ノックオフ部材とすべり支承からなる 支承形式のモデル化に関する検討

中西泰之¹, 松村政秀², 山口隆司³

¹ 正会員 (株) ニュージェック道路グループ橋梁チーム (〒531-0074 大阪市北区本庄東 2-3-20)
E-mail:nakanishiys@newjec.co.jp

² 正会員 大阪市立大学大学院准教授 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
E-mail:m_matsu@civil.eng.osaka-cu.ac.jp

³ 正会員 大阪市立大学大学院教授 工学研究科都市系専攻 (〒558-8585 大阪市住吉区杉本 3-3-138)
E-mail:yamaguti@civil.eng.osaka-cu.ac.jp

強地震時に下部構造へ伝達される慣性力を低減する上ですべり系支承の採用が有効である。ただし、すべり機能は強地震時のみに必要であることから、常時・中小地震時には上部構造の水平移動を拘束する復元力機能、強地震時には移動制限を開放するトリガー機能を有するノックオフ部材を配置し、さらにノックオフ後の過大な変位に対する変位制限装置を組み合わせた支承形式が有用と考えられる。この支承形式を採用して耐震設計法を行う場合には、破断による支承条件の変化や変位制限装置との衝突を再現できる動的解析の実施とそのためのモデル化の検討が必要である。そこで、本研究では、すべり支承、ノックオフ部材、変位制限装置からなる支承形式の地震時挙動および有用性を振動台実験により確認するとともに、再現解析を行い、ノックオフ部材および変位制限装置のモデル化について検討した。

Key Words: Sliding bearing, Shaking table test, Trigger, Dynamic response analysis

1. はじめに

下部構造への地震時慣性力の作用を低減できる免震ゴム支承や機能分離支承は、近年多く橋梁の地震安全性向上法として用いられている。このような柔な復元力を有する支承を備える橋梁は、比較的長い固有振動周期となるため、軟弱地盤上では長周期地震に対して共振しやすくなると考えられる。

一方、すべり支承により下部構造・基礎構造へ伝達される地震時慣性力のさらなる低減が期待できることから、すべり系支承の活用は下部構造・基礎構造の大規模な耐震補強が不要となったり、支承構造の簡略化が図れるなどコスト削減も期待できる。ただし、すべり支承の機能は、強地震時にのみ必要であり、常時・中小地震時には走行性を確保し伸縮装置の損傷を防止するために、上部構造と下部構造との間に復元力を有する必要がある。さらに、強地震時には移動制限を確実に開放する機構、大変形時に落橋を防ぐための変位制限機構が必要となる。

このようなことから著者らは、すべり系支承、支承条件のトリガーとして機能するノックオフ部材および変位制限装置を組み合わせて配置することにより、常時や中小地震時には支承条件を固定、強地震時には可動化を図り、すべり支承による免震を期待する損傷制御法(固定から滑り支承に振動系を移行するシステム)を提案するとともに、

分散支承や免震支承を用いる場合と地震時挙動を比較し、その適用性を検討した¹⁾。このとき、ノックオフ部材の破断に伴う支承条件の変化や変位制限装置との衝突を耐震設計で考慮する上で、それらの挙動をある程度の精度で再現できる動的解析の実施とそのためのモデル化手法の検討が課題であった。

そこで、本研究では、すべり系支承、ノックオフ部材および変位制限装置を組み合わせて使用する支承形式の地震時応答および有効性を検証すべく、小型振動台実験を実施し基礎データを得る。また、この再現解析を行い、ノックオフ部材および変位制限装置のモデル化手法について検討する。

具体的には、提案する支承形式では、ノックオフ部材の破断後に過大な上部構造の移動が生じる場合には変位制限装置との衝突が生じる。橋桁に関する衝突の解析モデル化の手法としては、接触バネによる手法^{2) 3) 4)}のほか、衝突時のエネルギー損失を表現する手法として剛体転倒モデルをFEMに展開した手法⁵⁾などが提案されている。そこで、本研究では、実務設計への適用に着目し簡便に衝突時のエネルギー損失を表現するため、変位制限装置の特性をバネ-ダッシュポットにてモデル化することとし、適切な解析モデル化の手法について検討する。併せて、ノックオフ部材の解析モデル化の手法についても検討する。

2. 対象橋梁

強地震時における落橋事例は少ないものの、運用数が多く、支承部の挙動が顕著に現れやすい構造形式である図-1に示す中小規模のプレテンション方式PC単純中空床版橋(以降、床版橋とする)を対象に、支承の耐震補強を施すことを想定した。

