今回実験を行った供試体はいずれも常時・中小規模地震時には弾性挙動、大規模地震時には破断して系を免震化させるという要求性能を満足していることが明らかとなった。

6. 簡易な非線形モデルおよび妥当性の検証

振動台実験の結果により得られた、ねじり破壊型、座屈トリガー型、およびボルト破断型の 3 種類のデバイスの地震時動的特性を再現可能な非線形モデルを構築するため、実験結果のトレース解析を行った。

(1) デバイスの非線形モデル

実験結果から、3 種類のデバイスは塑性後完全に破断するまでに複雑な挙動を示しており、基本的にはこうした特性を忠実に再現するモデル化が必要となる。しかし、設計計算に用いることを想定した場合、なるべくパラメータが少なく、かつ一般的な解析ソフトでも表現可能なモデルを組み合わせることによりモデル化することが望ましいと考えられる。

このため、3 種類のデバイスの非線形挙動を図-26 のようにモデル化した。すなわち、ねじり破断型デバイスはバイリニアスリップ要素で、座屈トリガー型デバイスはバイリニアスリップ要素とギャップ要素の組み合わせで、ボルト破断型デバイスはギャップ要素を 2 つ組み合わせで表現した。ここに、バイリニアスリップ要素はある荷重に達すると完全弾塑性型のように耐力が頭打ちとなり、ギャップ要素は耐力が 0 となる。いずれも、一度経験した荷重-変位経路は二度とたどらない履歴法則となっており、これにより過去に経験した最大変位以上になってはじめて抵抗力が発生するという供試体の挙動を表現可能である。座屈トリガー型、ボルト破断型試験体は塑性化後耐力が低下するため、2 つの要素を組み合わせで用いている。

図-26 におけるモデルのパラメータは、振動台試験の結果である図-20,21,22 をもとに、各デバイス毎にそれぞれ表-3,4,5 のように設定した。

表-3 ねじり破壊型デバイスのモデル特性

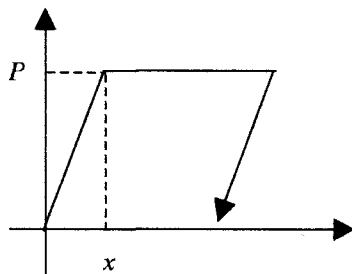
要素	降伏変位	降伏荷重
バイリニアスリップ	$x = \pm 5 \text{ mm}$	$P = \pm 25 \text{ kN}$

表-4 座屈トリガー型デバイスのモデル特性

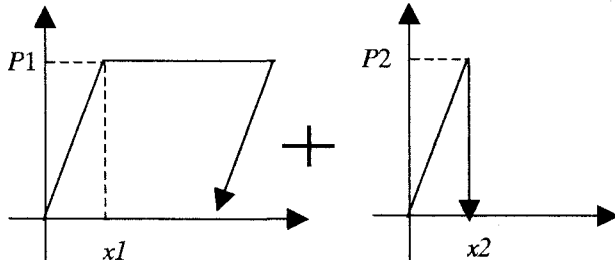
要素	降伏変位	降伏荷重
①バイリニアスリップ	$x1 = \pm 5 \text{ mm}$	$P1 = \pm 20 \text{ kN}$
②ギャップ	$x2 = \pm 5 \text{ mm}$	$P2 = \pm 10 \text{ kN}$

表-5 ボルト破断型デバイスのモデル特性

要素	降伏変位	降伏荷重
①ギャップ	$x1 = \pm 5 \text{ mm}$	$P1 = \pm 25 \text{ kN}$
②ギャップ	$x2 = \pm 15 \text{ mm}$	$P2 = \pm 15 \text{ kN}$

