

Title	免震デバイスを用いた鋼鈑桁橋の耐震性向上に関する研究
Author(s)	姬野, 岳彦
Citation	北海道大学. 博士(工学) 乙第6943号
Issue Date	2014-12-25
DOI	10.14943/doctoral.r6943
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/57726
Туре	theses (doctoral)
File Information	Takehiko_Himeno.pdf



免震デバイスを用いた鋼鈑桁橋の 耐震性向上に関する研究

Study on improvement of seismic performance of steel plate girder bridges using isolation devices

2014年6月

姫野 岳彦

論文要旨

日本の国土は地震発生のリスクが高い場所に位置しており,阪神淡路大震災や東日本大 震災などによる甚大な被害は記憶に新しいところである.今後も,東海・東南海・南海地 震の発生確率の高まりが指摘されている中で,橋梁などの重要な社会資本の耐震性を確保 し,かつ向上を図ることは喫緊の課題である.

そこで本研究では,鋼桁橋の耐震性向上策を考える上で,特に支承部に免震デバイスを 適用する構造形式に着目し,従来の支承構造が抱える問題点を整理しながら,新しいデバ イスの提案を行い,その性能評価を行うために必要な載荷実験の実施,設計モデルの構築, 耐久性や耐荷力の評価法の検討および橋梁構造物への適用性検討等を行った.

第1章では、橋梁用支承部が担っている役割、要求性能などを整理し、支承部は橋梁の 耐震性に影響を与える重要な要素であることを示した.ここでは、既往の各支承デバイス の特徴やそれらの知見を例示し、現存する課題点などを明確にすることに力点をおいた.

また,支承部は橋梁の固有周期を決定する役割もあることから,本研究で対象とする範 囲として,積極的な長周期化を行う免震設計のみではなく,擬似的な固定支点を有する地 震時慣性力分散設計についても対象として,それぞれの特徴を示すこととした.

第2章では、従来の1点固定方式などにより、地震時荷重が特定の下部構造に集中する 構造ではなく、複数の下部構造上の支承部を擬似的に固定とすることで、それぞれに慣性 力を分散させる設計法に着目し、その際に有効となる支承形式の提案を行った.

具体的には、以下の2つの支承構造を検討対象とした.

ひとつは、多点固定橋梁に着目して、諸外国では古くから採用されていたが、日本国内 では検討事例がない状態であったウレタンゴム材料を支承部に用いることで、耐震性のみ ならず、常時の耐候性の向上などが期待できる Disk Bearing 構造. ふたつ目は、地震時水平 力分散型の橋梁形式に着目し、従来の天然ゴムを用いた積層ゴム支承が抱える橋桁の回転 たわみ追随性に関する課題点を改善するために、ゴム支承と BP.B 支承の機能を一体化した 支承構造を扱っている.

これらの支承の特徴を精査し,また,支承部の性能検証実験を実施することで,その有 効性を示した.さらに,構造の妥当性評価を行うために必要な FEM と実験を組み合わせた 性能評価法の検討や,多積層のゴム支承の圧縮特性を精度良く評価するための設計式の導 出などを実施した.また,橋梁構造物への適用を想定した試設計を行い,その適用性に関 する知見を得た.

第3章では,耐震性向上のために重要な長周期化および高減衰化を同時に実現させるための支承構造の検討として,従来の免震支承よりも減衰性能の向上を目指したデバイスの

性能評価や設計モデルの構築を行った.

具体的には、これまでは鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰ゴム支承として採用さ れてきた2種類の免震支承に対して、両者がもつエネルギー吸収部材(鉛プラグ、高減衰ゴ ム)をひとつの支承に組み込むことで高機能化を図った構造を対象とし、その性能検証実験 による比較検討によって優位性を示した.また、支承の復元力履歴特性を橋梁の地震時挙 動を評価するための非線形時刻歴応答解析に取り込むためのモデル化を行い、実橋梁構造 物に対するケーススタディにより、その適用性を明らかにした.

第4章では、免震化の更なる発展系として、理想的な地震力遮断(長周期化)構造を目指し て、オールフリー構造を含めたすべり支承の活用検討を行った.すべり支承は、かねてよ り多くの採用実績を有しており、設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性 は確認できているものの、摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価、さらに は経年変化による材料の劣化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い.

そこで、これらの課題に対して、クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数を 一定とした設計法ではなく、ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデ ルを提案した.さらに、ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参 考に、長期摺動試験を行い、その耐久性の検証なども実施し、加えて、実橋梁におけるケ ーススタディにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行っ た.

以上の研究により,橋梁の耐震性向上を図るために,その架設地点の地盤条件や橋梁形 式によって,選択すべき支承形式や目標とすべき固有周期帯には違いがあり,それぞれの 支承の特徴・性能を適切に評価することで,大地震時においても構造物を安全に維持でき る設計が可能であることなどを明らかにした.

関連発表論文

【論文】

1. 姫野岳彦, 運上茂樹: 支承部における摩擦特性のモデル化とその評価式に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.145, pp.1-6, 2003 年

2. 姫野岳彦,新名裕,都築昭夫,林川俊郎: 複合型免震支承の橋梁構造物への適用に関する研究,鋼構造年次論文報告集, Vol.19, pp.423-428, 2011 年

3. 姫野岳彦,竹ノ内浩祐,朝倉康信,林川俊郎:ウレタンゴム材料を用いた橋梁用支承部の合理化に関する研究,鋼構造年次論文報告集, Vol.21, pp.472-476, 2013 年

【発表】

1. 姫野岳彦, 運上茂樹: すべり系免震支承の摩擦特性に関する力学的考察, 土木学会, 平成 15 年度第1部門年次学術講演会, Vol.58, No.I-387, pp.773-774, 2003 年

2. 姫野岳彦, 運上茂樹: 地震時水平力分散ゴム支承の圧縮特性に関する評価モデルの検討, 土木学会, 平成 16 年度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, Vol.7, pp.409-414, 2004 年

3. 姫野岳彦,運上茂樹:体積弾性係数を考慮した円形ゴム支承の圧縮特性評価モデル,土 木学会,平成16年度第1部門年次学術講演会,Vol.59,No.I-152,pp.303-304,2004年

4. 姫野岳彦,運上茂樹:経年変化特性に着目した支承部のすべり摩擦特性に関する研究, 土木学会,平成17年度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, Vol.8, pp.103-108, 2005年

5. 姫野岳彦, 鵜野禎史, 比志島康久, 本間慶一, 谷憲一: 同一支承構造内で回転機構と弾 性支持機構を分離させたハイブリッド支承の開発, 土木学会, 平成17年度第1部門年次学 術講演会, Vol.60, No.I-113, pp.223-224, 2005年

6. 岡田太賀雄,姫野岳彦,運上茂樹,遠藤和男:すべり系免震支承を有する橋梁の地震時 応答特性,土木学会,平成18年度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,Vol.9, pp.365-370,2006年

7. 姫野岳彦, 鵜野禎史, 本間慶一, 森田泰玄: ゴム支承の高機能化を実現させた新しい支 承構造の提案, 土木学会, 平成 18 年度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, Vol.9, pp.447-452, 2006 年

8. 高橋良和,家村浩和,鵜野禎史,姫野岳彦:回転機構を付加した免震支承の復元力特性, 土木学会,平成18年度第1部門年次学術講演会,Vol.61,No.I-230, pp.459-460, 2006年

9. 姫野岳彦, 鵜野禎史: 免震支承の要素別非線形履歴特性評価法に関する検討, 土木学会, 平成18年度第1部門年次学術講演会, Vol.61, No.I-228, pp.455-456, 2006年

10. 竹ノ内浩祐,山田博,中村保之,姫野岳彦,本間慶一,比志島康久:ウレタンゴムを用いた支承の開発,土木学会,平成21年度第1部門年次学術講演会,Vol.64, No.I-477, pp.893-894, 2009年

11. 高橋徹, 姫野岳彦, 本間慶一, 吉田雅彦, 山田博, 竹ノ内浩祐, 中村保之: ウレタンゴ ム支承の回転性能検証実験, 土木学会, 平成 21 年度第1部門年次学術講演会, Vol.64, No.I-478, pp.895-896, 2009 年

12. 姫野岳彦,高橋徹,吉田雅彦,中村保之,竹ノ内浩祐,山田博:ウレタンゴムを用いた Disk Rubber Bearing の高荷重支持性能の評価,土木学会,平成 22 年度第1部門年次学術講 演会,Vol.65, No.I-036, pp.71-72, 2010 年

 13. 姫野岳彦,新名裕,都築昭夫:減衰性能の更なる向上を実現した新しい免震ゴム支承の 開発,土木学会,平成23年度第1部門年次学術講演会,Vol.66, No.I-348, pp.695-696, 2011
年

14. 姫野岳彦,吉田雅彦,山田博,竹ノ内浩祐,原田孝:橋梁用支承部に用いるウレタンゴム材料の適用性と性能評価,土木学会,平成24年度第1部門年次学術講演会,Vol.67, No.I-069, pp.137-138, 2012年

15. 姫野岳彦, 宮原幸春, 今村壮宏, 山下恭敬, 貝沼重信, 松田哲夫, 坂田裕彦, 岩崎雅紀, 五十嵐隆之: BP 支承のすべり性能耐久性に関する実験的検討, 土木学会, 平成 25 年度第1 部門年次学術講演会, Vol.68, pp.545-546, 2013 年

16. 五十嵐隆之,河内山修,今村壮宏,山下恭敬,貝沼重信,松田哲夫,坂田裕彦,姫野岳 彦: BP-B 支承の回転耐久試験による回転性能の検討,土木学会,平成 25 年度第1部門年次 学術講演会,Vol.68, pp.547-548, 2013 年

iv

目次

論文要旨 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	i
関連発表論文 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ i	ii
目次 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	v
★ 1 辛 皮 →	
	1
1.1 本研先の有京 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	1
	4
1.2.1 橋梁文本部の役割と課題	
1.2.3 文本部の構造詳細	_
1.3 本論文の目的 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	0
1.4 本論文の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1
第1章の参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 2	3
第2章 疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討	
2.1 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 2	4
2.2 多点固定橋梁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 2	5
2.2.1 高機能化構造の提案	
2.2.2 支承性能の検証実験	
2.2.3 FEM 解析を用いた圧縮限界性能の評価法の提案	
2.2.4 まとめ	
2.3 地震時水平力分散橋梁・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 4	2
2.3.1 高機能化構造の提案	
2.3.2 支承性能の検証実験	
2.3.3 適用性評価に関する検討	
2.3.4 多積層ゴム支承の圧縮性能評価モデルの構築	
2.3.5 まとめ	
2.4 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 5	8
第2章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6	0
第3章 高減衰性能を期待した免震デバイスの性能評価	
3.1 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 6	2
3.2 複合型免震支承の提案 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 6	3
3.3 支承性能の検証実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 6	6
3.3.1 材料特性	
3.3.2 圧縮疲労特性	

3.3.3 せん断疲労特性	
3.3.4 載荷速度に対する依存性の評価	
3.3.5 載荷面圧に対する依存性の評価	
3.3.6 温度条件に対する依存性の評価	
3.3.7 せん断変性性能の評価	
3.3.8 まとめ	
3.4 履歴特性のモデル化 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 84
3.4.1 要素の分割	
3.4.2 要素のモデル化	
3.4.3 まとめ	
3.5 適用性評価に関する検討 ・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 90
3.6 まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 92
第3章の参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 93
第4章 地震力遮断デバイスによる免震構造	
4.1 概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 94
4.2 地震力遮断デバイスの基本概念・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 95
4.3 すべり支承の耐久性評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 97
4.3.1 撤去支承を用いた摩擦特性評価実験	
4.4.2 長期摺動実験による摩耗量評価	
4.4.3 まとめ	
4.4 支承部における摩擦特性の評価法・・・・・・・・・・・・・	••••• 107
4.4.1 摩擦特性のモデル化と評価式の誘導	
4.4.2 評価式の検証と摩擦特性のばらつき	
4.4.3 まとめ	
4.5 適用性評価に関する検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 115
4.5.1 解析概要	
4.5.2 解析結果	
4.5.3 まとめ	
4.6 まとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 124
第4章の参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 126
第5章 結論	
5.1 研究の総括 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 128
5.2 今後の課題 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	••••• 132

第1章

序論

1.1 本研究の背景

日本の国土は地震発生のリスクが高い地域に位置しており,阪神淡路大震災や東日本大 震災などによる甚大な被害は記憶に新しいところである.今後も,東海・東南海・南海地 震の発生確率の高まりが指摘されている中で,橋梁などの重要な社会資本の耐震性を確保 し,かつ向上を図ることは喫緊の課題である.

橋梁構造物は、交通ネットワークの一部を担っており、万が一、損傷・崩壊等が発生し、 その機能が健全な状態を保てなくなった場合には、単純に通行機能が阻害されるだけでは なく、ひいては、社会活動・経済活動全体に大きな影響を与える可能性が考えられる.特 に、日本国は狭い国土であり、なおかつ、起伏に富んだ地形であるため、都市内の高速道 路網を中心とした交通ネットワークには高架橋を主体する橋梁構造物が非常に多く存在し ている.このような社会資本を地震発生リスクの高い国土において健全に、そして安全に、 長期間維持することが橋梁技術者に課せられている使命と考えられる.

日本における耐震技術は、道路橋示方書・同解説[1]において、その指針が示されている が、地震発生による被災経験および被災分析による知見によって、適宜、見直し・改訂が 行われてきている. 1995 年 1 月 17 日に発生したマグニチュード 7.3 の大地震(兵庫県南部地 震)は、日本全土に対して大きな衝撃を与え、構造物の多くは倒壊や損傷の被害を受けた. それ以前の設計法では、設計加速度応答スペクトルを 200~300cm/sec²程度として比較的小 さな地震力(L1 地震動)を想定していたが、このような構造物に 1500~2000cm/sec²のような 非常に大きな地震力慣性力が作用したため、その結果、橋梁構造物を構成している各部材 は、その終局強度を超え、破壊に至った. この経験をふまえ、L2 地震動として海洋型地震 動を想定した Type1 と内陸直下型を想定した Type2 が規定され、日本の橋梁構造物の設計用 加速度応答スペクトルは地盤種別(I~III 種地盤)ごとに図 1.1 のように定められている[1].

この震災での橋梁構造物の被災事例を写真 1.1,写真 1.2 に例示する[2].地震による大きな振動によって高速道路が橋脚から倒壊し,また,橋梁の上部構造を支える支承部においても,主要部材(上沓)が脆性的な破壊をしたことで,交通ネットワークに多大なる影響が生じた.これらの損傷形態を分析すると,単純に当時の設計地震力の想定を超えた外力の影響ばかりではなく,特に支承部においては,応力集中が発生しやすい構造や設計上,強度が重視された一方でじん性が低い材料を採用していた問題点なども指摘されている[3].



図 1.1 道路橋示方書耐震設計編[1](1996年)による設計加速度応答スペクトル



写真1.1 兵庫県南部地震における高速道路の被害[2]



写真1.2 兵庫県南部地震における支承の被害[2]

その後の復旧作業に向けての設計法の検討では、2度と同じような被災を繰返すことのな いように、耐震技術の高度化を図ることが急務となった.

一方で、大規模地震を考慮した耐震設計法、およびそれを実現するための支承構造に関する研究・開発は、かねてより検討が進められており、震災前の1988年に「道路橋の免震設計法ガイドライン(案)」[4]、1992年には「道路橋の免震設計法マニュアル(案)」[5]がそれぞれ発行されており、構造物を弾性範囲で設計する耐震設計法から、ある程度の塑性域までを考慮して設計し、なおかつ、地震時のエネルギーを吸収する部材を取り込んだ「免震設計法」に関する技術的な基礎は出来上がっていたと言える。また、設計地震力についても、1990年には道路橋示方書・同解説[1]において、L2地震動として関東大震災クラスの外力(海洋性のプレート境界型地震:Type I)をすでに規定しており、これに加えて、阪神淡路大震災の翌年の1996年には、M7クラスの内陸直下型地震による外力(L2-Type II)を設計に取り込むこととなった。さらには、2011年3月11日に発生した東日本大震災を受けて、L2-Type Iの海洋型地震動の見直しや東海・東南海・南海地震のリスクなどを想定して、地域別補正係数の見直しなどが行われてきている。

このように、設計上で考慮すべき地震動の要求は増加の一途をたどる中,経済性・施工 性を鑑みつつ、実現性のある設計を行うためには、免震デバイスを用いた設計法が大きな 注目を浴びるようになってきた.免震設計とは、構造物を地盤の揺れから守るために、基 礎部分あるいは中間層(下部構造と上部構造の間)などに積層ゴム支承などに代表される免 震デバイスを設置して、地震動の振動を上部構造に伝達しないように絶縁する(柔らかく支 えて長周期化を図る)構造を実現することである(図 1.2).また、さらに、振動による変位に 応じて、その振動エネルギーを熱エネルギーに変換することができる減衰部材を設けるこ とで、構造物全体に作用する慣性力および移動量の低減を目指した設計法と捉えることが できる.

本研究においては、この免震設計を行う上で、重要な役割を担う橋梁用支承部に着目し、 鋼鈑桁橋の耐震性向上を目指した支承特性の評価とその適用性に関する検討を実施した.



図 1.2 免震構造の概念

1.2 既往の研究

本研究を行うにあたり,橋梁用支承に関する技術的な知見の整理を行う. 最初に,支承部に求められる役割,機能等を精査し,その中から課題点の抽出などを検 討する.

1.2.1 橋梁支承部の役割と課題

橋梁用支承は、図 1.3 に示す通り、下部構造と上部構造の間に位置しており、上部構造の 重量を支えることが第一義的な役割となる.加えて、橋桁は橋軸方向に長い構造物である ため、年間を通しての外気温の変化に伴い、温度伸縮が生じるため、支承部には、その支 点変位量に追随する機能が求められる.また、交通車両が通過する際、橋桁には、たわみ 変形が生じるため、橋軸直角方向軸回りの回転追随も求められる(図 1.4). このような 3 つ の機能が支承部が担う基本的な役割となる.



図1.4 支承部に要求される基本的な機能



加えて、地震時に対する要求性能として、耐震設計の場合には、鋼部材などに設計地震 力に相当する耐力を確保すること、免震設計の場合には、柔らかく弾性的に上部構造を支 持することで水平力を分散させる弾性支持機能(分散ゴム支承)や地震時慣性力の低減を 目的とした減衰機能を有する支承構造(免震ゴム支承)などがあげられる.

代表的な支承構造を図 1.5 に示す. それぞれ適している橋梁構造・条件が異なっており, 様々な形態・機構で支承部としての機能・役割を発揮するように研究・開発されている[3].

支承全体の変遷を概説すると、日本における橋梁用支承は、古くは1870年頃から使用され始めたが、当時は関連する技術基準も乏しく、現在の支承構造とはほど遠いものであった. その後、度重なる大地震による被災経験(1923年:関東地震(M7.9)、1948年:福井地震(M7.3)、1964年:新潟地震(M7.5)、1978年:宮城県沖地震(M7.1)、1995年:兵庫県南部地 震(M7.3)・・・)や、日本国内の道路交通網拡充のための高速道路整備事業(1960年以降)等の流れを受けて、支承技術の研究・開発は急速な高まりをみせることとなった.

特に兵庫県南部地震以後の大きな地震動に対する設計を可能としたのが,地震時保有水 平耐力法に基づく設計思想と免震技術の確立であった.特に免震設計に用いるゴム支承に 関しては,その後,日本の橋梁市場に非常に急速な広まりをみせた.この構造の利点とし ては,移動に対して方向性の制限が少なく,弾性的な変形が可能なため各個撃破が生じに くいことに加え,地震時慣性力の分散や,ひずみ硬化域では変位を抑制するストッパー機 能等を有していること,さらには,そのせん断変形に伴い,地震エネルギーを吸収,逸散 させる減衰効果が期待できる点などが挙げられる.このことが,当時はまだ採用事例の少 なかったゴム支承が主流へと台頭した経緯であり,被災橋梁の復旧を始めとして,その後の新設橋梁の架設においても,多くの採用事例が見られるようになった[6].

ただし、兵庫県南部地震による震災後、約20年が経過した現在でも、ゴム支承の本格採 用により、支承としての問題が全て解決された訳ではない.大都市圏では、増加の一途を たどる重交通の問題や橋梁構造物自体の省力化(少主桁化)等の影響が複雑に起因して、近年 では、交通騒音や振動問題が顕在化してきている[7]、[8].加えて、ゴム支承はその製造コ ストが高く、橋梁全体に占める割合も、従来の鋼製支承とは比較にならない程に大きくな っている.さらには、既設橋梁に対する耐震補強を考えた場合、支承の取替工事において は、施工条件上の制約などからゴム支承の設置は難しい場合も多いことなどから、より合 理的な耐震・免震デバイスの研究・開発は強く望まれている.

1.2.2 支承部の機能

本論を進める上で必要な支承部の機能を詳しく概説するために、それぞれの項目ごとに 分類し、以下に整理する[3],[9],[10]. なお、各支承の構造詳細は、1.2.3項にて詳述する. (1) 鉛直支持機能

鉛直荷重を支持し、上部構造を所定の高さに保持するための機能であり、支承としての もっとも基本的な性能となる.このときの鉛直荷重は、橋桁の重量に加えて、通行車両の 重量に起因する活荷重や風荷重・地震時荷重など多岐にわたる組み合わせを考慮する必要 がある.また、特に交通荷重は、供用期間中、非常に多く繰返し載荷されることになるた め、支承部性能としては、耐荷力としての限界値だけでなく、疲労耐久性を考慮した設計、 品質管理が必要となる.また、持続荷重により支承部に沈下が発生すると、その変位量は そのまま路面上の段差として発生する恐れがあるため、クリープ変形に対する安定性など も要求される.

表 1.1 に各支承形式によって、それぞれ鉛直荷重を支持する機構が異なるため、そのメカ ニズムの概念図とともに特徴を一覧に整理して示す.