一般に支承に対して耐震補強を施す場合、支承本体の補強あるいは支承の取替が必要となる。強地震時に対しても、支承条件が固定となるように支承本体を補強する場合には、下部構造等への地震時慣性力が増加することが懸念される。また、新たに免震支承や分散支承等へに取替え、下部構造等への地震時慣性力の低減を期待する場合には、これらの支承は一般に固定・可動支承と比べ支承高さが高いことから、橋梁前後の路面全体の嵩上げが必要となるなどの制約を伴う。一方、提案する支承形式では、強地震時には可動化を図ることにより下部構造等の補強のコスト削減も期待でき、かつ、PTFEとSUSの摩擦によるすべり支承の使用を想定しており免震支承等に比べ支承高さを低く抑えることが可能である。

そこで、想定する床版橋の支承の耐震補強にあたり、すべり支承およびロックオフ部材を活用し、常時や中小地震時には支承条件を固定、強地震時には可動化を図り、すべり支承による免震を期待する損傷制御法を適用する。

3. ロックオフ部材とすべり支承からなる支承形式の振動台実験

すべり支承、ロックオフ部材および変位制限装置からなる支承形式を対象に振動台実験を行い、地震

時の振動性状を確認するとともに、ロックオフ部材の破断荷重や変位制限装置の遊間量が振動特性に及ぼす影響を検討する。

(1) 支承形式を想定した実験模型

実験には、想定する床版橋を表-1に示す相似則を考慮して、縮小率 $S=1/10$ により縮小した供試体を用いる。図-2および写真-1に実験装置を示す。上部構造を模したおもりの重量は8.57kNであり、おもりはすべり支承により支持されている。実験におけるすべり支承は、ロックオフ部材の破断や変位制限装置への衝突現象が顕著に現れるように、PTFEとSUSの組合せよりも摩擦係数の小さいローラーにて実装した。振動台上に設置した治具にロックオフ部材を挿入し(写真-1(b))、さらに中央部に孔をあけたおもりを設置する。おもりの両側には、遊間を設けて山型鋼からなる変位制限装置を振動台上に固定し、変位制限装置には、写真-1(c)に示すように衝突緩衝効果を期待して緩衝材を片側60個設置する。なお、すべり支承、ロックオフ部材および変位制限装置の荷重は、おもりと振動台に取り付けた加速度計の計測結果から相対的な加速度を算出し、これにおもりの重量を乗じて算定する。

表-1 適用した相似則

物理量	長さ	時間	振動数	重量	バネ定数	加速度
相似比	S^{-1}	$S^{-1/2}$	$S^{1/2}$	S^{-2}	S^{-1}	1

図-2 ロックオフ部材とすべり支承からなる支承形式(振動台実験)

(2) ノックオフ部材の破断特性と設計式

ゴム系支承と併用されるノックオフ部材には、サイドブロックにスリット加工を施し、この断面縮小部のせん断破壊によりノックオフを実装する構造⁹⁾や、ねじりや座屈によりノックオフを実装する構造⁷⁾などがある。ただし、これらは、橋軸直角方向に着目した構造であり方向依存性を有する。また、すべり支承と併用されるノックオフ部材には、取付けボルトにノッチ加工を施し、ボルトでのせん断破壊によりノックオフを実装する構造がある⁸⁾。ただし、取付けボルトの設置本数が多い場合には、各個撃破など破断性能の発現性が懸念される。そこで、実験には、図-1(b)および(c)に示すように、方向依存性が小さく、かつ少ない設置数でノックオフが実装できる鋼製ピン型ノックオフ部材⁹⁾を用いる。

文献 9), 10)によると、鋼製ピン型ノックオフ部材の破断特性は、同じスリット部の形状であれば破断荷重のばらつきが小さいことが破断実験により明らかにされており、文献 11)で提案されている τ_u (式(1a))を用いて、スリット部の形状寸法から設計破断荷重を求める設計式(1b)が提案されている。

$$\tau_u = (0.747 - 1.22 \times 10^{-4} \times \sigma_u) \times \sigma_u \quad (1a)$$

$$P_u'' = \tau_u \cdot A \quad (1b)$$

ここに、 P_u'' : 設計破断荷重(N), A : スリット部の断面積(mm²), σ_u : 引張強度(N/mm²), τ_u : 終局せん断強度(N/mm²)