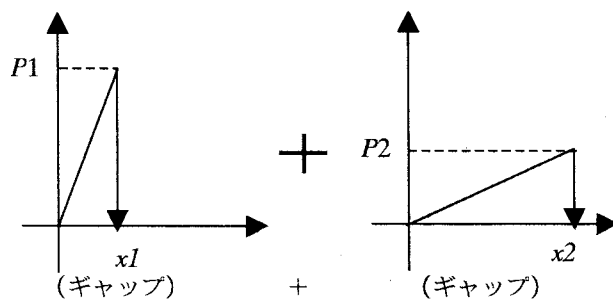


(a)ねじり破壊型供試体モデル (バイリニアスリップ)



(バイリニアスリップ) + (ギャップ)

(b)座屈トリガー型供試体モデル



(c)ボルト破断型供試体モデル

図-26 デバイスの非線形モデル

(2) 計算条件

(1)で設定した非線形モデルを有する1自由度モデルにより応答計算を行う。質点重量は実験供試体

と同じ100kNとした。また、移動制限装置のモデル化の精度を検証するためには、免震支承は可能な限り精度良く実験結果を表現する必要があるため、汎用履歴モデルであるBouc-Wenモデルを用いた。このモデルに必要とされる非線形パラメータは、L2地震動スペクトルⅡ(500gal)におけるHDRの加振試験結果をもとに非線形最小二乗法により決定した。数値計算はOperator-Splitting法(時間刻み0.001秒)により行い、地震動としては、供試体が完全に破断したL2地震動スペクトルⅡを用いた。最大加速度は、ねじり破壊型供試体の場合は600gal、座屈トリガー型、ボルト破断型の場合は500galとし、実験との整合を図っている。

(3) 実験結果との比較

図-27,28,29には、ねじり破壊型、座屈トリガー型、ボルト破断型の3つのデバイスそれぞれについて、桁の相対変位応答の計算値を実験値と比較して示す。また、図-30,31,32にはデバイスの履歴応答の比較を示す。表-6には解析と実験における桁最大応答の比較を示す。図-31より、座屈トリガー型については、変位応答に若干の誤差がみられるが、これは初期剛性の同定誤差のほか、応答に支配的な耐力低下域をモデルが再現できていないためと考えられる。ただし、全般的には最大応答およびピーク後挙動ともに良好に実験結果を再現できており、今回試作した移動制限装置の動特性を簡易なモデルの組み合わせでの表現可能であることが明らかとなった。

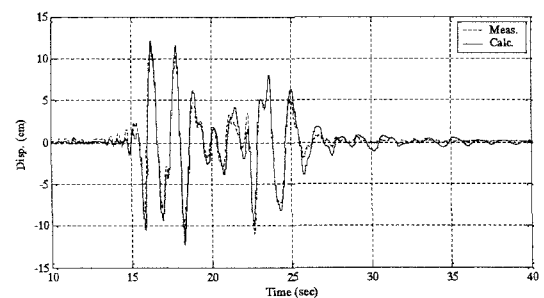


図-27 桁相対変位応答比較
(L2S2-600gal, ねじり破壊型)

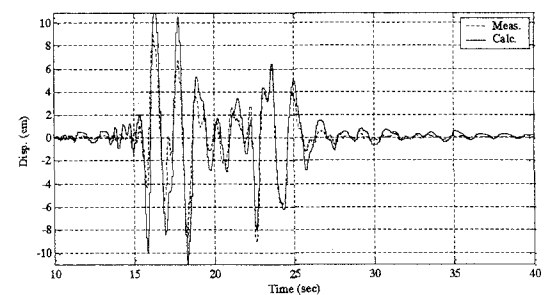


図-28 桁相対変位応答比較
(L2S2-500gal, 座屈トリガー型)

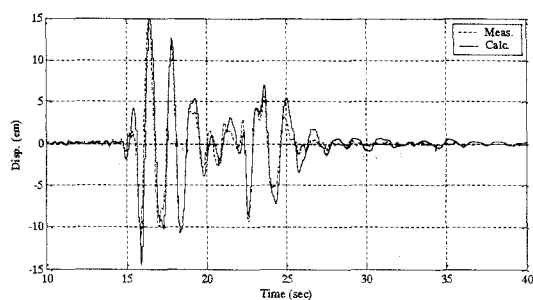


図-29 桁相対変位応答比較
(L2S2-500gal, ボルト破断型)