平面接触		線接触		円柱接触	球面接触
		Ţ			
ベアリング PL 支 承(BP.B)	ゴム支承	線支承	ローラー, ロッカー支承	ピン支承	ベアリング PL 支承(BP.A) ピボット支承
シンプルな構造で安定性は もっとも高い		集中荷重が作用するため, 特殊な材料採用,表面処理 が必要		曲面での均等接触を得るた めに精密な機械加工が必要	

表 1.1 鉛直支持機能

すべり	転がり	弾性変形(せん断)		
ベアリング PL 支承 (BP.A, BP.B), 線支承	ローラー支承 ロッカー支承	ゴム支承		
すべり材料の選定によって摩 擦抵抗力が異なるが,一般に は,0.1~0.25 程度の摩擦係数 を想定することが多い.	すべりよりも抵抗力が小さ くスムーズな移動が期待で きる(0.05程度の転がり摩 擦係数を想定する)が、ゴ ミの堆積や錆の発生の影響 を受けやすい	ゴムの弾性変形により追随 する.このとき,ゴムの硬 さに応じた水平力が発生す る		

表 1.2 水平移動機能

(2) 水平移動機能

橋梁構造物は橋桁が長いため,温度変化による伸縮やコンクリートの乾燥収縮,プレス トレス力によるクリープの影響などにより,その支点には水平移動量が発生する.そのた め,支承部には,水平方向に対して固定となる支点と上記の移動量に追随するための可動 支点が必要となる.この移動に対して,すべりや転がり,ゴムのせん断変形などで追随す るタイプがある(表 1.2)が,それぞれ,橋の橋用年数を想定した繰り返し移動(累計の移動 距離)に対する耐久性が求められる.

これらを機構的な特性から考えると、土木構造物に用いられることから、錆の発生や塵 埃の侵入の影響を想定した場合、すべりや転がり機構は、機能不全あるいは機能低下の懸 念が指摘される.シールやカバー等の設置により、構造的にこれらの影響を排除する工夫 がなされているが、弾性変形を利用したゴム支承の方が、その安定性・信頼性の観点から は大きなメリットがある.ただし、一方で、ゴム支承に大きな水平移動量が生じた場合に は、ゴムの復元力によって、下部構造に伝達される力も増大することになるため、橋梁条 件に応じた適切な支承形式の選択および設計が重要となる.

(3) 回転変位追随機能

橋梁は、車両通行を支える構造物であるため、支間中央などに活荷重が載荷されると橋 桁にたわみが生じる.このとき、支承部には回転変形が伝達されるため、この変形を拘束 せずに、モーメントを逃がす役割が求められる.この回転機能が失われると、橋桁のたわ みによるモーメントが支点部で拘束され、上部構造または下部構造に設計で想定していな い荷重が生じることになり、予期せぬ損傷発生を誘発する可能性がある.

表 1.3 に回転変位追随機能を担う支承部の機構図を整理して示す.

弹性変形	すべり (球面)	すべり(円柱面)	すべり(線接触)
ベアリング PL 支承	ベアリング PL 支承		線支承
(BP.B),	(BP.A),	ピン支承	1本ローラー支承
ゴム支承	ピボット支承		1本ロッカー支承
外的な要因を受けに くく安定した挙動が 期待できる	他の構造に比べて, 大きな回転変形にも 追随できるが,ゴミ の堆積等を避けるこ とが重要となる	他の構造に比べて, 大きな回転変形にも 追随できるが,ゴミ の堆積等を避けるこ とが重要となる	支承構造はシンプル となるが,安定性に 欠けるため,採用に は注意が必要

表 1.3 回転追随機能

回転追随機能についても、水平移動機能と同様に、外気環境に対する安定性(錆の発生 や塵埃の侵入等の影響)の面では、弾性変形の機構が優れた特性が期待できる.しかしな がら、弾性変形で許容できる回転角度は、比較的小さいため、例えば、アーチ橋やトラス 橋などにおいて、支承部に大きな回転角度への追随が必要な場合には、すべりによる機構 を用いることの方が合理的となる.

(4) その他の機能

前述の3つの機能は、支承部としての最も基本となる要求性能である.

一方,橋梁構造物の形式や地震時における性能を考慮した耐震設計の思想によっては, その他にも以下に例示した機能を期待した支承構造も用いられる.

a) ストッパー(水平力支持機能)

支承本体とは別途,上部構造の水平方向の移動を制限するストッパーを設ける構造として、コンクリートブロックや鋼棒のアンカーバーなどが用いられる(図 1.6、図 1.7).



図 1.6 コンクリートブロックによるストッパー構造



図 1.7 アンカーバー (鋼棒) によるストッパー構造

b) 弹性支持機能

ゴム支承の弾性支持性能を利用した支承形式で,水平方向の力を複数の下部構造に分散 させて伝達することができる構造である.一般に長大橋など径間数が大きい橋梁の場合, 固定支点を1つのみ設けると構造系全体の水平力が1箇所に集中することで下部構造が大 きくなり,また,固定点からの伸縮桁長が長くなることで,端支点部の移動量が大きくな る傾向にある(図 1.8).一方,弾性支持機能を有する支承を用いる場合は,擬似的な固定 点が形成されるため,水平力の観点からは下部構造は同じような形式が採用でき,また, 伸縮桁長も短くなるので,端支点部の支承も含めて合理的な設計が可能となる(図 1.9).



図 1.9 多点固定 (弾性支持)橋梁





図 1.11 免震ゴム支承の履歴特性

c) 地震力の減衰機能

支承が水平方向に移動する際に、ゴムにせん断変形を生じさせて、地震による振動エネ ルギーを積極的に熱エネルギーに変換することで消費、散逸させることを目指した減衰機 能を兼ね備えた支承を免震ゴム支承と呼ぶ.一般的な免震ゴム支承としては、ゴム材料自 体に減衰性能を付与した特殊なゴムを用いて、内部摩擦や粘性抵抗などを利用した高減衰 ゴム支承(HDR)と、ゴム支承に鉛プラグを内蔵させて、その塑性変形による減衰性能を期待 した鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)がある(図 1.10).

これらの減衰機能を有する免震ゴム支承のせん断変形時の履歴特性には,図 1.11 に示し たような一定の面積を描く特徴があり,このヒステリシス損失により減衰効果を発揮する. 免震設計においては,支承部の非線形特性を適切に取り込む必要があるため,免震ゴム支 承の荷重-変位関係をバイリニア型の骨格曲線によりモデル化し,橋梁全体の時刻歴応答 解析などにおいて評価する.

1.2.3 支承部の構造詳細

先に述べた各支承部の機能を実現するために,様々な支承構造が開発されている. ここでは,各支承タイプごとにその構造上の特徴,性能等を整理して示す.

(1) 線支承(Line Bearing)

最も簡易的でシンプルな構造を有する支承であり,主に小規模な鋼桁橋(一般に支間長が 30m以下の橋など)に多く採用されている.平面と曲面を有する鋼材で鉛直荷重を支持し, 平面と曲面で水平移動と回転変位に追随する機構となっている.

設計上においては、鋼材と鋳鋼との設計摩擦係数として、 $\mu = 0.25$ が使用されているが、 長期的には、平面と曲面間で接触部が摩耗することも想定されること、また錆・腐食の発 生により摩擦抵抗の増大なども懸念され、その結果、移動機能および回転機能に影響が生 じる恐れがあるため、比較的小規模、簡易な橋梁にのみ用いられることが多い.

また、回転方向は一方向のみであるので斜橋などの移動方向と回転方向が異なる橋梁へ の使用には適さない点に注意が必要である.

線支承の構造図を図 1.12 に、構成部品の展開図を図 1.13 に示す. これらか非常にシンプ ルな部品構成であることが分かる.



図 1.12 線支承の構造および機構





(2) ベアリングプレート支承(BP.A, BP.B). (Pot Bearing and Spherical Bearing)

ベアリングプレート(Bearing PL)支承は、"支承板支承"と呼ばれ、BP.A、BP.B の 2 種類 に分類される. それぞれ BP(Bearing PL)の Type A(諸外国では、Spherical Bearing と呼ばれて いる)と Type B(同様に Pot Bearing と呼ばれている)とされ、日本名では、高力黄銅支承板支 承(BP.A)と密閉ゴム支承板支承(BP.B)と呼称されている.

BP.A は、高力黄銅支承板(ベアリングプレート)のすべり機構で移動および回転機能に追随し、一方の BP.B は PTFE 板(テフロン板)で移動機能に追随しつつ、円筒型ポットに配置 されたゴムプレートの弾性変形により回転に追随する機能を有している. それぞれの構造 詳細を図 1.14 に示す. また、図 1.15、図 1.16 には、鉛直力支持、水平移動、回転機能に対 する機構の違いを整理して示している.

BP.A は、鋼製のベアリング PL で荷重を支持しているため、大きな荷重を与えても支点 沈下や振動などが生じにくい特徴がある. そのため、特に車両重量の重い鉄道橋への適用 性が高く、列車の走行性向上や振動低減の観点から多く用いられている. 一方、BP.B は、 ゴム PL で鉛直荷重を支持しているため、BP.A と比較すると、厳密には若干の変位量が発 生する. しかしながら、回転性能については、ゴムの弾性変形で追随するため、すべり機 構による BP.A よりもスムーズな挙動が期待できるメリットがある. このため、道路橋では、 BP.B の方が採用事例は多い. また、この支承形式は小規模橋梁から中、大規模橋梁まで幅 広く適用されている.

なお, BP.A は日本で開発された支承構造であるが, BP.B はヨーロッパの技術を日本に導入した経緯がある.





第1章 序論

図 1.15 BP.A 支承のメカニズム



図 1.16 BP.B 支承のメカニズム

(3) ピン支承 (Pin Bearing)

ピン支承は、一方向にのみ回転追随する固定支承で、アーチ橋などをはじめとする非常 に大きな鉛直荷重を支持する条件に対して、設計や製作が比較的容易である点に特徴があ る.図1.17にピン支承の代表的な適用箇所および支持機能の概念図を示す.ピンを介して、 鉛直荷重および回転機能を発揮させており、支点部の大きな回転角まで追随できる.



図 1.17 ピン支承の適用事例と構造概念図



図 1.18 支圧型ピン支承の構造



図 1.19 せん断型ピン支承の構造

また,より詳細には、ピン支承には構造・機能に応じて 2 種類の形式がある.一つは、 支圧型ピン支承と呼ばれ、図 1.18 に示したように、鉛直荷重をピンの支圧力として伝達す る構造である.このとき、支承部に上向きの力(上揚力)が作用する場合に対しては、キャッ プを設けることで、その力に対する耐力を確保している.

もう一つは、せん断型ピン支承と呼ばれるタイプであり、これは、図 1.19 に示したよう に支承に作用する鉛直力は、ピンのせん断耐力により支持する構造となっている.この構 造のため、上向き上揚力が作用した場合に対しても、ピンのせん断耐力で負担できるため、 下向きの鉛直荷重耐力と同等な支持性能を発揮できる特徴がある.また、支圧型ピン支承 の場合、キャップ部分に構造的な隙間が存在するが、せん断ピンには精度良くピンを勘合 させているため、上揚力に対して変位を生じることなく荷重を支持することができる.そ のため、常時負反力など上向きの力が頻繁あるいは大きく作用する支点の場合には、せん 断型ピン支承が用いられる. (4) ピボット支承 (Pivot Bearing)

ピボット支承は,球面で鉛直荷重を支え,全方向の回転変位に追随可能な固定支承である.大きな鉛直荷重を支える支承部としての設計,製作も容易であり,大規模橋梁への適 用性が高い特徴がある.

図 1.20 に構造図,図 1.21 に部品構成を示す. ピボット支承を構成する部品点数は非常に 少なくシンプルである.また,各部材断面は非常に大きく,一般に鋳造により成型される. このとき,耐震性を考慮し,前述の写真 1.2 のような損傷の再発を防ぐために SCW480N 材 などじん性の高い材料を用いることが望ましい.



図 1.20 ピボット支承の構造と適用事例





(5) ローラー, ロッカー支承 (Roller and Rocker Bearing)

ローラー支承は、固定機能を有するピン支承やピボット支承と組み合わせて使用され、 可動機能(水平移動機能)を与えることが可能となる支承形式である. ローラーによる移動は 転がり摩擦となるため、その抵抗力は小さく、大規模橋梁において橋桁の温度伸縮時の水 平力を小さくできる特徴がある. 図 1.22 にはピンローラー支承が採用されているトラス橋 の事例を示す. また、あわせて、ピンローラー支承、ピボットローラー支承の外観図を示 す. 水平移動機能以外は、組み合わせるピン、ピボットの特性に支配されることから、回 転方向を確認し、適切な構造を選択する必要がある.

一方,図 1.22 からも分かるように、ローラー支承は、転がり部材を用いるために全体的 に支承高さが高くなる.そのため、地震時の慣性力作用位置が高くモーメントが大きくな り、大規模地震時には不安定になりやすいデメリットがある.また、万が一、ローラー支 承が損傷し、鉛直荷重支持機能を失うと、路面に大きな段差が発生するなどの問題点もあ る.図 1.23 には、ピンローラー支承の構成部品の展開図を示すが、構造が比較的複雑で部 材点数も多いことから、過去の震災事例では損傷が複雑で復旧が難しい課題もある.



図 1.22 ローラー支承の構造図と適用事例



図 1.23 ピンローラー支承の部品構成

ロッカー支承(図 1.24)は、上沓と下沓の間にロッカーと呼ばれる欠円柱面の線接触に より鉛直荷重支持および水平移動を行う支承である。前述のローラー支承と同じ構造とし て、ローラー部分にロッカーを用いる構造となり、円柱状のローラーに比べると、支承高 さを確保できれば小さな転がり量で大きな移動量を確保できる利点がある。しかしながら、 移動に伴い、ロッカーが傾くことになるため、大規模地震時の挙動などを想定すると、そ の耐震性には懸念が残る構造である。

また、1本のローラーまたはロッカーのみで支承を構成しているタイプ(1本ローラー 支承、1本ロッカー支承)は、移動機能と回転機能を同一部材で発揮できるため、構造が 非常にシンプルになる特徴がある.しかしながら、移動方向と回転方向が完全に一致して いることが適用の条件であり、この設計を誤るとローラー、ロッカーの逸脱などの損傷に 繋がる危険性を内在している.これらのことから、1本形式での支承タイプは、現在では、 ほとんど採用されておらず、既設橋梁においても交換工事が進められている.



鉄道橋用のロッカー支承

図 1.24 ロッカー支承



図 1.25 ゴム支承

(6) ゴム支承(Rubber Bearing)

ゴム支承は、ゴム材料と鋼板とを積層構成にし、加硫接着させた構造を有しており、外 部環境による錆や塵埃等の影響を受けにくい特徴がある. PAD タイプと呼ばれる最も簡易 的なゴム支承は、ゴム体のみで使用されるため、上部構造、下部構造への定着は行わず、 沓座に載せるだけで施工される.図 1.25 に示すように、非常に支承高さが低く、また、外 気に触れる部分には鋼部材がないことから、腐食等の懸念がなく、長期間の安定性が期待 される. ただし, PAD タイプのゴム支承の場合には、地震時慣性力を負担することはでき ないため、アンカーバーなどの支承と別構造のストッパーで対応することが多い.

ここで、ゴム支承の構造上の特徴を具体的に整理すると、図 1.26 に示すように、まず、 ゴム材料自体は非常に柔らかいため、単層のゴムシートに橋桁の重量を載荷すると、ゴム が側方に押し出され大きな膨出現象を引き起こすことになる.このとき,鉛直変位も大き く生じることから支承としての鉛直荷重支持性能は期待できない.しかしながら、ゴムシ ートの上下面に補強材として鋼板を接着すると、ゴムの側方への膨出は抑制され、耐荷力 は増大する. さらに、ゴム層の中間に補強鋼板の設置枚数を増やすと膨出変形は小さくな り、支承としての耐荷力を飛躍的に向上させることができる.



図 1.26 ゴム支承の荷重支持機能



構造図 試験機による地震時変位の載荷実験 図 1.27 地震時水平力分散支承,免震支承の構造図と地震時を想定した変形状態

このようにゴムと鋼板とを積層構成にして製作されたものがゴム支承として機能することになる.このとき、水平方向への移動機能は、ゴムのせん断変形により追随し、また回転機能はゴムの弾性変形により吸収する構造となる.

また、ゴムの弾性変形を利用して、大きな地震力に対しても水平移動に追随できる支承 を地震時水平力分散ゴム支承、免震ゴム支承と呼ぶ.ゴム支承本体の基本的な構成は PAD タイプと同様であるが、水平力を確実に伝達させるために、上下沓およびせん断キー、ボ ルトなどにより支承構造を構成している.図 1.27 には、この構造図と試験機によって地震 時を想定したせん断変形状態を示す.ゴム本来が持つ弾性性能により変形に追随すること が分かる.

以上,採用実績の多い支承構造について,その構造特性,機構,機能について述べたが, これらの支承には,それぞれ一長一短があり,本研究で目指す鋼桁橋の耐震性能の更なる 向上および合理的な設計の実現のためには,新たな視点から詳細な研究が必要である.

1.3 本論文の目的

本論文では、支承部への要求性能、従来の各支承構造の特徴および問題点、更なる耐震 性向上のそれぞれを考慮しながら、より合理的な支承部の研究を行うことを目的としてい る.

先に述べた従来の支承構造の特性を考慮し、支承部が目指すべき姿を整理すると、

(1) 免震デバイスが有する減衰性能の更なる向上

特に長大橋のおいては、支承に作用する地震時水平力が大きくなることから、上部構造 を弾性的に支持することで、橋梁全体の固有周期を調整可能な支承条件とすることが望ま しい.このとき、長周期化に伴い上部構造の移動量が増大することになるため、可能な限 り支承部(免震デバイス)の減衰性能を向上させ、効果的にエネルギーを吸収する構造を目指 すことが必要となる.

(2) 多点固定形式, 地震時水平力形式に適した支承構造

一方で、中小規模の橋梁においては、安易に長周期化を行うと上部構造の移動量も増大 するため、桁遊間を大きく確保する必要性が生じる.このことは、伸縮装置を肥大化させ、 複雑な装置の維持管理は、長期間の供用に対して損傷を誘発する懸念が考えられる.

そのため、すべての橋梁において、長周期化が望ましい訳ではなく、地盤条件、上部構造形式、線形条件等を加味した上で、支承部の設計方針を選定するのが良い.従って、軟弱地盤上などで、免震設計の適用が難しい場合などには、多点固定形式や過度な長周期化を行わない疑似固定型の支承形式の選択も考えられる.従来の支承形式においては、このような橋梁構造を積極的に意図した研究・開発はなされていない.

(3) 地震力遮断によるオールフリー構造

設計地震力の増大に伴い,地震時慣性力を分散・減衰させる構造にも限界が生じる可能 性がある.そこで,理想的な免震構造としては,すべり支承を用いたオールフリー構造が 考えられる.これは,固定点を設けずに,すべり摩擦以上の力は上部構造に伝達させない 構造を目指した"遮断(Isolation)"デバイスである.

しかしながら,この実現には、すべり支承の長期安定性や復元力を用いない場合に地震 後に原点に復帰しないなどの課題も存在している.これらの点について、包括的な研究を 行うことが必要となる.

本研究では、これらの3点の課題について、支承部の性能評価・機能向上によって得られる橋梁全体系の耐震性能について検討を実施する.

1.4 本論文の概要

本研究では、第2章~第4章において、以下の3つのテーマについて研究を行う.

第2章では、従来の1点固定方式などにより、地震時荷重が特定の下部構造に集中する 構造ではなく、複数の下部構造上の支承部を擬似的に固定とすることで、それぞれに慣性 力を分散させる設計法に着目し、その際に有効となる支承形式の提案を行った.

具体的には、以下の2つの支承構造を検討対象とした.

ひとつは、多点固定橋梁に着目して、諸外国では古くから採用されていたが、日本国内 では検討事例がない状態であったウレタンゴム材料を支承部に用いることで、耐震性のみ ならず、常時の耐候性の向上などが期待できる Disk Bearing 構造. ふたつ目は、地震時水平 力分散型の橋梁形式に着目し、従来の天然ゴムを用いた積層ゴム支承が抱える橋桁の回転 たわみ追随性に関する課題点を改善するために、ゴム支承と BP.B 支承の機能を一体化した 支承構造を扱っている.

これらの支承の特徴を精査し,また,支承部の性能検証実験を実施することで,その有 効性を示した.さらに,構造の妥当性評価を行うために必要な FEM と実験を組み合わせた 性能評価法の検討や,多積層のゴム支承の圧縮特性を精度良く評価するための設計式の導 出などを実施した.また,橋梁構造物への適用を想定した試設計を行い,その適用性に関 する知見を得た.

第3章では、耐震性向上のために重要な長周期化および高減衰化を同時に実現させるための支承構造の検討として、従来の免震支承よりも減衰性能の向上を目指したデバイスの性能評価や設計モデルの構築を行った.

具体的には、これまでは鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰ゴム支承として採用さ れてきた2種類の免震支承に対して、両者がもつエネルギー吸収部材(鉛プラグ、高減衰ゴ ム)をひとつの支承に組み込むことで高機能化を図った構造を対象とし、その性能検証実験 による比較検討によって優位性を示した.また、支承の復元力履歴特性を橋梁の地震時挙 動を評価するための非線形時刻歴応答解析に取り込むためのモデル化を行い、実橋梁構造 物に対するケーススタディにより、その適用性を明らかにした.

第4章では、免震化の更なる発展系として、理想的な地震力遮断(長周期化)構造を目指し て、オールフリー構造を含めたすべり支承の活用検討を行った.すべり支承は、かねてよ り多くの採用実績を有しており、設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性 は確認できているものの、摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価、さらに は経年変化による材料の劣化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い.