実験には、磨き材から直径 16 mm の鋼製円柱を切り出し、径 d , 高さ h のスリット加工(加工寸法は図-1 参照)を施したノックオフ部材を製作し、材料試験の結果を用いてスリット部の断面を式(1a),(1b)により設計する。具体的には、実験実施上の制約から

スリット径 d は 3.5 mm および 4.3 mm に設定した。スリット径 $d=3.5$ mm の供試体の設計破断荷重は、振動台実験に使用のおもりの重量にレベル 1 地震相当の設計水平震度 $k_h=0.3$ を乗じた荷重であり、 $d=4.3$ mm の供試体は、 $d=3.5$ mm の 1.5 倍の設計破断荷重である。加工上の制約から h は 0.8 mm および 1.6 mm とした。製作に用いた鋼材の引張試験結果を表-2に示す。

製作したノックオフ部材の破断特性を調べるために、水平荷重を静的に漸増させる静的せん断破断実験を行った。 $d=3.5$ mm, $h=0.8$ mm の供試体は 4 体の供試体を用いて破断荷重のバラツキを確認した。

表-3 にノックオフ部材の要素実験ケースおよび実験結果を、図-3 に各供試体の荷重変位関係を示す。

表-3 より、スリット径 d が同じ供試体で、スリット高さ h が破断荷重に及ぼす影響に着目すると、 h の値によらず、破断荷重はほぼ等しい値を示しており、破断荷重とスリット高さの関連性は低いといえる。図-3 より、スリット径 d に対してスリット高さ h を高くすると最大荷重から破断するまでの延びが大きくなる傾向が認められる。次に、複数体実施した $d=3.5$ mm, $h=0.8$ mm の供試体の破断荷重はほぼ同じ値を示し、製作誤差に起因する破断荷重のバラツキは小さいことが確認できる。また、実験破断荷重 P_u を設計破断荷重 P_u'' で除した破断荷重の制御率 P_u/P_u'' は、すべての供試体で概ね 1.0 に近い値を示し、ノックオフ供試体の破断荷重を式(1a), (1b)により算定できることが確認できる。

表-2 引張試験結果

項目 試験体	ヤング率 E (N/mm ²)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_u (N/mm ²)
A	2.07×10^5	712.6	745.9
B	2.07×10^5	701.9	744.2

表-3 ノックオフ部材の要素実験ケースと実験結果

供試体名	引張供試	スリット径 d (mm)	スリット高さ h (mm)	h/d	設計荷重 P_u'' (kN)	破断荷重 P_u (kN)	P_u/P_u''
S0308-1	A	3.48	0.78	0.22	4.65	4.50	0.97
S0308-2	A	3.53	0.79	0.22	4.78	4.55	0.95
S0308-3	A	3.52	0.77	0.22	4.76	4.55	0.96
S0308-4	B	3.47	0.81	0.23	4.59	4.95	1.08
S0316	B	3.48	1.58	0.45	4.61	4.35	0.94
S0408	B	4.28	0.79	0.18	6.98	7.25	1.04
S4316	B	4.29	1.57	0.37	7.01	6.70	0.96

図-3 ノックオフ部材の荷重変位関係の一例

(a) 荷重変位関係 ($v=0$) (b) 載荷速度と衝撃荷重の関係 (c) 載荷速度と最大縮みの関係 (d) 載荷速度と反発係数

図-4 緩衝材の要素衝突実験の結果

図-5 変位制限装置の荷重-変位関係

表-4 すべり支承の履歴特性

初期 剛性 K_1 (N/mm)	2次 剛性 K_2 (N/mm)	降伏 荷重 P_1 (N)
107	1.32	179

表-5 実験ケースおよび実験結果

供試 体名	地震 動	実験ケース				実験結果	
		変位制限装置	ノックオフ部材			ノックオフ 破断時刻 t (s)	最大衝突 荷重 P_{max} (kN)
			遊間量 u (mm)	スリット径 d (mm)	スリット高さ h (mm)		
FIX	II-III-3	-	-	-	-	-	-29.81
FREE 15		15	-	-	-	-	11.24
350815			3.47	0.82	4.59	1.501	-16.37
430815			4.32	0.82	7.11	1.618	-17.45
431615			4.25	1.57	6.88	1.588	-17.62
FREE 45		45	-	-	-	-	29.72
350845			3.52	0.82	4.72	1.497	25.95
351645			3.49	1.57	4.64	1.604	25.27
430845			4.25	0.82	6.88	1.609	21.32
431645			4.29	1.58	7.01	1.584	24.41
FIX	I-III-3	-	-	-	-	-	10.39
FREE 15		15	-	-	-	-	-18.98
351615			3.48	1.56	4.61	28.512	-18.74
431615			4.24	1.55	6.85	26.228	-20.56