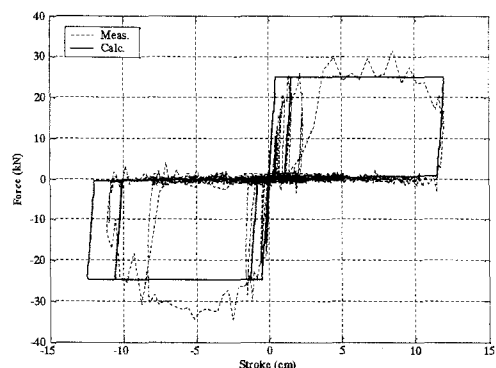


図-30 移動制限装置応答比較
(L2S2-600gal, ねじり破壊型)

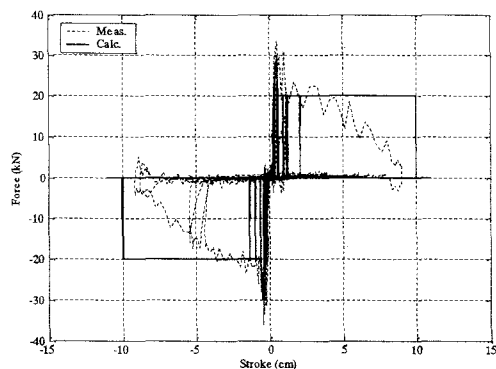


図-31 移動制限装置応答比較
(L2S2-500gal, 座屈トリガー型)

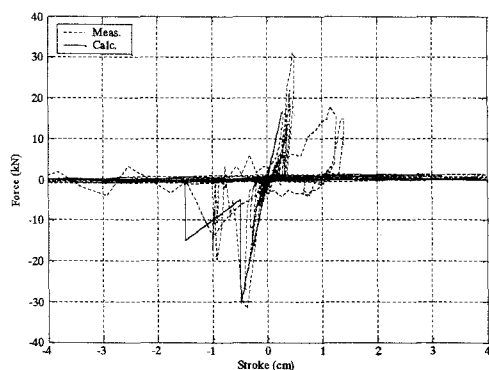


図-32 移動制限装置応答比較
(L2S2-500gal, ボルト破断型)

表-6 桁最大相対変位応答比較

	解析(cm)	実験(cm)
ねじり破壊型	+12.0	+11.9
	-12.4	-11.1
座屈トリガー型	+10.9	+9.01
	-11.0	-9.16
ボルト破断型	+15.2	+14.6
	-14.4	-11.1

7. 結論

本研究では、常時・中小規模地震時における列車走行安全性の確保と、大規模地震時における構造の免震化という 2 つの目的を満足させる構造として、免震支承とともに用いる移動制限装置を 3 タイプ考案・試作し、模型試験体を用いた振動台実験によりその動的特性を確認した。さらに、実験結果をもとに、設計計算に適用可能な各デバイスの簡易な非線形モデルを構築した。

謝辞：振動台実験を行うにあたっては、京都大学防災研究所の市川信夫技官、京都大学工学研究科の中西伸二技術専門官、および(有)野村重機殿に多大なご協力をいただきました。また、実験の遂行・解析には、京都大学工学研究科 家村研究室の諸氏、特に川村崇成・菊池圭記・斉東亮の各氏にご協力頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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, 平成 11 年
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 平成 14 年
- 3) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 平成 16 年
- 4) Hirokazu IEMURA, Shuji IWATA, Kiyomitsu MURATA: Shake Table Tests and Numerical Modelling of Seismically Isolated Railway Bridges, Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004
- 5) 山本泰幹, 森健太郎, 谷中聡久, 岩崎雅紀: 支承の移動制限装置の設計法の提案, 構造工学論文集 Vol.43A, 1997
- 6) Chopra A.K. : Dynamics of Structures -Theory and Application to Earthquake Engineering-, Prentice Hall