そこで,これらの課題に対して,クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数を 一定とした設計法ではなく,ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデ ルを提案した. さらに, ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参 考に,長期摺動試験を行い,その耐久性の検証なども実施し,加えて,実橋梁におけるケ ーススタディにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行っ た.

以上の研究により,橋梁の耐震性向上を図るために,その架設地点の地盤条件や橋梁形 式によって,選択すべき支承形式や目標とすべき固有周期帯には違いがあり,それぞれの 支承の特徴・性能を適切に評価することで,大地震時においても構造物を安全に維持でき る設計が可能であることなどを明らかにした.

第1章の参考文献

【参考文献】

[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,丸善,1990,1996,2002,2012 [2]阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路大震災調査報告,土木構造物の被害, 土木学会,

[3]日本道路協会:道路橋支承便覧,丸善,1973,1991,2004

[4]国土開発技術研究センター:道路橋の免震設計法ガイドライン(案), 1988

[5]建設省土木研究所・民間 47 社:道路橋の免震設計法マニュアル(案), 1992

[6]Yasuhisa Hishijima, Takehiko Himeno : State of the art bridge bearings in Japan since the Hanshin-Awaji earthquake disaster, Civil Engineering Conference in the Asian Region, Vol.4, 2007

[7]伊津野和行,宇野巧,田中浩:免震ゴム支承の鉛直剛性と常時振動特性との関係に関する一考察,土木学会第58回年次学術講演会梗概集,2003

[8]石田博,岡本晃,久保真一,浜博和:支承構造の違いによる橋の振動特性に関する調査,橋梁と基礎, Vol.39, pp.51-56, 2005

[9]鋼橋の支持機能検討小委員会:道路橋支承部の改善と維持管理技術,土木学会,2008 [10]日本支承協会:かなめ,No.1~18, 1987~2014

第2章

疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討

2.1 概要

橋梁構造物の耐震性能向上のためには,積極的な長周期化,減衰性能の付与を目的とし た構造の他に,多点固定形式や弾性支持形式による疑似固定型の支承構造を用いた設計法 も考えられる.これは,例えば,軟弱地盤上に建設される橋梁や,橋脚高さが高く,もと もと固有周期が長い橋梁においては,支承部で更なる長周期化を行うと,地盤振動との共 振や移動量の増大による桁端構造の不合理設計(桁遊間の増大,伸縮装置の肥大化等による 走行性,経済性の低下)などが生じるためである.また,下部構造または地盤と支承部とで 振動モードが近接していると,変形が支承部の免震デバイスに集まらず,設計で想定して いた減衰性能が発揮できない可能性も考えられる.実際に道路橋示方書・同解説[1]では, 固定支持条件とした時とゴム支承を用いた時の固有周期の比率が2倍以上あることを免震 設計が適する橋梁条件の目安としている.つまり,この条件を満足しない橋梁においては, 積極的な長周期化よりも,擬似的な固定支点とすることで地震時慣性力の分散に主眼を置 いた設計法が適している.

本研究を進めるにあたり,免震デバイスを広義な意味で捉え,最初に長周期化および減 衰付与を積極的に行わないことで橋梁の耐震性能を向上させる支承形式に関する検討を実 施する.本章では,従来の一般的な支承構造に対して,高機能化を目指した新しい提案を 念頭におき,その性能検証手法およびその評価結果を示し,また,橋梁構造物への適用性 について述べる.

具体的には、以下の2つの橋梁形式および支承構造を検討対象とした.

ひとつは、多径間連続橋梁において中間支点部の支承を固定支点とし、かつ、このとき 耐震性の低い1点固定形式ではなく、複数の橋脚を固定支点とする多点固定橋梁に着目し た検討である.従来は、多点固定橋梁における固定支承には、BP.B 支承や固定部材を併設 したゴム支承などが用いられてきたが、本研究では、諸外国の採用実績を参考にしつつ、 日本国内では支承部への検討事例がないウレタンゴム材料を用いた支承構造に対象として、 耐震性能の確保と同時に耐久性・耐候性の向上が期待できる高機能化を目指した研究を行 った.また、ここでは支承部に新しい材料の適用を想定しているため、その性能検証法に 関する吟味を実施し、支承部の要求性能を担保するために必要な項目の抽出と実際に各検 証試験を行った.さらに、実験と FEM 解析を組み合わせることで、従来は試験機能力の制 約から評価が困難であった大型支承の限界性能(安全性評価)の検証手法を提案した. ふたつ目は、支承部を弾性支持形式とすることで、ある程度の長周期化と地震時慣性力 の複数の下部構造へ分散化させる設計法に着目した検討を行った.具体的には、従来の地 震時水平力分散ゴム支承の適用を行った場合、橋梁諸元による設計条件から支承形状が非 常に大型化し、極めて非合理的な断面設定となるケースが存在していた課題に関して、新 しくゴム支承と BP.B 支承の機能を一体化した支承構造を提案することで、支承部の高機能 化と合理的な設計が実現できることを示した.また、このとき、多積層となるゴム支承の 鉛直バネ特性を精緻に評価するために、既往の研究事例を参考にしながら、設計式の吟味 およびその適用範囲についての考察を行った.

2.2 多点固定橋梁

阪神大震災以降,日本の橋梁用支承部には,ゴム支承が多く用いられている.この支承 形式は、鉛直荷重を支持しつつ、地震時の大きな慣性力をゴムの弾性変形で吸収し、長周 期化および地震時慣性力を複数の下部構造へ分散させるなどの効果が期待でき、また、免 震ゴム支承であれば、減衰性能による慣性力低減効果を得ることができる特徴がある.し かしながら、一方で、ゴム支承を用いた構造形式の場合、既往の研究によれば、吉澤[2]ら は、軟弱地盤に建設される連続桁橋に対して、免震ゴム支承、地震時水平力分散ゴム支承 および固定支承(多点固定形式)の試設計を行い、卓越周期の異なる地震動を入力して、橋の 応答特性との関係を検討している、その結果、免震構造では、長周期成分が卓越する地震 動に対して橋脚の応答値が大きくなる傾向があり、地震時水平力分散構造でも共振の問題 が無視できないケースがあることを示している.また,多点固定構造は,長周期成分の卓 越する地震動に対し比較的低い応答となり、その適用性が明らかにしている.このように、 長周期化は必ずしも耐震性向上に直結するものではなく、橋梁条件によっては多点固定橋 梁の方が適用性は高いことが伺える.また,複数の支点を固定点とする場合,温度拘束力 が下部構造に作用することになるが、この点について、宇野ら[3]は、PC 橋梁を対象に多点 固定構造における橋桁の温度拘束力が地震時の応答性状に与える影響を検討した結果、不 静定量の影響は大きいものの、温度変化の影響は相対的に大きくないことなどを示してい る.

このように多点固定橋梁に関する検討は行われているが、そこらは橋梁の応答特性に着 目したものが多く、支承構造そのものの合理化、高機能化を目指したものは少ない、そこ で、ここでは、多点固定橋梁への適用を前提に、固定支承に必要な性能を合理的に実現で きる支承形状の提案とその性能検証を実施した.

具体的には、高硬度の特徴をもつウレタンゴムを採用することによって、従来のゴム支 承または BP.B 支承などと比較して、大幅に小型化ができる支承構造を提案した.本技術を 応用すれば、多点固定橋梁だけではなく、桁橋の固定可動形式の橋梁、既設橋および新設 橋に適用でき、また、例えば、機能分離型支承の鉛直支承(すべり支承)としての適用も考え ることができる.

2.2.1 高機能化構造の提案

ウレタンゴムを用いた支承構造は、日本では新しい技術となるが、諸外国に目を向ける と、もともとはアメリカで開発されたものであり、本研究で調査した範囲では、写真 2.1 に 示すように 1976 年には斜張橋で採用されるなど、すでに約 40 年が経過した実績を有して いる[4]. また、竣工後、25 年後に追跡調査が行われ、損傷等の異常は認められず、現在で も橋梁構造物を健全に支持している.また、アメリカの AASHTO 規格[5]では、Disc Bearing という名称で、設計法・材料規格・品質管理項目などが規定化されており、広く一般的な 技術として成熟しているものと考えられる.

一方,日本では、ウレタンゴムを用いた支承の検討がこれまで実施されてこなかった理 由としては、その設計地震力の大きさから、免震ゴム支承のように、柔らかく上部構造を 支持し、大きなせん断変形が可能となるための研究・開発が優先されており、硬度が高く(天 然ゴムの約10倍)、伸び性能が低い(天然ゴムの約0.7倍)特徴をもつウレタンゴム材料への着 目は見過ごされてきた.しかしながら、ここで検討している多点固定橋梁に用いる固定支 承の場合、ゴム材料に大きな伸び性能は必要ない.そのため、硬度が高い特徴を生かした コンパクトな支承構造の適用性が生まれている.



Pasco Kennewick Inter City Bridge (1976年) (支承反力: 2,670~12,400kN)



I-75/I-20 Interchange (1985年) (支承反力:1,330~11,670kN) 写真 2.1 諸外国におけるウレタンゴムを用いた支承の適用事例・調査報告[4]



図 2.1 ウレタンゴムを用いた Disk Rubber Bearing の構造図

本研究で提案した支承構造を図2.1に示す.本支承は、その形状からDisk Rubber Bearing の頭文字を取って、ここではDRBと呼称する.非常に高い硬度を有した特徴を生かして、 単層構造のゴムの荷重支持板を構成し、なおかつ、支点部の回転追随性を確保するため、 円形および側面にはフィレット形状による凹みを設けている.これらは、AASHTO規格や 諸外国の既存の諸外国の支承構造例[6]などを参考に設定している.また、鋼鈑桁橋への設 置を想定して、上沓や下沓を介した定着部を有しており、地震時慣性力は、ウレタンゴム ではなくサイドブロック等の鋼部材で支持する構造としている.

ここで、ウレタンゴム材料の特徴を整理すると、図 2.2 に示すウレタン結合をもち、ポリ グリコールとイソシアネート化合物の反応により得られるゴム状弾性体と定義できる. 一 般に高強度、高硬度の特性を示し、耐摩耗性・耐寒性などにも優れている. これは共有結 合の一種であるウレタン結合によるものである. また、ウレタンゴムの中でもエーテル系 材料を使用することで、土木構造物として必要となる耐水性(加水分解への耐性向上)も確保 している.

表 2.1 に従来の天然ゴムと比較した物理的特性の一覧を示す.引張強さ,耐寒性に優れ, 熱老化に対する安定性が高いなどの利点があることが分かる.



水素化合物 : HO-R'-OH
イソシアネート : OCN-R
ウレタン結合 : NH-C=O-O-


分類	項目	試験方法	計測	結果	ウレタンゴムの特徴
리張試驗	引張強度	JIS K 6251	53.9		強度が非党に高い
X III Y III	破断伸び	010 11 0201	350	640	伸び性能は小さいが,本支承で は大きなせん断変形を期待しな い構造を想定
熱老化	25%伸長応力		0	14	老化試験後の性能変化率は小さ
試験	伸び変化率	JIS K 0257	9	-18	く、経年的な性能安定性が高い
オゾン劣化 試験	耐オゾン性	JIS K 6259	亀裂なし	亀裂なし	ともに亀裂の発生はないが、ウレ タンゴムはその分子構造上,オゾ ンの攻撃を受ける炭素の2重結 合をもたないため,耐性は高い
低温特性	耐寒性	JIS K 6261	-70℃以下	-49	天然ゴムよりもぜい化(弾性特性 を失う状態)温度が低いため、寒 冷地への適用性が高い
吸水性	耐水性	JIS K 6258	1	2	ほぼ同等であり、共に吸水性は ほとんどない

表 2.1 ウレタンゴムの物理的特性(天然ゴムとの比較)

次に、このウレタンゴム材料を用いた支承構造全体としての特徴を列記すると、

a) ウレタンゴムは材料自身の剛性が高く,耐荷性能に優れているため,積層構造を取らず に許容面圧を大きくでき,支承形状を小型化できる.

(従来のゴム支承は8MPa程度を許容支圧応力度としているのに対して,DRBは25MPaまでの 高面圧化が可能であることを後述する実験的検討により明かにしている)

b) ウレタンゴムを生成するイソシアネート基が他の物質との化学反応を起こしにくい性質 を持つため,耐候性に優れている.

c)機械加工による切削性に優れることなどから、任意の形状に精度良く成型することがで きる.この性質を生かし、ゴム端部に回転挙動に追随しやすくするためのフィレット部を 設けており、単層構造でありながら橋梁用支承として必要な回転性能を確保している. などがあげられる.

2.2.2 支承性能の検証実験

提案したDRBを対象として,新しい支承形式・支承材料の評価に必要な実験的検証課題 についての検討を実施する.

支承部には、第1章で述べた通り、鉛直荷重支持、水平移動追随、回転変位追随の3つの 機能および地震時慣性力に対する支持性能が要求される.また、土木構造物として外気環 境の中で長期間供用されることから、材料の耐久性・耐候性に関する評価も重要となる. これらのことから、支承構造の性能評価に必要なる検証項目を整理すると表2.2のように示 すことができる.

	検証項目	検証部材	性能検証実験による確認	試験概要
		士之排件	圧縮載荷試験	設計面圧に対する安定性
荷工	鉛直荷重支持	又承悟迫	限界耐荷力試験	設計面圧が有する安全率の確認
里仁		材料	引張試験	強度・伸び
运 達機能	水平荷重支持	支承構造	せん断変形試験	想定変位への追随性確認,耐荷力確認
10		材料	引張試験	強度・伸び
変位追	水平移動追随	支承構造	せん断変形試験	想定変位への追随性
随		材料	引張試験	強度・伸び
機	同些亦位迫防	支承構造	回転特性試験	設計上の回転角への追随性,抵抗力確認
能	凹虹发位迫随	材料	引張試験	強度・伸び
			圧縮疲労試験	交通荷重の繰り返しによる疲労特性評価
	外力に対する耐	に対する耐 支承構造	回転疲労試験	交通荷重の繰り返しによる疲労特性評価
T 1	久性		クリープ試験	持続荷重に対する変形量の確認
削力		材料	圧縮永久ひずみ	材料の残留ひずみ率の確認
へ性			熱老化	外気環境に対する経年的な変化の評価
11	外気環境に対す	***	オゾン劣化	外気環境に対する経年的な変化の評価
	る耐久性	ባሳ ተት	低温特性	外気環境に対する性能変化の確認
			耐水性	外気環境に対する経年的な変化の評価

表2.2 支承構造の性能評価に必要な検証項目

各検証項目のうち, "鉛直荷重支持"機能については, 圧縮載荷試験により想定する設計 面圧までの挙動把握が必要であり, また, 限界耐荷力試験により設定した設計面圧が有す る限界耐荷力に対しての安全率の評価も重要な課題である. これらの特性は, 材料レベル では引張試験により基本物性を評価することができ, また, 支承構造としては実製品レベ ルでの載荷試験が必要となる. ただし, 限界耐荷力試験については, 大型な支承構造の場 合には, 試験機の載荷能力上の制約から必ずしもすべてにおいて検証できるものではない. そこで, 本研究では, 後述する2.2.4項において, FEM解析と実験結果を併用することで, 直接的に限界耐荷力の評価が困難な大型な支承形状に対する評価法についての検討を行っ た.

次に、水平方向の特性("水平荷重支持"、"水平移動追随")については、固定支承の場合、 鋼部材によって拘束するため、設計上で想定する変位量はゼロとなる.このため、基本的 には検証対象外と考えられるが、本研究では、耐震性向上の観点を重視し、高機能化を目 指した検討として、鋼部材が破壊するL2以上の想定外地震動に対しても、急激に支持性能 を失わずに、ゴムのせん断変形性能を利用したソフトランディングに関する検証を行った. そのため、固定支承として用いるDRBに対して、せん断変形試験を実施し、水平方向への 追随性の評価を加えている.

"回転変位追随"性では、従来の支承では、実際に回転変位を与えての評価が行われる ケースはほとんどなく、BP.B支承に対しての実験報告[7]がある程度である.本研究では、 文献[7]の手法を参考に、DRBに対する回転性能評価を実施し、高硬度のゴムの回転性能の 確認を直接的に行った. さらに、"外力に対する耐久性"の観点では、圧縮疲労試験や回転疲労試験など、通行車 両の繰り返し載荷を想定した評価が必要であり、また、鉛直荷重については、長期間、持 続的に荷重が作用するため、材料のクリープ特性を評価した試験(クリープ試験)も重要な課 題である.

一方,"外気環境に対する耐久性"の評価については、材料レベルにおいて、化学的に反応(老化、劣化)を促進させて試験する方法が用いられることが一般的であるため、ここでは従来の手法を踏襲することとした(材料試験に関する項目については、前述の表2.1に示している)

以上の試験評価方法について,各項目の試験法および性能評価結果に関して以下に示す.

(1) 圧縮載荷試験, 限界耐荷力試験

設計面圧に対して,支承デバイスとしての限界性能との関係(安全率)評価を行うため,載 荷試験装置の能力の範囲で,圧壊または十分な安全率を有することを検証するための試験 を実施した.

DRBに対する実験では,設定した設計面圧25MPaに対して,それ以上の荷重を順次載荷し, また,その際の外観確認および荷重-変位関係の安定性確認を行った.また,FEM解析に よるひずみ状態の検証については,2.2.3項で詳述する.

図 2.3, 2.4 は, 鉛直荷重支持力が 1500kN の支承供試体に対して, 4 倍までの鉛直荷重(面 圧 150MPa)を行った時の荷重-変位関係および記録写真を示す. 設計面圧の4 倍の荷重を載 荷しているため, ゴムの膨出現象が大きく見られるが, 除荷後には元の形状に復帰してお り, 損傷等の異常は認められない. 本試験では, 損傷等による履歴の不連続点などは見ら れず, 安定した挙動を示していることが分かる.



図 2.3 圧縮耐荷力試験結果



図 2.4 圧縮耐荷力試験時の変形状態

(2) せん断変形性能試験

橋梁の耐震性能を維持・向上を実現するためには,耐震性を担う部材に脆性的な損傷が 生じずに,かつ,そのことで支持機能条件が大きく変化することがないように配慮する必 要がある.そのため,多点固定橋梁における支承部には,設計上の想定地震動に対しては, サイドブロック等の鋼部材で抵抗する構造を採用しつつも,それ以上の外力に対して,鋼 部材損傷後も,すぐさま支承機能が喪失することなく,ソフトランディングを行いながら, 落橋防止システム等の部材に荷重がスムーズに伝達されることが望ましい.そこで,ゴム 材料を用いた支承である特性を生かし,せん断変形性能を評価することで,付加的な機能 を期待することを検討する.

DRB に対する実験では、供試体は鉛直荷重支持力 1500kN タイプとし、死荷重相当の鉛 直荷重作用下のもと水平変位を与えることでせん断変形状態を再現する試験法とした.(図 2.5)

図 2.6 では、水平変位 26.6mm (せん断ひずみ γ =86%)まで載荷したが、ゴムが破断に至る 前に載荷試験装置の能力上限に達したため、実験を終了とした.このため、試験装置を大 型に切り替え、同様な載荷を再度実施した(図 2.7).このとき、水平変位は 98mm(γ=316%) まで与えることができ、なおかつ、ゴム本体に破断は生じず、いずれの結果においても安 定した変形性能を有していることが確認できた.

また,最大変位時の載荷条件は,水平荷重が鉛直荷重と同じ(設計水平震度に換算すると Kh=1.0相当)レベルに達していることから,耐震性能上,十分な安全性を有していると考え られる.



図 2.5 せん断変形試験状況



図 2.6 せん断変形性能試験結果(せん断ひずみ 86%まで)



図 2.7 せん断変形性能試験結果(せん断ひずみ 316%まで)

(3) 回転特性試験

回転追随機能を確認するために,橋桁のたわみ変形による支点回転状態を再現した評価 が必要となる.そこで,DRBに対する実験では,以下の試験方法により評価を実施した.

本試験システム(図2.8,写真2.2)は、ピン構造を備えた回転板の上下にそれぞれゴム体を 設置し、回転板の端部を加振機によって鉛直方向に加振することで回転板をピン構造中心 に回転させて、供試体に回転変位を与えるという構成としている.上部には4つの油圧ジャ ッキを配しており、これらを用いて供試体に上部構造の重量に相当する荷重をかけること が可能であり、設計面圧の鉛直荷重を保った状態で回転変位を与えることができる.なお、 このとき与える回転角度は鋼桁の端支点部に想定される最大回転角1/150radとした[8].



図2.8 支承部の回転試験方法



写真2.2 回転載荷試験機の外観

供試体は鉛直荷重支持力1500kNタイプとし,図2.9に回転特性の試験結果として回転角の時刻歴波形を示す.この図から,供試体の回転挙動としては,1/150rad(6.7×10⁻³rad)の回転変位に追随できていることが分かる.波形に不連続点が見られるのは,試験システムにピン構造があるため,各部材の若干な隙間(ガタ)の影響と考えられる.

また,写真2.3に,供試体の鉛直荷重載荷前および載荷後,回転変形時の圧縮側および引 張側の外観写真を示す.無負荷状態に鉛直荷重を負荷するとフィレットの中央部分が外側 に膨出が生じ,この状態で回転変位を与えると,圧縮側の膨出量は増加する.一方,引張 側は鉛直荷重の減少によって,フィレットの膨出量が減少して荷重載荷前の状態に近づく ことが分かる.これらのことから,想定している回転挙動を示していることが確認できた.



図2.9 回転特性試験結果





(c) 鉛直荷重載荷+回転変形(圧縮側)(d) 鉛直荷重載荷+回転変形(引張側)写真2.3 回転特性試験結果(外観記録)

(4) 圧縮疲労試験

前述の圧縮載荷試験・限界耐荷力試験による試験方法は,一時的な荷重に対する評価で あるため,通行車両の繰り返し載荷に対する耐久性(疲労特性)の検証も必要である.このと き,供用年数相当の期間に想定される通行車両の荷重特性および台数(載荷回数)を設定する ことは非常に難しい課題であり,明確な論理付けは困難である.そこで,試験上において は,荷重設定の方に大きな安全幅を考え,設計最大面圧相当(実際には発生頻度は極端に低 い状態を想定と)し,この荷重を200万回載荷することを一つの評価指標として考える.