図-6 すべり支承 履歴特性の再現性確認の一例 (0.2s)

(3) 緩衝材を備えた変位制限装置の特性

ノックオフ後に上部構造(おもり)と下部構造の相対変位が急増し過大な移動を伴う場合の衝突の緩衝を期待して、変位制限装置には緩衝材を設置する。緩衝材には、製作性や設置の容易さの観点から、1辺20mmの立体形の硬度20度の熱硬化性ポリエーテルウレタンエラストマーを用い、これを片側60体設置した緩衝構造を設置する。なお、この1要素を対象に衝突実験を実施し、速度依存性や反発特性などの要素特性を得る。また、1要素を用いる衝突実験の衝突速度は後述する振動台実験と同様な範囲とし、緩衝材の形状は上述以外にも複数体用いて要素実験を実施した結果、対象構造に適した寸法として上記形状を試行により採用した。

a) 緩衝材の要素衝突実験

緩衝材の速度依存性、反発特性を把握するため、緩衝材におもりの1/60の重量の鋼材を速度0~0.6m/sの間で衝突させる要素衝突実験を行った。図-4(a)に载荷速度0m/s(静的)における緩衝材の荷重(反力)-変位関係を示す。同図より緩衝材は、約8mm(全高20mmの40%)まで縮小すると、ハードニングにより非線形性が顕著に認められる。図-4(b)~(d)に载荷速度と反力、最大縮みおよび反発係数の関係を示す。図-4(b)および(c)に示すとおり、载荷速度が大きくなるにつれ、緩衝材に生じる衝撃荷重

および最大縮みは大きくなるが、図-4(d)に示すとおり、反発係数 e の速度依存性は低くほぼ一定な値をとり、平均値は $e=0.499$ であった。

b) 緩衝材を備えた変位制限装置の履歴特性

ここでは、振動台実験に用いる変位制限装置の履歴特性を、振動台上におもり(8.54kN)、すべり支承および緩衝材60個を設置した変位制限装置を設置して、 $v=0.4$ m/sの一定速度でおもりを衝突させることにより確認する。

図-5に変位制限装置の衝突実験結果を示す。緩衝材を備えた変位制限装置は、要素衝突実験と同様に約8mmの圧縮変形を受けると非線形性を示すことが確認できる。また、変位制限装置の衝突実験より得られた剛性は、 $K_1=1.6$ kN/mm、 $K_2=18.1$ kN/mmであり、要素衝突実験により得られた剛性を60倍して算定される、変位制限装置の剛性($K_1=0.1 \times 60=6.0$ kN/mm、 $K_2=2.6 \times 60=156$ kN/mm)よりは小さな値を示した。感圧紙を用いて緩衝材の圧力分布を計測したところ、緩衝材に作用する力が必ずしも均等でなかったことから要素衝突実験の結果に基づいて算定される剛性との差異が生じたと推察される。

(4) すべり支承の特性

振動台実験に用いるすべり支承の履歴特性を振動台上におもりおよびすべり支承を設置して、振幅±10mmの正弦波加振実験を行い把握する。正弦波の加振周期は、道路橋示方書¹²⁾に示されるⅢ種地盤に対する地震動のスペクトルのピーク周期(0.34~1.5s)を参照し、相似則を考慮して0.1~0.5sに設定した。

すべり支承の履歴特性は、図-6に示すように地震動のピーク周期における正弦波加振実験を再現できるように試行により表-4に示すとおり設定した。

(5) 実験ケース

表-5 に実験ケースを示す。FREE は、ロックオフ部材を設置しないケースである。FIX は、スリットを有さない鋼製ピンを挿入し、おもりの変位を拘束するケースである。

ロックオフ部材の形状は、スリット径 $d=3.5$ mm および 4.3 mm, スリット高さ $h=0.8$ mm および 1.6 mm の供試体を対象とした。また、振動台実験に用いる変位制限装置(緩衝材の先端)とおもりの遊間は、 15 mm (実寸: 150 mm) および 45 mm (実寸: 450 mm) の2通りに設定した。ロックオフ部材を設置するケースは、ロックオフ部材の形状および変位制限装置とおもりの遊間量を示す8桁の数字にて呼称しており、例えば、350815は、スリット径を $d=3.5$ mm, スリット高さを $h=0.8$ mm としたロックオフ部材を用い、変位制限装置とおもりの遊間量を $u=15$ mm と設定した実験ケースである。

振動台には、レベル2地震動の標準波形として道路橋示方書¹²⁾に示されているII-III-3地震動およびI-III-3地震動を、相似則を考慮して時間軸を31.6%($S=10$)に縮小した加速度波形を入力する。

(6) 振動台実験の結果

図-7にFIX, FREE, ロックオフ部材を配したケースの荷重-変位関係とその時刻歴応答の一例を、表-5

に振動台実験におけるロックオフ部材の破断時刻 t および変位制限装置に生じる最大衝突荷重 P_{max} を示す。

図-7および表-5よりロックオフ部材を配したケースでは、いずれの実験条件においても地震の初期段階には、ロックオフ部材は破断せずおもりの移動を制限しFIXに近い挙動を示している。また、ロックオフ部材の破断後には移動を解放しFREEに近い挙動を示し、変形が大きくなると変位制限装置への衝突が生じることが確認できる。したがって、設計で想定した通り、ロックオフ部材が支承条件を固定から可動へと移行させるトリガーとしての機能を担い、強地震時にのみすべり状態が発現できること、ロックオフ後には上部構造が変位制限装置に繰り返し衝突することが確認できた。また、I-III-3地震動を入力した場合には、すべり支承にロックオフ部材を設置したケースにて、FIXと比べ大きな支承反力を示しており設計で期待した免震効果が発揮されていない。これは、支承条件を固定とした場合の固有周期(下部構造の固有周期)と地震動の有する周期特性の関係によると考えられ、すべり支承にロックオフ部材を配した支承形式の採用にあたっては、下部構造の周期特性について確認する必要があるといえる。

図-8および表-5にロックオフ部材の破断荷重が異なる場合の動的応答の違いを示す。設定した範囲で

図-7 FIX, FREE, ロックオフ部材を配した場合の振動性状の差異

図-8 ロックオフ部材を配したケースの振動性状

図-9 変位制限装置、すべり支承のモデル化

は、ロックオフ部材の破断タイミングが1秒程度異なること、すべり状態への移行後は外力の周期に対する依存性は低く、破断タイミングが異なる場合にも概ね同様な応答を示すことがわかる。なお、ロックオフ部材の破断のタイミングが異なることにより、変位制限装置への衝突荷重はばらつき、遊間量が等しい場合、最大で2割程度の差異が生じている。

上部構造と変位制限装置の遊間量に着目すると、変位制限装置の設置遊間により衝突荷重は2～6割程度変動する。たとえば遊間量が大きい $u=45$ mm(実寸:450 mm)の実験ケース350845は遊間量の小さい $u=15$ mm(実寸:150 mm)のケース350815に比べ衝突荷重が約6割程度大きい。遊間量を大きく設定する場合には、変位制限装置への衝突速度が増し衝突荷重が大きくなると推察される。大変形に対する変位制限装置を設計する際に、遊間量の設定および緩衝材の選定が重要な項目となる。

4. ノックオフ部材とすべり支承からなる支承形式のモデル化手法

振動台実験で用いた供試体を、一質点系のばね-マス-ダッシュポットにモデル化し、実験の再現解析を行う。実験と解析結果を比較することにより、各部材の適切なモデル化手法について検討する。解析には、EPASS/USSP¹³⁾を用いる。

(1) 変位制限装置の解析モデル化手法

II-III-3 地震動を入力した、実験ケースFREE15およびFREE45を対象に再現解析を行い、変位制限装置の適切なモデル化手法について検討する。

このとき、衝突時のエネルギー損失を簡易に表現するため、剛体すべりや回転によるエネルギー損失は微小であると判断し、変位制限装置は反発係数より算定される粘性減衰 C を考慮したバネ-ダッシュポットにてモデル化する。粘性減衰 C は式(2a), (2b)より算定する。