DRB に対しては,設定した設計面圧 25MPa を最大荷重として,交通荷重の変動幅を想定 した荷重振幅をその 1/2 の 12.5MPa で与え,疲労試験前後における圧縮バネ特性の変化率を 確認することとした.

供試体は鉛直荷重支持力 1500kN タイプとし,200 万回の繰り返し載荷中,50 万回ごとに 圧縮バネ特性を計測した結果を図 2.10,2.11,表 2.3 に示す.この繰り返し載荷に対して, 性能の変化はほとんど見られず,安定した性能を維持していることが分かる.







図 2.11 圧縮疲労試験結果(設計面圧載荷時の圧縮変位量の変化)

表 2.3	50 万回毎の圧縮変位と圧縮バネ特性の変化					
	圧縮	変位	圧縮バネ特性			
繰り返し 回数	1.5MPa 載荷時	18.75MPa 載荷時	圧縮バネ Kv	初期値から の変化率		
	(mm)	(mm)	(kN/mm)	(%)		
0回	0.07	2.93	388	0		
50 万回	0.05	2.93	387	0		
100 万回	0.04	2.96	380	-2		
150 万回	0.07	2.94	385	-0.7		
200 万回	0.03	2.83	395	2		

第2章 疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討

(5) 回転疲労試験

回転追随機能に対しても、通行車両の繰り返し載荷に対する疲労特性評価を行う必要が ある.本試験においても、圧縮疲労試験と同様に、実際の変位・繰り返し条件を実構造物 にあわせて想定することは困難であることから、回転変位条件に安全率を多く見込み、設 計回転角の1/150radを与え、これを200万回繰り返すことで評価する手法を採用した.

DRBに対する実験では、図2.8、写真2.2に示した試験システムにより、繰り返し載荷を行 うことで評価を行った. 200万回の繰り返し載荷中, 50万回ごとに圧縮バネ特性を計測した 結果を図2.12, 2.13, 表2.4に示す. この繰り返し載荷に対して, 性能の変化は10%程度と小 さく、安定した性能を維持していることが分かる.



図2.12 回転疲労試験結果(荷重---変位関係)



第2章 疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討

図2.13 回転疲労試験結果(設計面圧載荷時の圧縮変位量の変化)

	圧縮	変位	圧縮バネ特性		
繰り返し 回数	1.5MPa 載荷時	18.75MPa 載荷時	圧縮バネ Kv	初期値から の変化率	
	(mm)	(mm)	(kN/mm)	(%)	
0回	1.01	3.60	426	0	
50 万回	1.04	3.90	385	-10	
100 万回	0.99	3.94	376	-12	
150 万回	1.16	4.12	375	-12	
200 万回	1.11	4.00	384	-10	

表 2.4 50 万回毎の圧縮変位と圧縮バネ特性の変化

(6) クリープ試験

橋桁の鉛直荷重は,死荷重状態にて常に持続的に支承部に作用する.そのため,長期的 な荷重載荷に対する材料のクリープ変形を考慮に入れた評価を行う必要がある.クリープ 現象はゴム材料をはじめ,様々なものに生じることが知られている.橋梁・支承の供用年 数に相当する時間経過を評価することは困難であるが,ここでは,免震設計法マニュアル[9] に示されている試験法を参考に1000時間までの載荷結果をもとに,50年および100年後のク リープ量を推定する実験を行った.

DRB に対する実験では,死荷重相当に対して安全性を確保し,活荷重分も考慮した設計 面圧 25MPa を載荷し,室温を一定に保った環境下(23℃)において合計 1000 時間保持するこ ととし,その際の鉛直変位量を計測した.得られた鉛直変位量の変化(クリープ)から式(2.1) を用いて,50 年後および 100 年後の状態を推定した.

$$\delta_{CR} = at^b \tag{2.1}$$

ここで,

$$a = \delta_{100}^{3} / \delta_{1000}^{2}$$
, $b = \log(\delta_{1000} / \delta_{100})$
 δ_{CR} :推定クリープ量, t :推定する時間
 $\delta_{100}, \delta_{1000}$: 100 時間, 1000 時間後のクリープ量



図 2.14 クリープ試験結果

	圧縮変形量	圧縮ひずみ	
	δ	٤	備考
	(mm)	(%)	
100時間後	0.185	2.0	実測値
1000時間後	0.190	2.1	実測値
50年後	0.204	2.3	推定値
100年後	0.206	2.3	推定値

表 2.5 クリープ試験結果

この結果を図 2.14,表 2.5 に示す.載荷初期においてクリープ量は進行するものの,100時間後のクリープ量 2.0%に対して,1000時間後のクリープ量 2.1%と 0.1%しか増加していない.そのため,1000時間以降もこの勾配で推移すると考えて,50年後,100年後を推定すると,2.3%程度と非常に小さく,変位量でみると 0.2mm 程度と車両走行性に影響が懸念されるような値ではないことが分かる.これは支承形状が大型化した場合には,ゴム厚の増加に応じて変化するが,積層ゴム支承における許容クリープひずみ 5%[9]に比べても非常に小さいことが確認できた.

以上の検討により、支承部の性能評価として実験的に必要な項目を整理し、また、実際 にウレタンゴムを用いた支承を対象に各実験データの計測および評価を実施することで、 提案した試験法の実現性も含め、検証することができた.

2.2.3 FEM 解析を用いた圧縮限界性能の評価法の提案

先の実験的な検討では、試験機能力の制約から比較的小規模な反力タイプの供試体を用いた範囲に留まることが多い.一方、実際の橋梁用支承を想定した際には、10,000kN以上などの非常に大型なタイプも必要となるため、このような形状に対しても検討を行うことが望ましいが、実験により直接的に、その耐荷力の限界性能(安全率)を確認することは物理的に困難である.



第2章 疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討

図 2.16 圧縮載荷試験と FEM 解析結果の比較

そこで、本研究では、FEM 解析を実施し、小型供試体を用いた実験で健全性が確認でき ているケースにおけるひずみ値を求め、その値を基準として、大型支承の荷重支持性能を 予測する手法を考案した.

具体的には、まず、FEM 解析を実施するため、図 2.15 のようなモデル化を行った. 1/2 断面を抽出し、外周部の被覆ゴムも含めて要素を作成した.載荷は、ゴムおよび上鋼板の上面に強制変位を与えることで再現し、ゴムの材料モデルは、単軸伸長試験の結果を Ogden 系 3 次関数モデルでカーブフィットした時の特性値を採用した.ゴムのポアソン比は v r=0.490、鋼材(SS400)のヤング係数は Es=210,000MPa、ポアソン比は v s= 0.3 に設定した.

図 2.16 に鉛直荷重支持力 1500kN タイプにおける載荷実験での荷重-変位関係の計測結果 と FEM 解析結果の比較を示す.この図から両者は良く一致しており、モデル化の妥当性が 確認できる.なお、ここで図の縦軸は圧縮応力度を示しており、載荷荷重をゴムの支圧面 積で除した平均的な圧縮応力度として整理している. 次に荷重支持性能の検証を行う支承タイプとして,実験による検証を行った1,500kNから 大型品として15,000kNまでを想定する.ここで,目標性能として設計許容面圧25MPaに対 して,安全率3(最大荷重として3倍載荷においても健全であること)を設定し,各形状に対 するFEM解析を実施した.

図 2.17(a)に、実験で健全性が確認できている 1,500kN タイプに対する 6 倍載荷時(150MPa) における Lagrange ひずみ分布を示す.最大値は内径部のフィレット形状のすりつけ部分で 生じており、450%の値を示している.また、図 2.17(b)~(d)には、それぞれの大型支承形状 としたときの 3 倍載荷時(面圧 75MPa)におけるひずみ分布を示す.いずれのタイプも最大ひ ずみは同じ内径部で生じており、これらの値を整理すると表 2.6 を得ることができる.この 結果、各支承タイプともに 3 倍載荷時における Lagrange ひずみの最大値は、実験的に健全 性が確認できている 450%以下であることが分かる.これらのことから、15,000kN のような 大型支承形状においても、その荷重支持力の安全性を解析的に確認することができ、この 手法は、他のゴム材料を用いた支承形式に対しても汎用に適用可能であると考えられる.

ここで,表 2.6 の塗りつぶし部分は試験機の載荷能力範囲にあり,実験により直接的に検 証が可能の部分を示している.今回,提案した手法は実験のできない白抜き箇所の評価が 可能となる点に特徴がある.



40

支承タイプ	項目	1倍載荷	2倍載荷	3倍載荷	4倍載荷	5倍載荷	6倍載荷
1500kN	試験時の必要荷重(kN)	1500	3000	4500	6000	7500	9000
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	71.3	179	266	337	396	450
5000kN	試験時の必要荷重(kN)	5000	10000	15000	20000	25000	
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	92.9		286			
10000kN	試験時の必要荷重(kN)	10000	20000	30000			
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	98.5		298			
15000kN	試験時の必要荷重(kN)	15000	30000	45000			
	解析値(Lagrangeひずみ)(%)	95.4		303			

表 2.6 支承反力タイプごとの最大 Lagrange ひずみ

2.2.4 まとめ

ここでは多点固定橋梁への適用性を念頭において,ウレタンゴム材料を用いた支承形式 について述べた.

鋼鈑桁橋の耐震性向上を考える上では,地盤振動との共振発生の懸念から積極的な長周 期化が適さない III 種地盤等の軟弱地盤上に建設される橋梁においては,支承部は多点固定 形式として,地震時慣性力を確実に受け止め,なおかつ,複数の橋脚に分散させることが 望ましいと考えられる.また,本研究においては,多点固定橋梁に用いる支承形式に着目 して,新しく合理的な構造を提案することで,支承高さが低く,なおかつ,想定外地震動 の際には,ゴムの弾性変形によって脆性的な破壊を抑止できる支承形式の可能性を示した.

具体的には、支承高さの観点からは、第1章で述べたようにピン支承やピボット支承, さらには積層ゴム支承などのように、支承自体の構造高さが高いと、地震時に支承部に作 用するモーメントが大きくなることから、設計上、各支承断面がさらに大きくなる不合理 性が生じる.また、万が一、そのような支承が損傷した場合には、路面上に大きな段差が 生じて、車両の走行性に影響を与え、また復旧の困難さが発生する懸念がある.このため、 支承高さが低い構造形式の方が耐震性向上の観点では望ましいと言える.

また、L2 地震動までの設計地震力に対して、鋼部材により耐力を確保した構造の場合、 それらが損傷した際には、急激に支承部の支持力は低下し、上部構造に損傷が発生するな どの懸念も生じることになる.当然のことながら、橋梁全体系を捉えた中では、上部構造 の損傷は避けるべきモードであるため、想定外地震力に対しては、支承部において損傷を 発生させ、なおかつ、ある程度の安全性を確保できるように、ゴムの弾性変形性能によっ て、ソフトランディングさせる構造形式の方が好ましいと言える.本研究で検討を行った ウレタンゴムを用いた支承では、材料の剛性が高いことから、設計水平震度 1.0 相当(980gal 相当)まで水平荷重を負担しつつ、支点の移動量に追随できることが分かったため、このよ うな付加的な性能も期待できるものと考えられる.

さらには,第1章で示した支承としての要求性能に関して,新しい支承構造に対する性 能検証方法を詳細に吟味し,それぞれの特性値を求める試験法および実験結果を示した. 加えて,FEM 解析を併用することで,従来は載荷試験装置の能力の限界により直接的な検 証が困難であった大型支承についても,その安全性の評価手法の提案を行った.

2.3 地震時水平力分散橋梁

地震時水平力分散橋梁は,弾性支持性能を有する天然ゴム系の積層ゴム支承を用いるこ とで一般的に採用されていている.ゴム支承は,せん断変形性能および水平バネ特性を有 するため,橋梁の固有周期を調整することができ,長周期化によって地震時慣性力の低減 効果も期待することができる.しかしながら,その一方,固有周期が長くなると,橋桁の 応答変位量も増加するため,桁遊間量を大きくする必要性が生じるなど橋梁を構成する各 部材を見据え,バランスを保ちながら設計を行う必要性がある.

地震時水平力分散橋梁に関する既往の研究事例をみると、大森ら[10]は、ゴム支承を用い た橋梁設計では、橋長や径間割を仮定したうえで、繰り返し計算によってゴム支承の形状 や材質を決定しているのが現状であり、橋長等を仮定する際に、ゴム支承の形状が経済的 な観点からみて合理的に設計できる範囲を誘導することに着目し、最適な断面設定を行う ための簡便な推定手法に関する検討を行っている.また、保坂ら[11]は、鉄道橋を対象とし て、耐震性の向上の観点から橋梁の連続化を図り、地震時水平力を各支承および各橋脚に 分散させる利点に着目し、ゴム支承を用いた際の列車の走行安全性に関する検討・考察を 行っている.

このように、地震時水平力分散橋梁に関する過去の検討事例では、多径間連続化を目指 した際の合理的な設計法の検討や、ゴム支承の剛性が車両走行性に与える影響に関する検 討など、柔らかいゴムの特性を想定した長周期化を前提とした吟味を行っている.

一方で、実際の構造設計においては、従来のゴム支承は、支承部に必要な3つの機能(鉛 直荷重支持、水平変位追随、回転変位追随)を1つのゴム体のみに期待しているため、橋梁 形式によっては耐震設計上において最適な固有周期となる断面設定ができないケースが存 在している[12].具体的には、例えば、橋桁のたわみ変形への回転追随性の照査によってゴ ム断面の設定に制約があるため、ゴムの水平剛性を耐震性能上、目標とする周期帯の実現 または下部構造への慣性力の分散バランスの調整等が困難となるケースがある.このよう な問題点に着目した支承部本体の合理化を目指した検討事例は少ない.支承本体の性能に 着目した検討事例としては、例えば、加藤ら[13],[14]は、ゴム支承を用いた橋梁の動的照査 を行う際に必要な支承部の等価減衰定数を、一般的な3%程度から向上させて、5%程度の 減衰性能を有する天然ゴム材料および積層ゴム支承の開発を行い、その減衰性向上効果を 動的解析によって示しているが、これは長周期による応答変位の増加分を減衰によって吸 収させることを目指したものであるため、支承に求める性能をさらに集約させた発想であ ると考えられる.

以上のことから、本研究では、地震時水平力分散橋梁に用いる支承構造に着目し、耐震 性向上の観点から、任意の固有周期帯への設定を可能とした高機能化を目指した新しい支 承構造を提案し、その性能評価および適用性についての検討を実施した.

2.3.1 高機能化構造の提案

橋梁用支承には、橋桁に活荷重が載荷された際に生じる支点部の回転変位に追随する機 能が要求されることから、地震時水平力分散設計の適用を考えた場合、ゴム形状(水平バネ 特性)の設定にある程度の制約が生じ、橋梁全体系として適切な固有周期が実現できないケ ースや、また、過度にゴム厚が厚くなり、座屈安定性の確保が困難となるケースなどが存 在している.このような問題点を解決する手段の一例としては、機能分離型支承と呼ばれ る構造形式[15]などが挙げられるが、この支承システムの場合、支点部構成が主桁下に設置 される鉛直支承(一般にすべり支承が用いられ、主に鉛直力支持機能および回転変位追随機 能を担う)と横桁下などに設置され、地震時慣性力を受け持つ復元力装置(一般には積層ゴム 構造が用いられる)の2種類の支承が必要となることから、その他の支承形式による構造と 比べると桁下空間が煩雑となりやすく、支承取付け部周辺の補強材片量の増大や施工性の 低下などの懸念が指摘されている.

そこで,機能分離型支承と同様にゴム支承から回転変形に関する制約条件を解放しつつも, 2種類の支承を用いずに,同一支承構造内でこれを実現(機能を混在化させる≒ハイブリッド 化)することで,耐震設計上の自由度の向上という目標を達成させ,なおかつ,従来と同一 工法により設置可能な支承形式を考案した(以下,これをハイブリッド支承と呼ぶ).ここで は,提案するハイブリッド支承構造に関する技術的な観点からの検討結果およびその実用 化に向けての性能検証実験結果等について示す.



43

提案する支承の構造および動作状況の概念図を図 2.18 に示す. ハイブリッド支承は従来 と同様な積層ゴム構造の上部に, BP.B 支承(密閉ゴム支承板支承)の構成要素のうち,密閉ゴ ムによる回転機構を設けた構造としている. この密閉ゴム機構については,日本国内で採 用が開始されて以来,約 30 年以上が経過し,主要高速道路などを中心にすでに多くの実績 を有する構造であり,上部構造のたわみによる回転変位に対してポット構造部内の密閉ゴ ムが静水圧状態でこれに追随する機能を備えている. このため,上部の密閉ゴム機構部で は,主に橋桁の活荷重たわみによる支点部の回転変位への追随機能を,積層ゴム機構部で は,水平移動に対する変位追随機能(地震時慣性力支持機能,復元力機能)を,それぞれが個 別に負担している. つまり,これまでひとつの構成要素に集約していた機能のうち,回転 に対する変位追随性に関しては,積層ゴムから独立・解放させ,同一支承構造内で機能分 離を行っていることがもっとも大きな特徴となる.

ハイブリッド支承と従来ゴム支承におけるゴム形状の決定に関する設計フロー図の概略 を文献[8]の書式を参考にまとめ、その結果を図 2.19 に示す.ハイブリッド支承の場合では、 その構造特性から明らかなように、積層ゴム部分に対しては回転変位への追随性の照査が 不要となる.この結果、ゴム形状は鉛直力支持機能および地震時慣性力支持機能に特化し た断面設定が可能となり、特に地震時水平力分散構造あるいは免震構造の採用を考えた場 合に、もっとも重要となる水平バネ特性の設定について、その自由度が向上することにな る.



図 2.19 従来のゴム支承とハイブリッド支承の形状決定フロー図

2.3.2 支承性能の検証実験

提案した本支承構造が設計で想定している所定の性能を有していることを確認するため に基礎的な検証実験を実施した.ここでは、そこで得られた実験データについて示す.な お、本支承は、従来の支承構造を用いたものであるため、組み合わせによる評価項目に特 化して整理している.

(1) 水平バネ特性

弾性支持機能の検証を行うため,死荷重反力相当の鉛直荷重を載荷させた状態で供試体に 175%のせん断ひずみ(設計許容ひずみ250%の0.7倍(有効ひずみ))に相当する水平変位を与え, 非線形履歴曲線(荷重-変位関係)の計測を実施した.

図2.20に天然ゴム系供試体および高減衰ゴム系供試体における試験結果を示す.この図か らハイブリッド支承構造でもその履歴は安定した復元力特性を有しており,また,その値 は従来のゴム支承単体における設計式から求まる特性値と良く一致していることが分かる. 従って,組み合わせ構造を用いることによる積層ゴム構造への影響(性能変化)はほとんどな いことが確認できる.



(a) 天然ゴム系供試体(ハイブリッド構造)



図 2.20 ハイブリッド支承の水平バネ特性(履歴曲線)

(2) 回転特性

ハイブリッド支承構造が目指す回転追随機構の分割化の実現を実験的に確認するために, 設計反力 2000kN による試設計結果を基に供試体(積層ゴム形状:□470, Σte=5mm×7 層) を製作し,図 2.21 に示す回転載荷試験装置により回転挙動の計測を行った.試験は鉛直荷 重を試験装置上部の油圧ジャッキにより載荷させ,また積層ゴムに 70%のせん断ひずみを 生じさせた状態に保ち,載荷アーム先端を鉛直加振することによって供試体に回転変位を 与えることとした.また,測定項目は積層ゴム上面および回転中心となるピンの位置での 回転変位量とし,1/150radを載荷した.

図 2.22 に正弦波による正負交番載荷の回転変位を与えた試験のうち任意区間を抽出した 計測結果を示す. この図から供試体全体に生じた回転角は積層ゴムにはほとんど伝達され ずに,密閉ゴムの変形により吸収されていることが分かる.また,この積層ゴムの回転量 は全体の 1/10 以下と非常に小さく,このとき生じたゴム端部の引張側となる変位量は,別 途測定を実施した積層ゴムの圧縮特性を加味すると,鉛直荷重によるゴム自体の圧縮変位 量によって図 2.23 に示すように相殺されるため,局部的な引張応力が発生することはなく, ゴム自体は回転変位の影響から解放されて,安定した挙動を示すことが確認できた.









図 2.23 積層ゴムの微小回転量の吸収機構

2.3.3 適用性評価に関する検討

本支承構造の実橋量への適用性について以下に検討結果を示す.

(1) 固有周期の設定自由度

図 2.24 に道路橋示方書[1]に示されるタイプ II 地震動(II 種地盤)における 1 自由度系の加速度応答スペクトルと、それをもとに作成した変位応答スペクトルを減衰 5%および 15%の 2 ケースを示す. この図から 1 自由度系で考えた場合、橋梁の実設計において課題となることが多い桁遊間量(=上部構造の応答変位量)に着目し、これを小さく抑えることを考えると、長周期化(1.2sec 以上)を目指して、加速度応答(=橋脚への慣性力の伝達)の低減を図っても、変位量の増大に関しては、免震支承による減衰効果を期待しても一定以上の抑制は困難であることが分かる. また、一方で、固有周期が 0.4sec~1.2sec の範囲にある場合には、1.2sec付近よりも短周期化を考えた方が加速度応答を一定に保ちつつ、変位応答を抑える効果が期待できることが伺える.