表-6 変位制限装置のモデル化および解析ケース

解析ケース		遊間量 u (mm)		初期剛性 K_1 (N/mm)	2次剛性 K_2 (N/mm)	降伏変位 δ_y (mm)	粘性減衰 C (N・s/mm)
FREE15	初期剛性型	+20.00	-20.00	1,600	—	—	16.157
	衝突剛性型	+28.68	-28.68	18,100	—	—	54.344
	バイリニア 1	+20.00	-20.00	1,600	18,100	8.68	16.157
	バイリニア 2	+20.00	-20.00	1,600	18,100	8.68	54.344
FREE45	初期剛性型	+41.32	-50.32	1,600	—	—	16.157
	衝突剛性型	+50.00	-59.00	18,100	—	—	54.344
	バイリニア 1	+41.32	-50.32	1,600	18,100	8.68	16.157
	バイリニア 2	+41.32	-50.32	1,600	18,100	8.68	54.344

$$C = 2\gamma\sqrt{m \cdot K} \quad (2a)$$

$$\gamma = -\frac{\ln(e)}{\sqrt{\pi^2 + \ln(e)^2}} \quad (2b)$$

ここに、 C :粘性減衰(N・s/mm), K :バネ定数(N/mm), m :質量(=0.874 N・s²/mm), γ :パラメータ, e :反発係数(=0.499)

また、変位制限装置の履歴特性は変位制限装置の衝突実験の結果(図-5)を参考にして、図-9に示すとおり、緩衝材の初期の圧縮剛性にてモデル化する初期剛性型、緩衝材のハードニング後の剛性にてモデル化する衝突剛性型、初期とハードニング後の剛性からバイリニア型の骨格曲線にてモデル化するバイリニア型の3通りに設定した。ここで、粘性減衰 C は式(2a)に示したとおり、バネ定数 K により変動することから、バイリニア型については、初期剛性より算定される粘性減衰にてダッシュポットをモデル化するバイリニア1、衝突剛性よりモデル化するバイリニア2を設定する。解析ケースを表-6および図-9に示す。なお、衝突前に粘性減衰による過度な減衰が作用しないように、衝突を表現するバネと緩衝材の圧縮剛性を表現するバネは直列バネとして別途モデル化している。すべり支承は、表-4に示した値を用いて履歴減衰を考慮してモデル化する。

表-7に変位制限装置への最大衝突荷重 $P_{\max}$ を、図-10および図-11に荷重-変位関係および変位の時刻

表-7 変位制限装置のモデル化による衝突荷重の差異

解析ケース		最大衝突荷重 $P_{\max}$ (kN)	誤差 (%)
FREE15	実験結果	11.240	-
	初期剛性型	10.710	-4.7
	衝突剛性型	48.472	331.2
	バイリニア 1	10.710	-4.7
	バイリニア 2	-7.032	-37.4
FREE45	実験結果	29.716	-
	初期剛性型	21.153	-28.8
	衝突剛性型	67.734	127.9
	バイリニア 1	58.665	97.4
	バイリニア 2	-11.847	-60.1

図-10 変位制限装置のモデル化の違いによる応答性状の差異 (FREE15)

図-11 変位制限装置のモデル化の違いによる応答性状の違い (FREE45)

歴応答を示す。緩衝材の圧縮変形量が 4.15 mm と小さく、ゴムのハードニングが生じていない FREE15 は、初期剛性型、バイリニア 1 の場合に最大衝突荷重、応答変位が実験結果と良好に一致している。衝突剛性型では、変位量は概ね一致したが衝突時の荷重を過大に、衝突剛性から粘性減衰を設定したバイリニア 2 では、バイリニア 1 と比べ減衰が大きく作用し衝突時の荷重を過小に評価している。

緩衝材の圧縮変形量が 9.03 mm と大きく、ハードニングが生じた FREE45 は、初期剛性型では最大衝突荷重、応答変位が概ね実験と一致した。衝突剛性型、バイリニア 1 では変位量は概ね一致したものの衝突時の荷重を過大に、バイリニア 2 では衝突時の荷重を過小に評価している。以上から、おもりと変位制限装置の衝突現象を、反発係数より算定される粘性減衰 C によるダッシュポット、初期剛性型の剛性を有するバネ要素にてモデル化することで比較的精度よく衝突現象を再現できることがわかった。

(2) ノックオフ部材のモデル化手法の検討

II-III-3 地震動を入力した実験ケース 350815 および 350845 を対象に再現解析を行い、ノックオフ部材の適切なモデル化手法を検討する。ここでは、ノックオフ部材の設置遊間 u 、ノックオフ部材の骨格曲線のモデル化に着目する。