図 2.24 応答スペクトル(タイプⅡ・Ⅱ種地盤)

古承りプ	古占位署	猪屋ゴムの形出	支承全体
又承知	又尽恒世	預層コムの形状	コスト比
分散支承	端支点	\Box 720, $te=35\times5$	1
<従来型>	中間支点	\Box 820, $te=35\times4$	1
ハイフ゛リット゛	端支点	\Box 610, $te = 11 \times 12$	0.67
支承	中間支点	\Box 710, <i>te</i> =13×7	0.67

表 2.7 支承形状の試算結果

そこで、このような設計コンセプトの有効性を確認するため、7 径間連続鋼 5 主鈑桁橋を 想定し、地震時水平力分散設計を実施した従来ゴム支承のケースを対象に試設計を行った. その結果、従来ゴム支承を用いた場合、固有周期 0.96sec、変位量 409mm となり、桁遊間の 観点から変位低減の必要性が生じたが、回転追随性確保のための制約からバネ剛性を高め ることが困難な状態であった.一方、ハイブリッド支承を用いた場合では、水平バネ設定 を硬くし、固有周期を 0.64sec とすることで変位応答を約 1/2 程度(182mm)まで低減するこ とが可能となった.このときの支承断面形状の比較を表 2.7 に示すが、ゴム形状が非常にコ ンパクトとなったことで、支承全体として約 30%のコスト低減効果がみられ、その有効性 が確認できた.

以上のように,従来のゴム支承が抱えていたバネ設定の制約という課題に対して,本支 承の場合では,橋梁条件に応じた自由度の高い設計が可能であり,任意の固有周期帯を設 定することで,橋梁全体系の耐震性向上に寄与できると考えられる.

(2) ゴム形状のコンパクト化

ハイブリッド支承では水平バネ設定に関する自由度の向上(固有周期設定の合理化)だけ でなく、ゴム形状のコンパクト化が図れることも期待できる.これは、回転追随性照査の 影響から解放されたことで、断面の最適化が容易となる点に由来する.ここでは、その効 果に関する試算を行った事例について述べる.

表 2.8 は,主に鉛直力支持機能および地震時慣性力支持機能のみで設定した場合における ゴム形状の最適(最小)断面の試算結果およびそのときの許容回転角θを算出している.この 算出方法の具体的なステップは,

- ①1つの支承が支えるべき上部構造の死荷重反力等の諸条件を設定
- ②鉛直力支持機能の確保の観点から求まる必要ゴム面積を算出(必要面積(1))
- ③ゴム支承と上部構造の質量のみからなる1自由度系での固有周期を 0.5~1.5sec の範囲 で設定(パラメトリック試算の対象値)
- ④固有周期から慣性力を求め,地震時慣性力支持機能の確保の観点から求まる必要ゴム 面積算出(必要面積(2))

⑤上記②と④のうち、大きい方の断面を採用

⑥上記③で設定した固有周期を実現するために必要な水平バネ値を求める

表Ź	表 2.8 積層ゴム断面試算結果の一例(地震時機能に特化した断面が許容できる回転角 θ 試算)							
	項目		算定式	計算結果(例)	備考			
1)	死荷重反力	Rd	-	2000 kN	(初期設定値)			
1	全反力	Rmax	Rd/0.7	2857 kN	活荷重比率(Rd/Rmax)を0.7と仮定			
2	許容面圧	σa	-	8 N/mm ²	許容支圧応力度			
2	必要面積(1)	A1	Rmax/σa	357143 mm ²	簡略化のため,常時変形量は考慮せず			
3	固有周期	Т	-	1.0 sec	<u>※ パラメーター(0.5~1.5sec)</u>			
4	震度標準値	Khc0	-	1.75	道路橋示方書参照2)			
4	設計水平震度	Khc	Khc0 $\angle \sqrt{(2 \mu \text{ a-1})}$	0.78	μ a=3と仮定			
4	慣性力	Н	Rd×Khc	1560 kN				
	心亜西待の	Δ 1	H/Gau	520000 mm^2	G:ゴムの弾性係数(1.2N/mm ² を採用)			
4	必安癿預(2)	AI	11/ U y a	520000 mm	γa:ゴムの許容せん断ひずみ(250%)			
5	ゴム必要面積	А	max(A1, A2)	520000 mm ²				
5	ゴム辺長	а	\sqrt{A}	721 mm	正方形断面			
6	水平バネ値	Ks	$4 \pi^2 m / T^2$	8.051 kN/mm	m:質量(Rd/g), g:重力加速度			
\bigcirc	変位量	δ	H/Ks	194 mm				
8	必要総ゴム厚	Σ te	δ / γ а	77.5 mm	γ=250%となる最小ゴム厚			
9	<u>層数</u>	n	-	4 層	<u>※ パラメーター(2~6層)</u>			
9	1 層厚	te	Σ te / n	19.4 mm				
10	1次形状係数	S 1	a∕4te	9.3				
10	弾性係数	Е	$35 \times S_1G$	391 N/mm ²	NR, 矩形断面を使用→算出係数:35			
10	鉛直バネ値	Kv	AE $\angle \Sigma$ te	2622 kN/mm				
10	圧縮たわみ量	δc	Rmax/Kv	1.09 mm				
		Δ	28.12	1/221 rad	δc>δr=a/2×θを満足する			
U	<u>□1台凹粒円</u>		2007 a	<u>1/331 Tau</u>	最大回転角(δr:ゴムの回転変形量)			

第2章	疑似固定型支承の調	「機能化による	地震時慣性力の	分散化の検討
	从这回上王人行学们			

⑧せん断ひずみの許容値γa=250%から必要ゴム厚(積層構成の合計値)を求める

⑦地震時慣性力と水平バネ値から変位量を算出

- ⑨ここで,積層構成を求めるために層数分割を2~6層の範囲で設定(パラメトリック試算の対象値)し、そのときの1層ゴム厚みを算出
- ⑩1次形状係数等から鉛直バネ特性を算出

①上記で設定したゴム形状に対し、回転追随性照査式から許容最大回転角 θ を算出 とのフローによっている.なお、ここでの計算では、簡略化のため、座屈安定性や引張応 力度などの一部照査項目を省略しており、また、あくまで理想化された条件下での試算で あるので、実設計では用いない端数を有する断面設定を行っている点に留意が必要である.



図 2.25 回転追随性照査以外の要因で決定したゴム形状が許容できる最大回転角(θ[rad])

表2.8のような計算を固有周期Tおよびゴムの積層構成を決める層数nをパラメータとし、 また、上部構造の死荷重反力 Rd を 2000、4000、6000kN の3パターンとして試算した結果 を図 2.25 に示す.ここで行う検討の基本方針としては、主に地震時に対する照査に特化し て設定した断面で、そのまま回転追随性照査規定が満足できれば、その設計条件下では従 来ゴム支承は元々最適化断面を実現していたことになるが、逆に、回転追随性能が不足と なるケースでは、ハイブリッド支承を用いない場合、再び断面の収束計算が必要となり、 このことが複数の要求性能を積層ゴムのみで実現するためにゴム形状が最適化(最小化)で きていない状態にあると判断できるとの考えに基づいている.

そこで図 2.25 をみると、横軸は積層構成の層数 n を示しているが、これは形状係数 S1、

ひいては回転抵抗モーメントの決定につながるパラメータであるため,層数の増加に伴い, 許容できる回転角θが減少していることが分かる.また,縦軸の固有周期 T のパラメータ に着目すると,その感度は非常に高く,仮に橋梁条件から求まる必要回転角を 1/150rad(鋼 桁の端支点部相当)と仮定すると,Rd=2000kNのごく限られたケース以外では,回転追随性 能が不足していることが分かる.また,1/300rad(鋼桁の中間点部あるいはPC桁の端支点部 相当)を基準に考えても,ゴム支承のみの固有周期で1.0secよりも短く設定したい場合には, その大半が回転追随性能を満足できないため,この結果,少なからず従来ゴム支承では回 転照査の影響が関与して断面の増加が発生している可能性が伺える.

よって、このようなケースに当てはまる場合には、ハイブリッド支承を用いることでゴ ム本体の断面をコンパクト化することができる可能性があり、その低減比率が密閉ゴム機 構部の材料費よりも上回ることになれば、支承全体の単価としてのコストダウンも期待で きることになる.この点は本支承の大きなメリットであると考えられる.

(3) 積層の多層化による効果

回転追随性能の必要性の有無によりゴム形状に生じる影響度が顕著に伺える事例としては、建築用ゴム支承との対比が考えられる.建築構造物の場合、その構造上の特性から支承部に回転追随性能をほとんど必要としないため、1 次形状係数が S1=20~40 程度と、非常に多層化された積層構成が採用されている.一方、橋梁用ゴム支承では S1=6~10 程度が多く、このような差は鉛直バネ特性に顕著な影響を与えることになり、両者を比べると橋梁用では約 1/2 程度の剛性領域で使用しているのが実状である.

このことから、橋梁用ゴム支承が交通振動や伸縮装置部での段差による騒音問題の発生 等の一因である可能性も否定できないものと考えられるが、ハイブリッド支承では、従来 ゴム支承に比べ、S1 を建築用ゴム支承程度まで高めることもできるため、これらの問題点 の改善に寄与する可能性を有している.

2.3.4 多積層ゴム支承の圧縮性能評価モデルの構築

提案したハイブリッド支承は、橋桁のたわみ変形をゴム支承ではなく、BP.B 構造にて吸 収するため、ゴム本体の設計的な自由度は高く、任意のバネを設定することができる.ま た、このとき、回転追随機能をゴムに要求しないため、積層構成を多くし、鉛直方向への 剛性を高める設計とすることで、鉛直荷重を硬いバネで支え、交通振動や騒音発生のリス クを低減する効果も期待できる.

しかしながら、その一方で、多積層構造としたゴム支承の場合、特に橋梁用支承の分野 では、そのような実績は少なく、また従来の設計法の経緯を精査するとその適用範囲に疑 問が残る点がある。そこで、本研究では、積層ゴム支承の鉛直荷重に対する圧縮特性の評 価モデルを改めて整理、構築することで、積層構成の多さ(形状係数の範囲)に関わらず、精 度良く表現できる方法を検討する. 第2章 疑似固定型支承の高機能化による地震時慣性力の分散化の検討

研究例	手法	備考
服部・武井[16]	非圧縮性を仮定(近似解)	防振ゴムに関する研究
Rejcha[17]	非圧縮性を仮定(理論解)	橋梁用ゴム支承に関する研究
Lindley[18]	圧縮性を考慮(近似解)	建築用ゴム支承で採用
Kally[10]	非圧縮性・圧縮性の両方のモデル	ゴル古み合師に開去て研究
Kelly[19]	(理論解)	コム文承王成に関する初九
道路橋支承便覧[8]	実験回帰式	橋梁用ゴム支承に関する研究

表2.9 ゴム支承の圧縮特性に関する既往の研究例

(1) 圧縮評価モデルの分類

ゴム支承の圧縮特性に関しては表 2.9 に示すような研究事例が見られる. それぞれゴムの 変形状態について、いくつかの仮定を設定して理論を展開しているものが多いが、その中 で、材料の体積圧縮性を表す体積弾性係数 *E*_bについて整理すると、

a) ゴム自体は圧縮してもその体積には全く変化が生じない完全な非圧縮性を有する材料と 仮定したモデル

b) ゴム自体にも圧縮によって微少ながら体積変化が生じることを考慮し、ゴムが有している圧縮性を評価したモデル

の2つに分類することができる.

ゴムのポアソン比は極めて 0.5 に近く(0.49999 前後), 一般的には非圧縮性を有している材料と見なして評価することが多い. 実際, ゴム支承の場合における従来の設計手法(道路橋支承便覧 1991 年版)では, 橋梁用では非圧縮性を仮定したモデル(上記 a)を用いている. しかし, 建築用では圧縮性を考慮したモデル(上記 b)を採用している[7], [8]. このような違いは, 橋梁用ゴム支承には回転追随機能が求められることから建築用に比べてゴム 1 層の厚みが厚くなり,形状係数 S が比較的小さい範囲で主に使用されることが要因と考えられる. つまり, 圧縮たわみ量の評価に用いるゴム支承の縦弾性係数 E_cは, S が小さい範囲の場合,

ゴムの圧縮変形量は主にゴム側面への膨出変形が生じ、形状から求まる見かけの弾性係数 *E_{ap}*が支配的となるため、ゴム自体の体積弾性係数*E_b*に起因する体積圧縮率はほとんど寄与 しないが、一方で、建築用ゴム支承のように*S*が大きく、積層構造によるゴム体の拘束効 果が高くなる場合では、*E_{ap}*だけではなく、ゴム自体の*E_b*による体積圧縮率についても無視 できない影響を与える状態になるためと考えられる.

(2) 非圧縮性を仮定したモデル

まず,橋梁用ゴム支承に対して従来から用いられている非圧縮性を仮定したモデルについ て考える.これは表 2.9 に示したように服部・武井[16],Rejcha[17],Kelly[19]などの研究が あるが,特にRejcha,Kellyはゴムの変形状態に関する基礎方程式を誘導している.それに よると図 2.26 のような *a×b* の矩形断面を有するゴム層に対して上下面が水平方向(x,y方 向)に拘束された状態で鉛直方向(z方向)に変形を受ける場合を想定し,また,ゴム側面には



図 2.26 ゴムの圧縮変形

拘束がなく自由に変形できるものと考えると、このときの基礎方程式は、

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} = -\frac{12G \times \Delta t_e}{t_e^3}$$
(2.2)

により与えられる.

ここで,

p:ゴム体の任意の断面に生じる応力,G:せん断弾性係数, $\Delta te:$ 圧縮たわみ量,te:変形前のゴム厚み

である.

なお、この誘導に際しては、以下の3つの仮定が設けられている.

1)ゴム側面には放物線上の変形が生じる

2)ゴムに発生する応力 p は静水圧的等方性を有し、上記の放物線上では等値である $p_x + p_y + p_z = p$ (2.3)

3)ゴムは非圧縮性を有する

 $\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = 0$

また, Rejcha は矩形断面のゴム支承に対して式を解き p の一般解を求めており, Fourier 級 数 C_p を用いて,

$$p(x, y) = C_p \times \frac{a^2 G \times \Delta t_e}{t_e^3}$$
(2.4)

(2.4)

となることを示している.

これらのことから、ゴム支承の縦弾性係数 E_c を誘導するため、式による微小断面の応力 pをゴム支承断面全体(面積 A=ab)に対して積分し、このときの平均応力度 fを求めると、

$$f = \frac{P_{max}}{A} = \frac{1}{A} \int_{A} p(x, y) dA = \frac{G}{C_t} \times \frac{a^2}{t_e^2} \varepsilon_c = E_c \varepsilon_c$$
(2.6)

となる.ここで,

 $Ec: 圧縮たわみ量\Delta te によって生じる圧縮ひずみ量$

である.

よって、 E_c^i を非圧縮性(incompressibility)を仮定した場合の縦弾性係数とし、形状係数Sおよび算出係数Cを用いて整理すると、

$$E_{c}^{i} = \frac{4}{C_{t}} \left(\frac{a}{b} + 1\right)^{2} \times S^{2}G = C \times S^{2}G$$

$$C_{t} = \frac{\pi^{4}}{96 \sum_{m=1,3,5,...,m}^{\infty} \frac{1}{m^{4}} \left(1 - \frac{2}{m\pi} \frac{a}{b} tanh \frac{m\pi b}{2a}\right)}$$
(2.7)

と表現することができる.式の算出係数 C は Ct の Fourier 級数を含んでいるため,パラメ ータとなるゴムの辺長比 a/b に対して解を求めると図 2.27 を得ることができる.この図か ら正方形断面(a/b=1)あるいは1辺(b)が非常に大きい帯状断面(a/b=0)に着目すると,

正方形 :
$$E_c^{i} = 6.73 \times S^2 G$$
 (2.8)

带状 :
$$E_c^{\ i} = 4.0 \times S^2 G$$
 (2.9)

となる理論式が求まり,これは Kelly が示している解と同じ結果である.

一方で,橋梁用ゴム支承の設計式として従来(1991 年版)は服部・武井式が採用されており, 縦弾性係数を見かけの弾性係数 *Eap* として,

矩形 :
$$E_c^{\ i} = E_{ap} = (3 + 6.58S^2)G$$
 (2.10)

帯状 :
$$E_c^{\ i} = E_{ap} = (4+3.29S^2)G$$
 (2.11)

としている.この服部・武井式は微小弾性ひずみ理論に基づいてエネルギーの釣り合い方 程式を解いた近似式であるが,理論式から求まる式(2.7)とは差はほとんどなく,特に正方形 断面における S<40 以下の範囲ではその差は 2%程度と非常に小さい.ただし,式(2.7)の理 論式では図 2.27 に示したようにゴムの辺長比が異なることにより算出係数 Cが変化するが, 式(2.10),式(2.11)を用いた道路橋支承便覧(1991 年版)の設計法ではそれぞれの断面形状によ って一定値の係数を採用しており,また矩形と帯状の設計上の境界をゴムの辺長比で *a/b*<0.5, *a/b*>2 と規定している.このような手法に対して,ゴム形状が変化することによる 弾性係数への影響度を求めた結果を図 2.28 に示す.この図から S が大きくなるにつれて, 多少の誤差が確認できるが全体的には非圧縮性を仮定した理論式と道路橋支承便覧による 設計手法とは比較的良く一致していることが分かる.



図 2.27 非圧縮性を仮定した理論式の算出係数 0



図 2.28 非圧縮性の理論式と道路橋支承便覧式(1991 年版)の比較

(3) 圧縮性を考慮したモデル

次にゴムの体積弾性係数 *E*_bに起因する体積圧縮性を考慮したモデルについて検討を行う. Kelly は非圧縮性を仮定したモデル化から圧縮性を考慮したモデルへと拡張させており、非 圧縮性を表現した式を

$$\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z = -\frac{p}{E_b} \tag{2.12}$$

と置き換え,その結果,式の基礎方程式は,

$$\frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p}{\partial y^2} - \frac{12p}{t_e^2} \frac{G}{E_b} = -\frac{12G \times \Delta t_e}{t_e^3}$$
(2.13)

となることを示している.これを正方形断面に対して解くと,

$$p(x, y) = E_b \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{\cosh \lambda (x - a/2)}{\cosh \lambda a/2} - C_f \right\}$$
(2.14)

$$C_f = \sum_{m=1,3,5\cdots}^{\infty} \frac{4\lambda^2}{m\pi \alpha_m^2} \frac{\cosh \alpha_m y}{\cosh \alpha_m a/2} \sin m\pi x/a$$

となり、このpの一般解から先と同様に縦弾性係数 E_c を誘導すると、

$$E_c^{\ b} = E_b \left(1 - \frac{1}{\beta} \tanh \beta - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=1,3,5\cdots}^{\infty} \frac{\beta^2}{m^2 \beta_m^2} \frac{1}{\beta_m} \tanh \beta_m \right)$$
(2.15)

を得ることができる.

ここで、 E_c^b は体積圧縮性(bulk compressibility)を考慮した時の縦弾性係数であり、また、 β および $\beta_m(\lambda$ および α_m)は、

$$\beta = \frac{\lambda a}{2} = \left(\frac{48G}{E_b}\right)^{\frac{1}{2}} \times S \quad , \quad \beta_m = \frac{\alpha_m a}{2} = \left(\beta^2 + \frac{m^2 \pi^2}{4}\right)^{\frac{1}{2}}$$
(2.16)

として、Sを含む関数で与えられる.

一方, Lindley は見かけの弾性係数 *E*_{ap}と体積弾性係数 *E*_bとの直列モデルにより評価しており,これは,ゴムの材料特性による補正係数を用いた近似解として以下のように表される.

$$E_{c}^{b} = \frac{1}{\frac{1}{E_{ap}} + \frac{1}{E_{b}}} = \frac{1}{\frac{1}{E_{0}(1 + 2\kappa S^{2})} + \frac{1}{E_{b}}}$$
(2.17)

ここで,

 E_0 :ゴム材料の弾性係数, κ :ゴムの硬度による補正係数

である.

さらに道路橋支承便覧の改訂による設計式(2004 年版)に着目すると,実験データの分布から 実験回帰式として,

$$E_c^{\ e} = \alpha \ \beta \times SG = 35 \times SG \tag{2.18}$$

が示されている.

ここで、 $E_c^{\ e}$ は実験式(empirical formula)として求めた縦弾性係数であり、また、 α 、 β についてはゴム支承の種類、平面形状による係数で、矩形の積層ゴム支承の場合では、 $\alpha \beta = 35$ とされている.

以上, 圧縮性を考慮したモデル E^bとして式(2.15), 式(2.17)の2種類および実験値を表現 したモデル E^cとして式(2.18)による算出方法を示したが,ここで,これらの評価式の特性 を把握するため,各係数値を表 2.10のように設定して試算した結果を図 2.29 に示す.

なお、同図には先の非圧縮性を仮定したモデル E_c^i (式(2.7))による算出結果もあわせて示し ている. この図から形状係数 S が 5 程度までは、どの評価式もほぼ同じ特性を示している が、S が大きくなるにつれて、 $E_c^i \geq E_c^b \geq 0$ 間には大きな差が生じることが分かる. 力学的 に見ても積層構成をより多層とし、ゴムの拘束効果を向上させて E_c の増大を図っても、材 料のもつ体積弾性係数以上まで硬くすることはできないため、 E_c^i は S が大きい場合では不 合理な数値を与えていることになる. 一方、 E_c^b は E_b の数値に漸近する傾向を示しており、 実際の圧縮特性に近い状態を表現しているものと考えられる. また、実験回帰式 E_c^c は体積 弾性係数 E_b の影響を考慮に入れたモデルであると捉えることができ、また同時に、橋梁用 ゴム支承においても S>5 となる場合には、ゴム材料の体積弾性係数を考慮した評価モデル を採用する必要性があると判断できる. なお、式(2.18)の実験式は 5<S<11 の供試体におけ る実験データを対象として作成されているが、この範囲を超えても S=20 程度までは理論式 と整合性が良いことが確認できる.

以上のことから、多積層構造となる支承においては、圧縮性を考慮したモデルによる評価を行う必要があり、形状係数が大きい支承の場合には、特に留意が必要である.本研究で提案しているハイブリット支承では、多層構造とすることが設計的に可能であるため、その鉛直剛性の算出においては、形状係数が20程度以下であれば、式(2.18)による実験回帰式を用い、それ以上になる場合には、式(2.15)または(2.17)による評価を用いることで精度良く支承の特性を表現できるものと考えられる.

項目	係数値
せん断弾性係数 G (MPa)	1.06
ゴム材料の弾性係数 Eo(MPa)	4.45
ゴムの硬度による補正係数 κ	0.57
	1150

表 2.10 ゴムの物理定数





図 2.29 各評価モデルによる E_aの特性値

2.3.5 まとめ

本研究では、地震時水平力分散橋梁において、耐震性向上のために橋梁全体系として必要なゴムの剛性(固有周期)を他の設計条件(橋桁のたわみ変形等の橋梁諸元による制約)にとらわれずに、任意に設定可能なゴム支承のさらなる高機能化を目指した検討を行い、密閉ゴムによる回転機構と積層ゴムによる変位追随機能とを複合させたハイブリッド支承を提案した.

本支承の性能および適用性の検討により,提案した支承構造は,回転追随性と水平荷重 支持を密閉ゴム構造と積層ゴム構造に分割でき,それぞれを個別に断面設定が可能となる こと,また,各性能は通常のゴム支承の特性と変化はなく安定していること,さらには, 試設計を通して,ゴム支承の断面決定には,地震時水平力だけではなく,常時の荷重条件(鉛 直荷重,回転変位追随)等が大きく関与しており,従来の機能一体型の支承では不合理な設 計となるケースがあることを示した.

多積層のゴム支承の鉛直剛性評価については、ゴム材料自体の微小な体積圧縮性を考慮 した理論式の誘導を行うことで、その考慮の重要性を明らかにした.

2.4 まとめ

橋梁構造物の耐震性能向上を目的とした積極的な長周期化,減衰性能の付与を目指した 構造の検討を行う前に、本章では、軟弱地盤に建設される橋梁や橋桁のたわみ変形が大き く、支承部への回転変位の影響が大きい橋梁などを想定して、多点固定形式や弾性支持形 式による疑似固定型の支承構造を用いた設計についての検討を行った.

それぞれ得られた知見を整理すると以下の通りである.

- (1) 多点固定橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策
 - ・固定支持条件の支承に適した材料として、高硬度の特徴を有するウレタンゴムに着目し、諸外国における基準や技術知見を参照して新しい支承構造の提案を行い、支承部に要求される各性能評価に関する実験的検討によって、提案した支承は所定の性能を有していることが確認できた。
 - ・耐震性の観点から考えた場合、ピン支承などのように構造高が高い支承の場合、地震
 ・時慣性力の作用位置が高くなり、大きなモーメントの影響を受けやすい欠点がある.
 ウレタンゴムを用いた支承構造は、その材料・構造上の特徴から支承高さを低く抑えることができるため、合理的な断面設定が可能である.
 - ・鋼鈑桁橋の耐震性を考える場合,想定外地震動が発生した場合においても,橋桁の損傷は可能な限り避け,支承部を損傷させた方が合理的であると考えられる.この場合,支承部の鋼部材が破断した後も、ゴムの弾性変形によって、変位追随可能な構造が望ましいが、ウレタンゴムのせん断変形性能を確認した結果,設計水平震度1.0相当の水平力に対しても弾性機能を維持できることが分かった.
 - ・従来は載荷試験装置の制約から安全性の確認が困難であった大型支承における評価についても、実験的検討と FEM 解析によるひずみ照査を併用することで、その推定が可能となる検証手法を提案し、その検証事例を示した。
- (2) 地震時水平力分散橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策
 - ・ゴム支承の水平バネ特性は、耐震性向上を実現する最適な固有周期となるように自由に設定できることが望ましいが、支承部には地震時水平力以外にも、鉛直荷重・回転変位等、各種の性能が求められる。特に鋼鈑桁橋などのように、比較的、支点の回転角度が大きい場合には、回転変位追随性を確保するために、ゴム支承の断面設定が影響を受けていることを試設計を通して示した。
 - ・上記の問題点を解決するため、支承機能を1つの支承構造内で分割した新しい支承構造を提案し、その性能検証を行った結果、回転変位追随性と水平荷重支持機能は、2つの部材でそれぞれ分割させて機能することを確認した。

また,このことにより,耐震性向上の観点から任意の固有周期を設定可能な支承構造 を提案することができた. ・回転機能をゴム本体から分離した支承であるため、ゴムの積層構造を多積層として、 交通振動の抑制などを目的とした支承部の鉛直剛性の向上なども期待できる.このと き、従来の橋梁用支承の鉛直剛性の設計式は、比較的、積層構成の少ない支承を対象 に設定されているため、本研究では、ゴムの体積圧縮性を考慮した理論式を展開し、 既往の実験式などと比較を行った.その結果、ゴムの体積圧縮性を考慮した評価式を 用いることの必要性および実験式の適用限界は形状係数 20 程度以下であることを示し た.

以上のことから,提案した支承構造を用いることで,橋梁条件に適した耐震性向上を行 うことが可能であること,その有効性を明らかにした.

第2章の参考文献

【参考文献】

[1]日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,丸善,1996,2002

[2]吉澤努,川神雅秀,楊光遠:支承形式に対する地盤と橋の共振に関する検討,土木学会 年次学術講演会講演概要集, Vol.56, pp. 596-597, 2001

[3]宇野裕恵,松田泰治,宮本宏一,柚木浩一,長悟史,田中翔,篠田隆作:温度による桁の収縮の影響を考慮した PC 多点固定橋の応答評価に関する一考察,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.65, pp.273-282, 2009

[4]Ronald J.Watson: Highload Multirotational Bearings for Concrete Bridges, 2004

[5]AASHTO: AASHTO LRFD Bridge Construction Specification 3rd Edition 2010

[6]例えば, RJ Watson<u>http://www.rjwatson.com/bearings/Disktron/</u>

TechStar<u>http://www.techstar-inc.com/products/bearing-systems/disk-bearings</u> ESCO<u>http://www.enrtech.co.kr/eng/pro/disk-bearing.asp</u>

 $DSL \underline{http://www.bridgedsl.com/english/products_bb.asp}$

Jsons ENGG. CORPN<u>http://jsonsbearings.com/disc_bearings.html</u>

[7]原田ら:密閉ゴム支承板支承の耐久性に関する研究(2):土木学会第 59 回年次学術講演 会, I-514, 2004

[8] 日本道路協会:道路橋支承便覧, 1973, 1991, 2004.

[9] 土木研究センター:道路橋の免震設計法マニュアル, 1992.

[10]大森隆,土田貴之:ゴム支承を有する RC 多径間連続高架橋の橋長決定に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集第1部(A), Vol.54, 586-587, Vol.54, 1999

[11] 保坂鐵矢,松尾仁,伊関治郎,池永雅良:地震時水平力分散機能を有するゴム支承の構造的検討,土木学会年次学術講演会講演概要集第1部,Vol.58, pp. 1313-1314, 2003
[12] 姫野岳彦,鵜野禎史,本間慶一,森田泰玄:ゴム支承の高機能化を実現させた新しい 支承構造の提案,土木学会,平成18年度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,Vol.9, pp.447-452, 2006

[13] 加藤亨二,中村昌弘:減衰性能を向上させた地震時水平力分散型ゴム支承の開発(その1),年次学術講演会講演概要集,Vol.62, I-473, 2007

[14] 中村昌弘,加藤亨二:減衰性能を向上させた地震時水平力分散型ゴム支承の開発(その2),年次学術講演会講演概要集,Vol.62, I-474, 2007

[15] 土木研究所,構造計画研究所,パシフィックコンサルタンツ,八千代エンジニヤリン グ,オイレス工業,川口金属工業,三協オイルレス工業,日本鋳造,ビービーエム:すべ り系支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告 書(その1),2005.07

[16]日本鉄道車輌工業会:改訂新版 防振ゴム,現代工学社,1957

[17]Rejcha,C : Design of elastomer bridges, Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol.9,No.5,pp.62-78,1964

[18]Lindley, P.B : Load-compression relationships of rubber units, Journal of Strain Analysis, I(3), pp.190-195, 1996

[19]Kelly, J.M: Earthquake-Resistant Design with Rubber, Springer-Verlag, pp.69-87,1997

第3章

高減衰性能を期待した免震デバイスの性能評価

3.1 概要

阪神淡路大震災や東日本大震災など、日本では、過去に非常に大きな地震被害に遭遇し、 橋梁をはじめとした重要な社会資本が甚大な被害に見舞われた経験から、合理的に構造物 を守るための手法として、免震設計法の採用が広まり、多くの実績を積み重ねてきている. このとき、この設計法の「かなめ」となるのが、アイソレーション機能と復元力機能に加 えて、減衰性能を合わせもつ免震ゴム支承である.

これまでに、免震ゴム支承として多くの採用事例を有する構造には、一般に LRB(鉛プラ グ入り積層ゴム支承)と HDR(高減衰ゴム積層ゴム支承)の2種類がある.これらは、免震ゴ ム支承として重要な減衰性能を発揮する部材が異なっており、それぞれ、鉛プラグの塑性 変形または特殊配合ゴムの粘性・摩擦減衰性能を期待した支承である.

LRB は、1982 年にニュージーランドの W.H.Robinson により発明[1]され、日本をはじ め、世界中に普及が進んだ技術である.特に日本では、1991 年に我が国初の免震橋として、 LRB を用いた宮川橋(静岡県:3 径間連続鋼鈑桁橋)が、その後、山あげ大橋(栃木県:6 径間 連続 PC 箱桁橋)が HDR を採用してそれぞれ建設され、実橋梁における振動特性の評価[2] や10 年経過後に支承を取り出し、経年的な性能変化についての検証[3]など、様々な検討が なされ、現在の免震設計およびその信頼性の基礎が構築されている.加えて、地震時おけ る支承部の性能・挙動評価に関する検討が積極的に行われ、設計基準として制定されてい る手法[4]の他にも、例えば、天然ゴム系支承や免震ゴム支承を対象に2方向加力試験を行 い、その履歴特性を弾塑性モデルにより理論的に導き、精緻な同定を行った研究などもそ の一例である[5].加えて、2011 年の東北地方太平洋沖地震では、LRB を用いた免震構造 の建物における効果が実挙動データとして確認[6]されており、地震後の維持管理・復旧性 を含めて、その優位性は高く、耐震性能の向上を論じる際には欠かせないものであると考 えられる.

しかしながら、一方では、これらの免震ゴム支承を用いて長周期化および減衰性能の向 上を目指した設計を行っても、地震時の変位応答の増大は避けられず、桁遊間量の確保や 伸縮装置の肥大化などの問題が生じるケースがあることも事実である。そのような橋梁に おいては、更なる減衰性能を付与するために、支承部とは別にダンパーを設置して応答低 減を図る研究なども行われている[7],[8],[9]など.これらは、制震橋として、長周期化より も減衰の付与に主眼を置いた設計法として議論がなされている傾向にある。この場合、高 い減衰力を付与するために、粘性体を用いたシリンダー系のダンパーや、鋼材の塑性変形 を利用した座屈拘束型・せん断降伏型・曲げ降伏型の鋼製ダンパー、さらには、摩擦力を 利用した摩擦ダンパーなど、多種多様な検討が進められている.

本研究では、従来の免震ゴム支承では吸収しきれていない応答変位の増大を支承とは別 構造としてダンパー等で対応するのではなく、免震ゴム支承自身の高機能化によって改善 を図ることを目標とした検討を行った.具体的には、減衰性能の向上を実現させた新しい 免震ゴム支承構造を考案し、その地震時における水平履歴特性を検証するために、動的な 載荷実験を行い、特に載荷速度や面圧条件、外気の温度条件等に対する性能安定性につい ての検証を実施した.また、同時に、橋梁用支承として必要な交通荷重に対する疲労耐久 性、橋桁の温度伸縮に対する繰り返しせん断ひずみに対する安定性などについても確認を 行った.これらのことから、考案した支承が実際に橋梁構造物の免震ゴム支承として適用 できることを明かにした.

また,高い減衰性能を設計に反映するために必要なモデル化に関する検討を行い,本支 承を構成する要素ごとに個別に評価して足し合わせることで,その非線形履歴特性を適切 に評価できることを示した.さらには,構築した設計モデルを用いて,橋梁構造物におけ る応答低減効果を動的応答解析により検証し,従来の免震ゴム支承に比べて,周期特性を 変えることなく,減衰付与による高い応答低減効果を期待できることを示した.

3.2 複合型免震支承の提案

免震ゴム支承としては、従来、LRB と HDR の2 種類が用いられてきた. その特徴は、LRB は、天然ゴム材料と鉛プラグを組み合わせた構造であり、鉛の塑性変形により減衰性能を、 天然ゴムの弾性支持性能によって、長周期化および復元力を期待している. 一方、HDR は、 ゴム自体に特殊な配合設計を行い、ゴム材料自体に粘性抵抗や摩擦抵抗などを付与するこ とで、減衰性能と弾性支持性能の両方を期待した構造となっている.

本研究で対象した複合型免震ゴム支承は、減衰性能の向上に着目していることから、従 来は、それぞれの支承形式によって、分けて使われていた2つの減衰部材(鉛プラグと高減 衰ゴム)を1つの支承の中で複合させて用いることに発想の出発点とした.端的に表現すれ ば、LRBで用いていた天然ゴムを高減衰ゴム(HDR)に置き換えた支承構造である.(図 3.1)


このような支承を本研究では 2 つの減衰要素を組み合わせた「複合型免震ゴム支承」と 呼ぶ.ここで期待する効果は、2 つの減衰部材が同時に作用することで、支承部の減衰性能 が高まり、ひいては橋梁構造物全体の安全性向上が期待できる点にあり、なおかつ、支承 部でそれを実現することで、ダンパー等の複数の構造部材を追加せずに、コスト面、維持 管理面などの観点からもメリットが得られるものである.

この複合型免震ゴム支承が有する減衰性能を確認するため、基礎的な水平載荷試験を実施した結果を図3.2 に示す.この試験では、死荷重相当の鉛直荷重を載荷した状態で、ゴムにせん断ひずみッ=175%に相当する変位を加振周期2秒で正負11回与えている.この結果、 複合型免震ゴム支承による荷重-変位関係の履歴曲線は非常に大きな面積を有しており、従来型の免震支承(ここでは、HDRS(HDRSはHDRをベースに減衰性能向上をさせた現在では 一般的に用いられている免震ゴム支承))の設計モデルと比較すると、等価剛性(最大荷重点) はほぼ同じでありながら、減衰性能(エネルギー吸収量=履歴面積)が大きいことが分かる. 等価剛性が同等であるということは、固有周期や各橋脚への水平荷重の分担比率などについては従来の設計と大きく変わらずに、純粋に履歴吸収エネルギーのみを増加させる効果が期待できるものと考えられる.

また,各せん断ひずみ時における水平履歴特性を図 3.3 に示す.各ループにおいて常に安定した大きな履歴面積を有する軌跡を描いており,高い減衰性能が期待できることが伺える.また,このように,せん断ひずみの大きさによって特性が変化する傾向は,従来の免震ゴム支承と同様であり,LRB,HDRSとの減衰性能の比較結果を図 3.4 に示す.このように,1 つの部材でエネルギー吸収を行っていた LRB,HDR に比べると,複合型免震ゴム支承は,どのせん断ひずみ域においても高い減衰性能を発揮することが分かる.



図3.2 複合型免震ゴム支承エネルギー吸収面積



図3.3 複合型免震ゴム支承のせん断ひずみ依存性



図 3.4 減衰性能の比較(せん断ひずみ依存性)

なお、ここで、鉛プラグを有する支承は、ゴム面積に対する鉛の量によって減衰性能が 異なるため、LRBでは、現在、実用化されているもっとも鉛量の多い鉛比率(鉛面積/ゴム面 積)12%の特性値を、複合型免震ゴム支承は、それよりも少ない 8%での実験結果を示す. 複 合型免震ゴム支承は、LRB よりも少ない鉛量でも、高減衰ゴム材料の効果により減衰性能 が向上されていることが分かる. 言い換えれば、複合型免震ゴム支承においては、鉛量を 増加させれば更なる減衰性能の向上も期待できる.

3.3 支承性能の検証実験

複合型免震ゴム支承の橋梁用支承としての適用性を検証するために、常時の繰り返し載 荷に対する疲労耐久性および地震時に想定される載荷速度、面圧条件、外気温度等に対す る依存性、さらには、せん断変形性能の評価を行うために、各種載荷試験を実施した[9]. 以下にその結果について示す.

3.3.1 材料特性

道路橋支承便覧[10]におけるゴム支承材料への要求性能値を参考とし、土木構造物として 長期間の外気に晒される環境や上部構造重量を支持する荷重条件等を考慮し、材料が有す る耐荷力・耐久性・耐候性等の評価を実施した.

なお、本支承に用いる材料には、ゴム・鋼板・鉛の3種類があるが、鋼板および鉛はJIS 規格品であり、特に鉛については、99.9%以上の純鉛を使用することとし、これは従来の LRB と同等であるため、ここでの評価からは除外した.よって、以下には、高減衰ゴム材 料に関しての評価結果を示す.

表 3.1 に試験結果を示す. ここでの試験項目は,

- ・ポリマー定性 : ゴムの主成分であるポリマーの構成・主成分を同定する試験
- ・全ポリマー定量 : ポリマー定性で確認した成分がゴム全体に対して含まれる割合 を計測する試験
- ・補強材の定量 : ポリマー以外に含まれる補強材(カーボン等)の割合を計測す
 る試験

・灰分の定量 : ゴムの中に含まれる灰分の割合を計測する試験

を示すものであり、各試験項目ともこれを満足するゴム材料であり、高減衰ゴムと定義されるものであることが分かる.

単位	高減衰ゴムの規格値	測定値	適用規格	
	ND、合成ゴム	ND、合ポゴム	JIS K 6231、	
_	NR・ 日成 - ム		JIS K 6230	
% 40以上		61.0	JIS K 6226-1	
%	10 - 45	9 5 0	JIS K 6226-1、	
	10, 249	55.0	JIS K 6227	
0/	10 115	2.0	JIS K 6226-1、	
%0	10以下	5.2	JIS K 6228	
	単位 - % %	単位 高減衰ゴムの規格値 ー NR・合成ゴム % 40以上 % 10~45 % 10以下	単位高減衰ゴムの規格値測定値ーNR・合成ゴムNR・合成ゴム%40以上61.0%10~4535.8%10以下3.2	

表 3.1 ゴム材料の化学成分





写真3.1 ダンベル試験片の採取および引張試験状況

次に,表 3.1 に示した化学成分を有するゴム材料に対して,物理的強度,耐久性評価等に 関する材料試験を実施した.写真 3.1 は,引張試験用供試体の採取および引張試験状況を示 している.

表 3.2 に各試験項目および試験結果について示す. それぞれの評価内容は, 橋梁用支承の 性能の観点からは以下のように整理できる.

・破断伸び,引張強さ試験

ゴムに静的な引張力を作用させて、ゴムが破断する際の強度および伸びを計測する. 本性能は、ゴム支承のせん断変形性能に関連するものである. (所定の伸び性能、強度以上が要求される)

・老化試験

70℃の恒温槽に 72 時間材料を保管し,熱影響による老化を生じさせた供試体に対し て,老化前の供試体を比較し,

①25%の引張伸びを与えた時の引張強度に関する変化率②破断伸びに関する変化率

		X 0. L	二二的和妙物生的正义		
試験	項目	単位	高減衰ゴムの規格値	測定値	試験方法
破断	伸び	%	550 以上	610	引張試験
引張	強さ	MPa	10以上	14.2	JIS K 6251
老	25%伸長	0/_	$-10 \sim +100$	1 99	空 与加劫
化	応力変化率	/0	$(70^{\circ}C \times 72hr)$	- 55	至风加烈
試 伸び変化率 験 圧縮永久ひずみ率		0/	-50以上	90	
		70	$(70^{\circ}C \times 72hr)$	-20	JIS K 6257
			25 N.T.		圧縮永久
		%	$(70^{\circ} \times 24hr)$	27	ひずみ試験
			(70C×24nr)		JIS K 6262
			衝撃ぜい化温度が		
			−30℃以下で		低温衝撃
		_	あること	-44	ぜい化試験
			(寒冷地では		JIS K 6261
			-40°C以下)		

第3章 高減衰性能を期待した免震デバイスの性能評価

表 3.2 ゴム材料の物理的性質

を計測する.本性能は、土木構造物として晒される外気温に対する老化抵抗力の評価 に関連するものである.(変化率が少ない方が安定した材料)

・圧縮永久ひずみ率

所定の圧縮力を与えたゴム材料を 70℃の恒温槽に 24 時間保管し, 圧縮力を解放した際に残留した圧縮ひずみ量を測定する.本性能は,支承としてのクリープ特性に関連するものである.

(ひずみ率が小さい方がクリープ量は小さくなる)

· 耐寒性

ゴム材料を低温条件下に保管し、衝撃的な外力を与えた際に、ゴムが弾性的な性質 を失い、亀裂等の損傷が発生する温度を計測する.本性能は、冬期におけるゴム支承 の弾性挙動評価に関連するものである.

(低い温度まで弾性挙動を失わない材料ほど、特に寒冷地への適用性が高い)

以上の結果から、本支承に用いたゴム材料は、高減衰ゴムの規格値を満足し、強度や耐 久性の観点においても支承用材料として適切なものであることが確認できた.

3.3.2 圧縮疲労特性

免震ゴム支承としての長期耐久性を確認するため、交通荷重の変動を想定して、鉛直荷 重の繰り返し経験前後の非線形履歴特性への影響を確認する.

供試体の形状を図 3.5 に示す.

試験条件は、圧縮疲労試験として、橋桁の温度伸縮量に相当するせん断ひずみ 70%の変 位量を与えた状態で、鉛直荷重を 5.5~12MPa に相当する範囲で合計 200 万回の繰り返し加 振を行う.このときの加振周期は動的な条件とし、周期 0.5sec(2Hz)に設定する(表 3.3). また、上記の疲労試験前後において、供試体の非線形履歴特性の変化を測定するために、 地震時の振動を想定した動的加振として水平性能試験を行う(表 3.4).