ノックオフ部材のばね剛性は、 $d=3.5$ mm, $h=0.8$ mm の供試体を用いて実施した破断実験の結果 (図-3 および表-3) を参考に、4 体の剛性の平均値により、表-8 および図-12 のように設定する。ノックオフ部材の骨格曲線は、最大荷重までをモデル化したバイリニア、破断変位までをモデル化したトリリニア、トリリニアモデルに遊間量をモデル化した遊間ありトリリニアの計 3 ケースに設定した。すべり支承は要素実験の結果に基づき表-4 に示した値を用いて履歴減衰を考慮してモデル化し、変位制限装置は前項で述べた初期剛性により算定した粘性減衰とバネにてモデル化した初期剛性型とし表-9 に示す値を

表-8 ノックオフ部材のモデル化および解析ケース

解析ケース	遊間量 u (mm)	降伏変位 δ_y (mm)	初期剛性 K_1 (N/mm)	最大荷重変位 δ_p (mm)	2 次剛性 K_2 (N/mm)	破断変位 δ_b (mm)	3 次剛性 K_3 (N/mm)
バイリニア	—	0.182	21,900	0.431	9,600	—	—
トリリニア	—	0.182	21,900	0.431	9,600	1.10	0.10
遊間ありトリリニア	0.95	0.182	21,900	0.431	9,600	1.10	0.10

表-9 変位制限装置のモデル化

ケース	遊間量 u (mm)	初期剛性 K_1 (N/mm)	粘性減衰 C (N・s/mm)
350815 初期剛性型	+49.00 -53.00	1,600	16.157
350845 初期剛性型	+21.00 -17.00	1,600	16.157

図-12 ノックオフ部材のモデル化

図-13 ノックオフ部材のモデル化の違いによる応答性状の差異 (350815)

図-14 ノックオフ部材のモデル化の違いによる応答性状の差異 (350845)

表-10 ノックオフ部材のモデル化による衝突荷重の差異

解析 ケース	ノックオフ 破断時刻 t (s)	最大衝突 荷重 P_{max} (kN)
350815	実験結果	1.497
	バイリニア	1.482
	トリリニア	1.885
	遊間ありトリリニア	1.504
350845	実験結果	1.501
	バイリニア	1.589
	トリリニア	1.912
	遊間ありトリリニア	1.491

用いてモデル化した。

表-10 に各解析ケースのノックオフ部材の破断時刻 t および変位制限装置の最大衝突荷重 P_{max} を、図-13 および図-14 に各解析ケースの荷重-変位関係および変位の時刻歴応答を示す。

いずれのケースにおいても振動性状には大きな差異は認められないものの、ノックオフ部材のモデル化の違いにより、ノックオフ部材の破断時刻が異なった。設定したノックオフ部材の骨格曲線のうち、遊間ありトリリニアの解析結果が実験結果の破断時刻を近似できており、実験と同等な衝撃荷重を示した。ノックオフ部材の破断時刻が正確に再現できない場合には、変位制限装置に対する衝突荷重を適切に評価できず、過小に評価する傾向が認められた。したがって、ノックオフ部材の破断のタイミングを再現し、衝突荷重を適切に評価するには、実部材の荷重変位関係を忠実にモデル化することが確認できる。

5. 結論

ノックオフ部材、すべり支承を活用した支承形式を構成する各要素の特性を把握するために、要素実験を実施した。また、ノックオフ部材を有するすべり支承の動的挙動を振動台実験により確認し、その再現解析により各部材の解析モデル化の方法について検討した。本検討で得られた主な結果を以下に示す。

1) ノックオフ部材を用いると、常時および中小地震時には固定、強地震時には可動へと移行する支承

条件をすべり支承に付与することができる。

- 2) ノックオフ部材の破断荷重の違いにより、変位制限装置への衝突荷重の最大値が異なり、振動台実験の結果に基づく2割程度の差異が生じた。
- 3) 上部構造と変位制限装置の設置遊間量が変位制限装置への衝突荷重に及ぼし、最大で6割程度の差異が生じた。変位制限装置を設計する際に、遊間量の設定および緩衝材の選定が重要な項目である。
- 4) 変位制限装置を、反発係数より算定される粘性減衰 C によるダッシュポット、緩衝材の初期剛性から算定される剛性を有するバネ要素により簡易的にモデル化すると、実験により得られた変位制限装置への衝突現象を比較的精度よく再現できることがわかった。
- 5) 変位制限装置とおもりの衝突現象を、簡易的にバネ-ダッシュポットにてモデル化する場合、粘性減衰を算定する際の剛性の取り方により、衝突力を過小に評価する場合があるため、粘性減衰を算定する際には留意が必要である。
- 6) ノックオフ部材を、設置遊間等を含め、実部材の荷重変位関係を忠実にモデル化することにより、解析精度の向上が期待できる。