これらの載荷ステップをすると、以下の通りである.

- 1) 水平性能試験 ・・・ 疲労試験前の複合型免震支承の地震時性能を確認する
- 2) 圧縮疲労試験 ・・・ 交通荷重を想定した載荷を合計 200 万回与える
- 3) 水平性能試験 ・・・ 疲労試験後の複合型免震支承の地震時性能を確認する



図 3.5 供試体形状

試験温度	常温
鉛直荷重	面圧 5.5~12MPa
	(鉛面積を除く,有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	22.4mm (せん断ひずみ 70%)
	一定の変位に固定する
鉛直加振周期	2Hz
鉛直加振回数	200 万回

表 3.3 圧縮疲労試験条件

表 3.4 水平特性試験条件

試験温度	+23℃(恒温漕で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 6.0MPa
	(鉛面積を除く,有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	2sec(0.5Hz)
水平加振回数	圧縮疲労試験 50 万回終了前後でそれぞれ 11 回



写真3.2 鉛直載荷能力200tの2軸(鉛直+水平)載荷装置 ※水平方向に動的加振が可能

また、本試験(水平性能試験)に用いる試験装置の外観を写真 3.2 に示す.

本載荷装置は、鉛直アクチュエーターと水平アクチュエーターの 2 つの加振軸を有しており、供試体に 2 軸での載荷が可能な構成となっている.

一方, 圧縮疲労試験には, 交通荷重を想定した 200 万回の疲労促進を行うため, 鉛直方向に動的加振が可能な写真 3.3 に示す載荷装置を用いた.



写真 3.3 鉛直載荷能力 300t の 2 軸(鉛直+水平)載荷装置 ※鉛直方向に動的加振が可能



(a) 圧縮疲労試験前

(b) 圧縮疲労試験後(200 万回後)



(c) 疲労試験全後の重ね合わせ(2~11回加振)

図 3.6 圧縮疲労試験結果

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.6 に示す.

圧縮疲労試験の経験前後における水平履歴特性は、両者とも履歴面積は大きく安定して おり、ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる.これは、図 3.6(c)の重ね合わせ図(支承の 性能評価法として、1 波目を除外して、2~11 回目の波形により検証することが一般的であ ることから、ここでも同様な整理を行っている)からも明かである.このため、200 万回の 動的な圧縮繰り返し載荷経験後においても、その変化量は小さく性能の変化はほとんどな く、交通荷重を支持した状態での疲労安定性を確保できていることが分かる.

3.3.3 せん断疲労特性

免震ゴム支承としての長期耐久性を確認するため、橋桁の温度伸縮による支点移動量を 想定して、静的なせん断変形の繰り返し経験前後における非線形履歴特性への影響を確認 する.

供試体の形状は図 3.5 と同一とする.

試験条件は、せん断疲労試験として、所定の面圧に相当する鉛直荷重を載荷した状態で、 橋桁の温度伸縮量に相当するせん断ひずみ 70%の正負繰り返し加振を合計 5000 回行う.このときの加振周期は静的な条件とし、周期 180sec に設定する(表 3.5).

上記の疲労試験前後において,供試体の非線形履歴特性の変化を測定するために,地震時の振動を想定した動的加振を行う(表 3.6).

試験温度	常温
鉛直荷重	面圧 6.0MPa
	(鉛面積を除く,有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±22.4mm (せん断ひずみ 70%)
水平加振周期	180sec
水平加振回数	5000 回

表 3.5 せん断疲労試験条件

表 3.6 水平特性試験条件

試験温度	+23℃(恒温漕で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 6.0MPa
	(鉛面積を除く,有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	2.0sec(0.5Hz)
水平加振回数	せん断疲労試験終了前後でそれぞれ 11 回



(a) せん断疲労試験前

(b) せん断疲労試験後(5000 回後)



(c) 疲労試験全後の重ね合わせ(2~11回加振)

図 3.7 せん断疲労試験結果

これらの載荷ステップをすると、以下の通りである.

- 1) 水平性能試験 ・・・ 疲労試験前の複合型免震支承の地震時性能を確認する
- 2) せん断疲労試験 ・・・ 温度伸縮量を想定した載荷を合計 5000 回与える
- 3) 水平性能試験 ・・・ 疲労試験後の複合型免震支承の地震時性能を確認する

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.7 に示す.

せん断疲労試験の経験前後における水平履歴特性は、両者とも履歴面積は大きく安定し ており、ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる.疲労試験後の履歴を詳細にみると、1 ~3 波形目程度までの初期載荷において剛性が上昇している傾向が伺える.これは、繰り返 しせん断の影響により、ゴム材料の剛性が上昇したことが考えられる.しかしながら、動 的な繰り返し載荷(地震時の繰り返し振動)を想定すれば、合計 11 回の加振の中では、疲労 試験前の挙動とほぼ同様な履歴性状に収束していることが分かる.このため,5000回のせん断繰り返し載荷経験後においても、地震時特性に与える変化量は小さく、常時の温度変化による橋桁の伸縮に対する疲労安定性は確保できていることが分かる.

3.3.4 載荷速度に対する依存性の評価

地震時における複雑な振動波形または橋梁構造物が有する固有周期の違い等を考慮して, 水平加振周期を変化させた場合の非線形履歴特性への依存性を確認する.

供試体は,先に示した図 3.5 と同一とし,試験条件は,所定の面圧に相当する鉛直荷重を 載荷した状態で,正負繰り返し加振を 11 回行い,荷重および変位データの測定を実施する. 詳細を表 3.7 に示す.なお,試験の順序は,周期の短い方から加振を行った.

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.8, 3.9 に示す.

なお、ここでの重ねあわせの結果については、試験ケースが多いため、全加振ループの 11 回すべてプロットすると各試験条件での差が確認しにくい.そこで、代表値として各試 験の 5 回目のループを抽出して重ね合わせたものをあわせて示す.ここで、抽出するルー プを 5 回目としたのは、全 11 回加振のうち、免震支承の特性値を評価する 2~11 回の 10 回ループの平均値と 5 回目の加振結果は、ほぼ一致する傾向にあることから 5 回目を選択 している.

各ケースとも,履歴面積が大きく,ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる.詳細に みると加振速度の速い(加振周期の短い)方が若干,剛性が上昇する傾向が伺える.これは, ゴム材料に高減衰ゴムを用いているため,粘性系の減衰要素が速度に反応して剛性の変化 を生じさせているものと考えられる.

また,各載荷条件における荷重-変位関係図から,周期条件の違いによる履歴曲線(減衰性 能)への影響は小さいことが確認できる.

試験温度	+23℃(恒温漕で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面圧 6.0MPa
	(鉛面積を除く,有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	0.8, 1.0, 2.0, 3.0sec
	(1.25, 1.0, 0.5, 0.33Hz)
水平加振回数	各周期条件でそれぞれ 11 回

表 3.7 周期依存性試験条件





試験温度	+23℃(恒温漕で温度保持した供試体を常温下で載荷)
鉛直荷重	面压 3.0, 6.0, 9.0, 12.0MPa
	(鉛面積を除く,有効支圧面積に対して面圧を設定)
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)
水平加振周期	2.0sec(0.5Hz)
水平加振回数	各面圧条件でそれぞれ 11 回

表 3.8 面圧依存性試験条件

3.3.5 載荷面圧に対する依存性の評価

地震時に想定される上下地震動や橋桁のロッキング振動などを考慮して,鉛直荷重を変 化させた場合の非線形履歴特性への依存性を確認する.

供試体は、先に示した図 3.5 と同一とする.

試験条件は,各面圧に相当する鉛直荷重を載荷した状態で,正負繰り返し加振を11回行い,荷重および変位データの測定を実施する.詳細を表 3.8 に示す.なお,試験の順序は,面圧の低い方から加振を行った.

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.10, 図 3.11 に示す.

なお、重ねあわせの結果については、本試験においても、代表値として各試験の 5 回目 のループを抽出した結果を示す.各ケースとも、履歴面積が大きく、ほぼ同一の軌跡を有 していることが分かる.面圧依存性については、非常に性能の安定性は高い結果となった. 詳細にみれば、面圧の高い条件の方が履歴面積は大きくなる傾向があるが、これはゴム要 素がもつ摩擦減衰の影響が作用しているものと考えられる.ただし、その感度は小さく、 面圧が減少しても性能への影響は小さいことが分かる.また、最大荷重点から求める等価 剛性についても、その性能変化は小さい.このような鉛直荷重の変動に対して影響を受け ない特性は、橋梁全体の地震時挙動を安定させるためには重要であると考えられる.従っ て、面圧条件の違いによる履歴曲線(減衰性能)への影響は小さいことが確認できる.

3.3.6 温度条件に対する依存性の評価

橋梁架設地点ごとの年間を通しての温度条件を想定して,供試体温度を変化させた場合の非線形履歴特性への依存性を確認する.

供試体は、先に示した図 3.5 と同一とする. 試験条件は、所定の面圧に相当する鉛直荷重 を載荷した状態で、正負繰り返し加振を 11 回行い、荷重および変位データの測定を実施す る. 詳細を表 3.9 に示す. なお、試験の順序は、温度の高い方から加振を行った. 試験装置 は、また、本試験では、供試体の温度を所定の条件に設定するために、写真 3.4 に示す恒温 槽により温度設定を行うこととした. この恒温槽の中に供試体を 24 時間以上保管し、ゴム の温度が所定の温度条件に到達していることを確認後、速やかに 2 軸載荷装置に設置し、 試験を実施した





	第3章	高減衰性能を期待し	、た免震デバイ	スの性能評価
--	-----	-----------	---------	--------

試験温度	-10, 0, +10, +23, +40°C				
	(恒温漕で温度保持した供試体を常温下で載荷)				
鉛直荷重	面圧 6.0MPa				
	(鉛面積を除く,有効支圧面積に対して面圧を設定)				
水平変位	±56mm (せん断ひずみ 175%)				
水平加振周期	2.0sec(0.5Hz)				
水平加振回数	各温度条件でそれぞれ 11 回				

表 3.9 温度依存性試験条件



写真3.4 温度依存性試験に用いる恒温槽

実験により得られた荷重-変位関係(非線形履歴曲線)を図 3.12, 図 3.13 に示す.

なお、重ねあわせの結果については、試験ケースが多いため、代表値として各試験の 5 回目のループを抽出して重ね合わせたものをあわせて示す.

各ケースとも、履歴面積が大きく、ほぼ同一の軌跡を有していることが分かる.また、 低温条件になると、履歴面積全体が大きくなる傾向が確認できる.これは高減衰ゴム材料 が有する粘性減衰要素には、樹脂系の配合を行っていることから、この材料が低温条件に 反応して硬化する傾向を示すためと考えられる.特に、-10℃などの低温時の実験では、剛 性上昇の影響によって、変位制御にて実施した加振では、所定の変位に到達できずに荷重 値が載荷装置の上限(400kN)付近に到達したため、負側の加振に移行している.しかしなが ら、2回目以降のループでは、加振経験を受けたことによる供試体の温度上昇などの影響を 受け、最大荷重点が減少したため、所定の目標変位に到達したループを描いていることが 分かる.

このように剛性の上昇が見られるものの,履歴特性の y 切片(降伏荷重)にも若干の上昇が 見られることから,全体の履歴面積を押し上げ,減衰性能としては低下せずに安定した挙 動が期待できることが分かる.以上のことから,L2 地震動時の温度条件の違いを想定して も,複合免震ゴム支承の性能変化は小さいことが確認できた.



図 3.12 温度依存性の計測結果





3.3.7 せん断変性性能の評価

免震ゴム支承を用いる際には、その限界性能を把握することは重要な課題である。特に 複合型免震ゴム支承では、鉛要素と高減衰ゴム要素を組み合わせているため、その状態で の限界性能を検証する必要がある。そこで、本試験では、大規模地震時におけるゴム支承 のせん断変形性能を確認するために、漸増載荷試験により破断特性の検証を実施した。

供試体には,破断性能評価の際には,JISK 6411の「6.積層ゴム試験 表 3-標準供試体」の No.4 (1000×1000)を適用した.供試体の詳細を表 3.10,図 3.14 に示す.

項目	諸 元 (試験実施寸法)
せん断弾性係数 G	1.2 MPa
外形寸法	1020mm×1020mm×320mm
有効平面寸法	1000mm×1000mm
ゴム厚×層数	25mm×6 層
鉛径×本数	φ150×4本
一次形状係数 (S1)	9.29
二次形状係数 (S2)	6.67

表 3.10 形状および性能諸元



図 3.14 実験供試体

試験条件は、ゴムの破断限界を確認するために以下の試験を実施する.

・ 載荷荷重 5631kN(死荷重反力相当,支圧応力度 6.0MPa)

・ 変形速度 3mm/sec

・ 測定項目 破断変位および破断ひずみ

 ・ 評価方法
 水平荷重が低下した時点を破断とする

また、本試験は、大型の供試体となるため、載荷能力の大きい写真 3.5 に示す載荷装置を 用いる.これは、鉛直載荷能力 2400t、水平載荷能力 1000t の性能を有している.

漸増載荷によるせん断変形性能試験結果として,試験で得られた荷重-変位曲線を図 3.15 に,破断時の状況を写真 3.6 に示す.

水平変位の増加に伴い,水平荷重が増加し,約260mm(せん断ひずみ約175%)程度からハ ードニングが生じている.これは、ゴム材料固有の現象であり、ゴムに弾性挙動を与える 分子間の鎖がせん断変形に伴い、伸ばされ変形が飽和状態になりつつあることに起因して いる.このハードニング発生後も、複合型免震ゴム支承は安定した変形を続け、495.8mm



写真 3.5 鉛直載荷能力 2400t の 2 軸(鉛直+水平)載荷装置 ※大型供試体の載荷が可能



図 3.15 せん断変形性能試験結果



写真3.6 せん断変形性能試験状況

(せん断ひずみ 331%)までは弾性的に支持できており,免震支承の設計上の許容せん断ひず み 250%に対して,安全率 1.2 以上を確保できる性能であることが分かる.

以上のことから,設計で想定している許容せん断ひずみ対して安全率を確保した変形性 能を有していることが分かる.

3.3.8 まとめ

複合型免震ゴム支承に対して実施した性能検証実験結果より,得られた知見は以下の通 りである.

- 複合型免震支承は、常時の交通荷重の繰り返しを想定して、設計面圧~その約 1/2 となる荷重の振幅を合計 200 万回与え、その前後における支承性能を計測した結果、有意な損傷等なく、また、免震支承として必要な復元力特性を維持できている.
- 2)常時の温度変化に伴う橋桁の伸縮量を想定して、鉛直荷重作用下において設計上の許容 ひずみの70%に相当する変位量を合計5000回与え、その前後における支承性能を計測し た結果、有意な損傷等はなく、また免震支承として必要な復元力特性を維持できている。
- 3) L2 地震時に想定される橋梁の振動周期に対して, 複合型免震支承の履歴特性の変化率は 小さい.
- 4) L2 地震時に想定される上下地震動や橋梁のロッキング振動による支承部の鉛直荷重の変動に対して、複合型免震支承の履歴特性の変化率は小さい.
- 5) L2 地震時に想定される外気温の温度条件(春夏秋冬)対して, 複合型免震支承の履歴特性の変化率は小さい.
- 6) L2 地震時に想定される大きなせん断変形に対して,設計上の許容せん断ひずみ 250%に 対して安全率 1.2 以上を確保した 300%以上の変形性能を有している.

これらのことから, 複合型免震ゴム支承は橋梁用支承として適用可能な性能を有してい ることが確認できた

3.4 履歴特性のモデル化

次に, 複合型免震ゴム支承で得られる非線形履歴特性を設計・解析に取り込むためのモ デル化手法に関する検討を行った.

免震支承の設計モデルの構築を考える場合,図 3.16 のようにバイリニアモデルにより表現することが一般的である.本研究においても先の性能検証試験結果における履歴曲線からバイリニア型での表現が適切であると考えられることから,従来型の免震支承 LRB, HDR と同様(図 3.17)に検討を行う.

バイリニアモデルを作成するには、5 つのパラメータが必要となる.最大荷重(応力度)と 原点とを結んだ等価せん断弾性係数 G_B , y 切片上の降伏応力度 τ_d ,骨格を決める 1 次剛性 G_I および 2 次剛性 G_2 , さらには履歴面積(ΔW)を定義する等価減衰定数 h_B の 5 つである. ここで、 G_I および G_2 は他の特性値から算出できるため、実験値から回帰により定めるべき パラメータは、 G_B 、 τd 、hB(履歴面積 ΔW)の 3 つとなる. つまり、 G_2 は、 τ_d $\geq G_B$ による 最大点から算出でき、また G_I は実験による履歴面積 \geq バイリニアモデルによる実験値が一 致するように算出することで定義できる.





図 3.16 バイリニアモデル

図 3.17 従来型免震ゴム支承のバイリニアモデル

図 3.17 に示したように高減衰ゴム支承(ここでは、HDRS),鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)における実験値と設計モデルとの比較からも、従来型の免震支承においても、降伏点、 最大荷重点および履歴面積を等価としてモデル化を行っていることが分かる.

3.4.1 要素の分割

モデル化にあたり,複合型免震ゴム支承には 2 つの減衰要素が存在しているため,これ らを分割して考えることに着目した.つまり,図 3.18 に示したように、ゴム要素は、復元 力を有する非線形モデル、また、鉛要素は、弾塑性変形が期待できることから矩形の履歴 として考え、これらを実験的に求める手法を考案した.この各要素の特性を抽出するため に、まず、鉛プラグ挿入用の孔を有するゴム支承を加硫成型し、鉛プラグを挿入する前に 載荷試験を行うことで、ゴム要素のみの性能を計測する.次に、鉛プラグを挿入して同様 に載荷試験を行うことで、2 段階のデータを得ることとした.その上で、両者の差分を取る ことによって、図 3.19 に示すような鉛プラグのみによる履歴特性を算出し、これらを個別 にモデル化する手法について検討を行った.



3.4.2 要素のモデル化

複合型免震ゴム支承に対して,図 3.18 の手法で性能検証試験を行った結果を図 3.20 に示す.

鉛を挿入する前のゴム体だけでの加振(図 3.20(a))においては、通常の高減衰ゴム支承と同様な履歴特性を示している. 次の図 3.20(b)の鉛プラグを挿入後の複合型免震ゴム支承としての性能としては、鉛の効果によって大きな履歴特性が得られることが分かる. これら 2 つの結果に対して、両者の差分を取り、鉛要素を抽出したものが図 3.20(c)である. この図から、鉛特性は矩形の履歴性状を示しており、降伏後の 2 次剛性はほぼゼロとなることが分かる. つまり、鉛は降伏荷重を付与することで免震ゴム支承の履歴面積を大きくする効果のみを果たしていることが明らかとなった. このことは、複合型免震ゴム支承において、ゴム要素と鉛要素を足し合わせることで、その性能を表現可能であることも示唆している.

(1) ゴム要素のモデル化

本実験結果から以下の手順により非線形特性を各パラメータに置きかえることとした.

*G*_e(γ): ピークに対する割線として実験値回帰

 $\tau_{x}(y): 履歴曲線における y 切片を実験値回帰$

G、の算出

$$G_{2r} = (G_{Rr}\gamma - \tau_{dr})/\gamma \tag{3.1}$$

 $G_{L}(\gamma)$:履歴曲線から h_{Be} を求め、それに一致するように G_{he} を逆算する.

$$G_{1e}(\gamma) = \frac{2U - \pi h_{Be}(1 - U)}{2U - \pi h_{Be}} G_{e} \quad (\aleph U = \tau_{de} / G_{e} \gamma)$$
(3.2)

ここで,各記号は図 3.20 に整理して示している.なお,添え字 *e* はゴム要素を,後述する添え字 *p* は鉛プラグを表している.

なお、このように求めた G1 は面積を一致させるために設定した仮想剛性であるため、例えば鋼材の降伏剛性などとは力学的な意味合いが異なることに留意が必要である.

(2) 鉛要素のモデル化

先に述べたように、複合型免震ゴム支承の非線形履歴からゴム単体の履歴特性の差分を 計算により求め、鉛要素のみの特性の抽出を行った.その結果、図 3.20 に示すように、矩 形型の履歴が得られ、鉛の変形によって履歴面積(減衰性能)の増加が図られていることが確 認できた.ここでは、矩形型履歴モデルとして、切片荷重に着目した設定を行った.

_{ての}(y):履歴曲線における切片として実験値回帰



(c) 上記②-①により得られた鉛のみの非線形履歴特性図 3.20 要素分割による特性値評価結果

(3) 各要素の重ねあわせ

上記のそれぞれの要素別に設定したモデルに対して、足し合わせによりモデル式を整理 すると以下の算出式を導くことができる.

・等価剛性

$$G_{B} = G_{e}(\gamma) + \tau_{dp}(\gamma) \cdot \kappa / \gamma$$
(3.3)

$$(\bigotimes_{\kappa=A_n/A_e})$$

・降伏荷重

$$\tau_d = \tau_{de}(\gamma) + \tau_{dp}(\gamma) \cdot \kappa \tag{3.4}$$

2 次剛性

$$G_2 = (G_B \gamma - \tau_d) / \gamma \tag{3.5}$$

1次剛性

$$G_1 = G_{1e}(\gamma) + \tau_{dp}(\gamma) \cdot \kappa \cdot (G_{1e} - G_{2e}) / \tau_{de}(\gamma)$$
(3.6)

·減衰定数

$$h_{B} = \frac{2\tau_{d} \left\{ \gamma + \tau_{d} / (G_{2} - G_{1}) \right\}}{\pi \ \gamma(\tau_{d} + \gamma \ G_{2})} \tag{3.7}$$

図 3.21 に要素別の重ねあわせの手法により算出した設計値と複合型免震ゴム支承の実験 値と比較を示す.この結果、ポイントとなる各特性値を適切に表現できていることが分か る.