本研究では、提案した支承形式のモデル化の妥当性を、縮小模型を用いる振動台実験の解析による再現性から検証した。実橋梁へ提案構造を適用する場合にも実物を用いた各要素の実験を実施することにより、適用後の動的挙動を解析により再現することができると考えられる。

また、本研究は解析モデル化の手法に着目したため、提案する支承形式の実構造物への適用性やコスト削減効果については今後検討を行う必要がある。

なお、今回の実験では荷重の計測方法として、おもりと振動台に取り付けた加速度計の計測結果から相対的な加速度を算出し、これにおもりの重量を乗じて算定する手法を採用した。感度の高い加速度から荷重を算定したため、荷重値にややばらつきが生じていることから、今後の実験では荷重計を使用するなど改善が必要と考える。

参考文献

- 1) 松村政秀, 中西泰之, 金田貴洋, 山口隆司: 低摩擦型すべり支承にロックオフ部材を組み込んだ支承形式の地震応答解析, 第15回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.385-388, 土木学会, 2012.
- 2) 川島一彦: 動的解析における衝突のモデル化に関する一考察, 土木学会論文報告集, No.308, pp.123-126, 1981.
- 3) 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, No. 612/I-46, pp. 129-142, 1999.
- 4) 渡邊学歩, 川島一彦: 衝突ばねを用いた棒の衝突の数値解析, 土木学会論文集, No. 675, pp.125-139, 2001.
- 5) 阿部雅人, 藤野陽三, 吉田純司, 朱平, 柳野和也: 地震時における橋桁の衝突現象のモデル化と実験的検証, 土木学会論文集, No.759, pp.181-197, 土木学会, 2004.
- 6) 坂井田実, 吉田雅彦, 北田俊行, 松村政秀: 支承サイドブロックにおける破断特性制御構造の提案, 土木学会地震工学論文集, Vol.26, CDROM, 2003.
- 7) 池田学, 豊岡亮洋, 家村浩和, 比志島康久, 鶴野禎史, 池永雅良, 原田孝志: 鉄道免震構造用緩衝型移動制限装置の振動台実験, 第8回地震時保有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.177-184, 土木学会, 2005.
- 8) 本荘清司, 横山和昭, 前原直樹, 田崎賢治, 姫野岳彦: ロックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策, 構造工学論文集, Vol.55A, 土木学会, pp.506-514, 2009.
- 9) 金田貴洋, 松村政秀, 中西泰之, 山口隆司: スリット加工を施した鋼製ピンのせん断破断実験, 土木学会第69回年次学術講演会, I-065, 2014.
- 10) 松村政秀, 石原和之: 軸部にスリットを設けたM12高力ボルトの引張およびせん断破断実験, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.83-91, 土木学会, 2012.
- 11) 武田成悟, 橋本篤秀: 鋼材の引張強さとせん断強度, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.511-514, 2004.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V. 耐震設計編, 2012.
- 13) Toshiyuki Kitada, Masahide Matsumura, Y. R. An and Toshiro Yamano: Advanced Static/Dynamic, Elasto-Plastic and Finite Displacement Analysis of Steel and Composite Spatial Structures, International symposium on advances in steel and composite structures 2005, pp.58-81, 2005.

(2014.11.7 受付, 2015.2.12 修正, 2015.2.21 受理)

CONSIDERATION ON MODELING METHOD OF BEARING CONSISTING OF KNOCK OFF MEMBER AND SLIDING PLATE

Yasuyuki NAKANISHI, Masahide MATSUMURA and Takashi YAMAGUCHI

Sliding bearing provide less seismic force delivered to substructures and are effective for ensuring the seismic safety of bridge structures. For more rational and effective use of the sliding bearing, the authors consider a damage controlling method by use of combination of sliding bearings, knock off members and displacement restrainers as bridge bearing. In this paper, a modeling method using spring elements of the proposed bearing for dynamic response analysis is verified through comparisons between experimental and analytical results.