図 3.21 複合型免震ゴム支承の設計モデル



a) ゴム材料の減衰性能が8%の時の複合型免震ゴム支承の性能評価結果



b) ゴム材料の減衰性能が 15%の時の複合型免震ゴム支承の性能評価結果

図 3.22 要素別の重ね合わせ手法によるモデル化(ゴムの特性が異なる場合)

図 3.22 には、高減衰ゴム要素の減衰性能を変化させた複合型免震ゴム支承における実験 値とモデル化結果を示している.このように、本手法によれば、各要素を適切に表現でき るため、それぞれの特性値に変化があっても精度良く評価できることが分かる.

以上のことから、本研究で提案した要素別によるモデル化手法の妥当性を確認すること ができた.

3.4.3 まとめ

複合型免震ゴム支承の非線形履歴特性をモデル化する手法についての検討を行い,2つの 減衰要素をそれぞれ個別にモデル化することで,組み合わせて用いられる支承全体の特性 値を適切に表現することが可能であることを明かにした.

また、本手法に従えば、各要素に性能変化が生じた場合でも、性能予測は可能であり、 汎用性が高いモデルであることが分かった.

3.5 適用性評価に関する検討

検討を進めてきた複合型免震ゴム支承の実橋梁への適用性を検討するために、ここでは、 3.4 項で作成した非線形モデルを用いて、試設計による地震時応答低減効果についての検証 を実施した.具体的には、従来型免震支承(高減衰ゴム支承)を用いて免震設計を行った橋梁 モデルを対象として、支承タイプを複合型免震ゴム支承に置き換えることで得られる効果 について検討した.

対象とした橋梁諸元(モデル図)を図 3.23 に示す.ここでは、2 つの橋梁形式をピックアップした.

一つは、2 径間連続鈑桁橋(図 3.23(a))で、支間長 32.4m、 I 種地盤上に建設される橋梁で ある.もう一つは、両端に橋台構造を有する 7 径間連続 PC 橋(図 3.23(b))で、中央区間の支 間長は 5×56.5m、II 地盤上に建設される橋梁緒元を用いた.このそれぞれ橋梁に対して、 従来型免震支承として HDR-S(超高減衰ゴム支承)および複合型免震ゴム支承の性能をもと に、免震設計法に従って、各断面の形状設定を行い、設計地震動の入力を実施した.

入力地震動は,道路橋示方書[11]に示される各地盤種別における設計地震動を用い,応答 値は3波形平均により評価することとした.

時刻歴応答解析の結果を図 3.23 に示す.本図は上部構造の応答変位を示している.従来 型ゴム支承と比較すると、変位応答に大きな低減効果がみられ、複合型免震ゴム支承が有 する高い減衰性能による効果が伺える.また、このとき、振動波形には位相差がほとんど なく、両者とも同様な周期特性で振動していることが分かる.これは、先の実験で示した 通り、複合型免震ゴム支承は、支承部の剛性を変えることなく、減衰性能を向上させるこ とが可能であるためと考えられる.

(a)2径間連続鈑桁橋



(b)7 径間連続 PC 橋



図 3.23 解析対象モデル





図 3.23 地震時応答解析結果

		等価剛性	減衰定数	設計変位	せん断歪	変位比率	ゴム沓	体積比率	
		Σκв	hB	UB	r	複合型	体積∨	複合型	
		(kN/m)	(%)	(m)	(%)	従来型	(cm3)	従来型	
		A1	4015	13.5%	0.173	239.7%	1.00	17687	1.00
	従来型	P1	12245	13.6%	0.121	237.6%	1.00	33000	1.00
9.汉問诘结昄烆埵		A2	4030	13.2%	0.177	246.0%	1.00	17687	1.00
乙111月11日11日11日	加合刑	A1	4389	22.1%	0.137	239.5%	0.79	13262	0.75
	位置支承	P1	14960	23.4%	0.094	223.3%	0.77	28572	0.87
	7.42	A2	4378	21.4%	0.142	249.5%	0.80	13262	0.75
		A1	13300	13.4%	0.493	241.6%	1.00	216028	1.00
		P1	28086	13.7%	0.455	236.7%	1.00	413280	1.00
	従来型	P2	31102	13.2%	0.392	245.1%	1.00	330625	1.00
		P3	31077	13.3%	0.390	243.7%	1.00	330625	1.00
		P4	31075	13.3%	0.390	243.6%	1.00	330625	1.00
		P5	28154	13.4%	0.463	240.9%	1.00	413280	1.00
		P6	28152	13.4%	0.462	240.8%	1.00	413280	1.00
7径間連続PC橋		A2	13297	13.4%	0.492	241.2%	1.00	216028	1.00
	- 複合型	A1	14577	23.7%	0.392	204.1%	0.79	207358	0.96
		P1	39481	21.0%	0.336	240.1%	0.74	331200	0.80
		P2	45464	21.4%	0.266	237.7%	0.68	261855	0.79
		P3	45479	21.5%	0.265	236.2%	0.68	261855	0.79
	免震支承	P4	45478	21.5%	0.265	236.3%	0.68	261855	0.79
		P5	39439	20.5%	0.346	247.1%	0.75	331200	0.80
		P6	39447	20.6%	0.344	245.6%	0.74	331200	0.80
		A2	14585	23.8%	0.389	202.7%	0.79	207358	0.96

= 0 11	士丞辞二れとび地雷吐亦は早の比林
衣 い ロ	又承泊兀ねよい地辰吁変世里の比較

振動収束の観点からすると、2径間連続鈑桁橋の場合には、応答変位の収束は両者とも大きな差は生じていないが、上部構造重量の大きい7径間連続 PC 橋においては、最大応答変位が発生した後の収束が複合型免震ゴム支承において比較的早く実現している.

一方,表 3.11 には、各応答値と支承の設計諸元等を整理した結果を示す.従来型および 複合型免震ゴム支承の両者を比較すると、各支点とも応答変位量が 20~30%程度低減され ていることが分かる.また、この応答低減のため、複合型免震ゴム支承においては、断面 の最適化を図った結果、支承(ゴム本体)の体積も 20%程度小さくすることができた.このた め、支承部のコストダウンを実現しつつも、橋梁全体系の耐震性能の向上に寄与すること が期待できることが分かった. しかしながら,7径間連続 PC 橋の端支点部については,橋桁の温度伸縮量に対する追随 性の照査などの制約から,ゴム本体の体積低減効果は比較的小さい.このように温度変化 時に対する照査など,地震時の照査以外の要因によって,支承形状が決定しているケース では,スリム化の効果は限定的になることが考えられる.

これらの検討結果から複合型免震支承を用いて、支承部の減衰性能を向上させることで、 地震時の応答変位が抑制され桁遊間が縮小でき、これに伴い、たとえば伸縮装置の小型化 が期待できる.また、支承本体についても、ゴム体積が小さくなることで、コスト縮減に 寄与することができ、さらに支承縁端距離を確保した橋脚断面の必要幅も縮小できれば、 全体系としての大きなメリットが期待できると考えられる.

3.6 まとめ

本研究では、従来の免震支承技術を参考にしつつ、減衰部材の新しい組み合わせを行う ことで、さらなる性能向上が可能である複合型免震ゴム支承を提案し、その性能検証、モ デル化、適用性検証等を実施した.

それぞれ得られた知見を整理すると以下の通りである.

(1) 複合型免震ゴム支承に対して実施した性能検証実験の結果,非常に大きな非線形履歴特性を有しており,安定した減衰性能を発揮可能であることが分かった.

(2) 複合型免震ゴム支承の非線形履歴特性は,橋梁用支承として必要な繰り返し載荷に対す る疲労安定性,地震時の動的な載荷条件に対する安定性を有しており,実用化に十分な性 能を有していることが確認できた.

(3) 2 つの減衰要素を有する免震支承のモデル化を行うため、各要素を個別に抽出し、評価 式を導く手法を考案し、実際に実験結果からの回帰・分析を行うことで、その有効性を示 した.

(4) 提案した要素別のモデル化手法によれば,例えば,ゴムの性能が変化しても,それに相当するゴムのモデル化パラメータを変化させることで,支承全体の性能を表現可能であり, 汎用性が高いことが分かった.

(5) 実橋梁における適用性検証のため,非線形動的解析による試設計を実施した結果,従来型の免震支承に比べて,約 20~30%程度の応答変位の低減効果が確認できた.また,同時 に支承形状の小型化も期待でき,本ケースでは約 20%程度の縮小が可能であった.

(6) 支承形状の小型化の観点では、地震時の照査で形状が決まる場合は効果が見込めるが、 例えば、長大橋梁の端支点部などにおいて、橋桁の温度伸縮量が大きく見込まれる場合に は、その効果は限定的となる場合ある.

以上のことから,提案した支承構造を用いることで,橋梁の耐震性能の向上が可能であること,その適用性を明らかにした.

第3章の参考文献

【参考文献】

 W.H.Robinson, Lead-Rubber Hysteretic Bearings Suitable For Protecting Structures During Earthquakes, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, pp.593-604, 1982

[2] 福崎博彰,松尾芳郎,原広司:免震橋梁・宮川橋の振動及び走行試験,土木学会年次学術講演会講演概要集,Vol.46, pp.1374-1375, 1991

[3] 松田泰治,西敏夫,須藤千秋,矢崎文彦,末安知昌:10年間使用後の免震支承性能変化 実測による経年変化予測技術の妥当性評価と ISO 規格化,土木学会年次学術講演会講演概 要集,Vol.58, pp.765-766, 2003

[4] 阿部雅人,吉田純司,藤野陽三:免震用積層ゴム支承の水平2方向を含む復元力特性と そのモデル化,土木学会論文集,No.696/I-58, pp.125-144, 2002.1

[5] 仲山雅一, 大久保孝雄: 岩手県中部病院, 東北地方太平洋沖地震関連 JSSI MENSIN, No.74, pp.14-17, 2011.1

[6] 土居良規,坂井藤一,小川一志,八部順一,玉木利裕,西田徹:摩擦ダンパー支承を用いた橋梁の免震について,免震・制震コロキウム講演論文集, Vol.1, pp.327-332, 1996

[7] 杉浦高明,水田洋司,岬智浩,井嶋克志:免震支承・ダンパーが連続高架橋の動的応答

に及ぼす影響について、土木学会年次学術講演会講演概要集, Vol.52, pp.676-677, 1997

[8] 森田慎也, 張超鋒, 山下友樹, 青木徹彦: 極低降伏点鋼を用いた高性能せん断型ダンパ

ーの実験的研究,年次学術講演会講演概要集, Vol.65, pp.1131-1132, 2010

[9] 東・中・西日本高速道路株式会社:構造物施工管理要領, 2012.07

[10]日本道路協会:道路橋支承便覧, 2004

[11]日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震設計編,2002

93

第4章

地震力遮断デバイスによる免震構造

4.1 概要

前章までの本研究では、ゴム系の支承デバイスを用いた疑似多点固定化および減衰性能 の積極的な付与を期待した免震化についての検討を行ってきた.このようなゴム材料を支 承部に用いた構造系は非常に多くのメリットが得られることを明らかとなったが、近年で は、経年的な時間経過による劣化現象やゴム支承がもつ柔らかい剛性が与える交通振動問 題などが顕在化してきている.具体的には、大気中のオゾンがゴム材料内の炭素の2 重結 合部分を攻撃(オゾンアタック)することで、表面に亀裂が発生する事例[1]や、ゴム支承とす べり支承(BP.B)とで支持した橋梁の振動を計測した結果、ゴム支承の方が支点部の鉛直たわ みが大きく、それが通行車両からの衝撃力と重なることで周辺環境への振動伝搬が励起さ れている可能性などが示されている[2].

そこで、本章では、免震化の更なる発展系として、ゴム系の材料を用いて上部構造を支 持するのではなく、より積極的な長周期化ひいては地震力遮断構造も考慮しつつ、すべり 支承を活用した検討に着目する.すべり支承は、新しいデバイスではなく、非常に古くか ら多くの採用実績を有しているため、その信頼性は高い.また、密閉ゴム支承板支承(BP.B) に代表されるように、鉛直方向に剛性の高い構造で上部構造を支持することから、ゴム支 承で生じている経年的な課題、交通振動問題を回避することが期待できる.

ここで、すべり支承の積極的な活用を念頭において課題を整理すると、設置環境や維持 管理の状態が良くない箇所などでは、機能不全などの事例も見られることも事実であるこ とから、今一度、すべり材自体の耐久性評価から検証が必要であると考えられる.また、 従来はクーロン摩擦理論により、摩擦係数は材料の接触状態によらずに一定であるとして 評価されるが、実際にすべり支承としての性能評価結果を確認すると面圧や速度に対する 依存性などが認められる[3],[4]ため、これらの特性を正確にモデル化、評価することも重要 である.また、すべり支承を用いた動的特性に関する評価は、実験的および解析的に実施 されている事例があり、それぞれすべり支承を用いた構造系の有効性を示している[5],[6].

そこで、本研究では、上記の課題に対して、まず、実際に供用下にあったすべり支承を 取り出し、約10年の経過後の特性評価を実施した.また、あわせてすべり材料に関する材 料分析を通じて、その摩擦メカニズムに関する検証を行った.次に、より長距離の摺動性 能を評価するため、ユーロコードを参照しながら、各種すべり材料に対する試験を実施し、 考察を与えた.一方、すべり摩擦特性を設計計算に精度良く取り込むために、クーロン摩 擦により表現されていた従来の摩擦係数の設計法ではなく、ヘルツの接触理論を発展させることで摩擦の力学的モデルを提案した.これにより、面圧や速度条件の変化に対する摩擦特性を評価できる設計式を導出し、さらには、実橋梁におけるケーススタディにより地 震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行った.

4.2 地震力遮断デバイスの基本概念

免震構造を目指した設計手法では、ゴム支承を用いて橋桁を柔らかく支えることで長周 期化を図り、加えて、減衰性能を付加することで橋桁および橋脚の応答変位を小さく抑え ることが一般的である.しかしながら、このとき、ゴム支承は必ずその水平変位量に応じ た荷重を受け持つことになるため、少なからず、地震時の慣性力は下部構造から上部構造 へと伝達されることになる.

一方,地震力遮断デバイスの理想的な考え方は,すべり摩擦特性を積極的に利用するこ とで,水平変位量の大きさによらず,常に摩擦力以上の力は伝達されない,地震の力を支 承部で遮断することを目指したものである.しかし,実構造物への適用を考えた場合,オ ールフリー形式として,荷重支持点が一つものないと上部構造に想定外の外力が作用した 時にはその挙動を抑制するものがないため,不安定となる恐れがあり,また地震後,上部 構造の位置を原点に復帰させる力も作用しない(ゴム支承があれば復元力により原点に戻る 力が作用する)ため,振動収束後の車両通行性に課題が生じる懸念がある.

このように、一長一短の側面をもつ設計思想であるが、ここではその実現性を念頭に置 くため、以下のように整理して考える.

- ・上部構造を支える支承部にはすべり支承を用いて,鉛直方向に剛性を高めることで, 交通振動等の発生を抑制する.
- ・地震時の振動安定性を図ること、復元力によって地震後の振動収束位置を原点付近に 制御するために、ゴムバッファ(積層ゴム支承と同様な構造であるが、上部構造重量を 支持していない点で異なる)を用いる.この際、ゴムバッファの水平剛性は可能な限り 柔らかくすることで長周期化を目指す.
- ・すべり支承には、長期耐久性が期待できるすべり材料を用いる.
 また、すべり摩擦による減衰性能を期待するため、材料の選択によって摩擦係数をコントロールすることで設計の自由度の高いシステムを目指す.

本システムでは、通常のゴム支承と同様なゴムバッファを用いることになるが、上部構造の重量を支持していない(図 4.1)ため、万が一、オゾン劣化などの問題が生じた場合でも、容易に交換できる特徴がある.また、摩擦減衰を高めるために摩擦係数の高い材料を選択した場合には、橋桁の温度伸縮によっても摩擦抵抗力が高くなる問題があるが、例えば、温度伸縮用と地震時移動用の2種類のすべり面を設けた構造[7],[8]なども考えられる.



図 4.1 地震力遮断デバイスの構造例(ゴムバッファ:横置きタイプ)



図4.2 地震力遮断デバイスの構造例(ゴムバッファ:縦置きタイプ)

このような構造を対象に本研究では、以下の点に着目した検討を行う.

- ・経年変化供試体を用いたすべり材の摩耗量および摩擦特性の安定性評価
- ・ユーロコードを参照した長期摺動試験によるすべり材の耐久性評価
- ・一般的に用いられている PTFE+SUS 系のすべり支承を対象とした摩擦特性の評価式の 提案
- ・摩擦材料の面圧依存性や速度依存性が与える橋梁の地震時挙動への影響分析
- ・橋梁構造物への適用性検討のため、パラメトリック解析により、固有周期特性、摩擦 特性、地震動特性等に対する感度分析

4.3 すべり支承の耐久性評価

4.3.1 撤去支承を用いた摩擦特性評価実験

既往の研究は実験検証用に新規に製作された供試体を対象としたものが多く、実橋梁に おいて長期間供用されてきたすべり材料に関する調査・研究はほとんど見られないのが現 状である.特に橋梁用支承は一般に風通しが悪く、雨水や湿気、外気温の変動、塵埃の堆 積などが生じやすい箇所に設置されるため、このような環境因子を考慮した検討を行うこ とは非常に重要である.

そこで、本研究では、すべり材の経年的な影響を検証するために、約10年間、実橋梁に おいて供用下にあったすべり支承を回収して、材料分析などによる詳細な物性評価を行う とともに、すべり摩擦特性試験を実施し、免震装置としての長期安定性に関する検討を行 った.

(1) 経年変化供試体

実橋梁において実際に橋桁を支持してきたすべり支承を得るために、本研究と同時期に 耐震補強工事により既設支承の取り替えを予定している橋梁について調査を行い、PTFE と ステンレスのすべり材を有する支承を無作為に抽出した結果,以下の2橋における可動支 承を実験供試体として採用した.

a) 鋼5径間連続8主鈑桁橋(供試体B)

中間支点に設置されたゴム支承による地震時水平力分散橋梁であり,端支点部のみ可動 支承が設置された橋梁.

b) 鋼単純4 主鈑桁橋(供試体 C)

A1 橋台に可動支承, A2 橋台に固定支承が設置された橋梁

また、本研究では比較検証のため、新規に製作したすべり材(供試体 A)を加え、表 4.1 に示 すような A~Cの3種類:合計8体により検討を行うこととした.

分類	供試体 No		支点位置	PTFE 直径	
	供試体	A1	-	+ 210	
利規聚作 (比較用)	А	A2	-	φ 210	
		B1	G1 / 外桁		
10 年間供用	供試体	B2	G8 / 外桁	φ 210	
された	В	B3	G4 / 内桁		
経年変化		B4	G5 / 内桁		
供試体	供試体	C1	G3 / 内桁	φ 210	
	С	C2	G4 / 外桁	φ 240	

表 4.1 検証に用いた供試体



(a) 供試体 B

図 4.3 支承構造図



(a) PTFE

(b) SUS

写真4.1 10年経過したすべり材の状況

図4.3には、供試体B, Cの構造図、写真4.1に供試体Bにおけるすべり材表面の外観写 真を示す. PTFE およびステンレスの表面には支承撤去を行った際のものと思われる方向性 のない小さな傷などがいくつか見られたが、桁の伸縮方向にそった著しい摩耗や相手面へ の移着、巻き込みによる塵埃の傷跡などはなく、外観上からは有意な損傷は認められなか った.

(2) すべり材の厚み測定

形状に関する基礎的な分析として、長期にわたる橋桁重量の支持によって生じる圧縮ク リープ変形量あるいはすべり摩耗などによる減厚の推定を目的として PTFE の厚み測定を 行った.

計測箇所は図 4.4 に示す合計 17 箇所とし、その計測結果を厚みの実測値の分布状況とあ わせて示す. データは PTFE 表面の小さな傷などの影響を受け, 全体的にばらつきが見られ るが、1箇所を除き、図面上の指示値である4mm以上の厚みを有している.



図4.4 厚み計測結果

また実際の製作公差として想定される範囲(JIS K 6888 に規定される厚み 4mm の PTFE に 対する平均厚みの許容差の範囲)内に概ね分布していることが分かる.このため、本供試 体においては 10 年間の供用後においても顕著な圧縮クリープ変形やすべり摩耗による減厚 は認められず、PTFE は十分な耐荷性能を有していることが確認された.

(3) 材料分析

PTFEを支承部のすべり材として用いる場合,その耐摩耗性の向上を図るために無機系の 材料を充填させていることが多く,一般には繊維補強材(ガラスファイバー:GF,カーボ ンファイバー:CF)や固体潤滑材(二硫化モリブデン:MoS₂,グラファイト:C)などが 採用されている.このうち,特に繊維補強材の存在については,後述する摩擦特性評価に おいて重要な要素となるが,通常は,支承納入時において充填材の仕様は明示されていな いため,本供試体においても不明であった.そこで,充填材の同定を行うための材料分析 を EPMA (Electron Probe Micro Analyzer:電子線マイクロアナライザー)を用いて実施した. ここで, EPMA とは図 4.5 に示すように電子線を試料に照査することによって生じる特性 X 線に着目した X 線分析を行う装置である.



図 4.5 X線分析の概念図
供試体 A は新規製作しているため、充填材の種類は既知であり、繊維補強材としてガラ スファイバー:15%、固体潤滑材として二硫化モリブデン:5%を含有している.従って、 ここでの分析対象は主に供試体 B、C に着目することとした.図 4.6 は光学顕微鏡により PTFE の表面観察を行ったものであるが、図から供試体 A にはファイバー材とみられる繊維 状の物質が確認されるが、供試体 B、C にはこれはみられない.このため、B、C には繊維 補強材は充填されていないものと考えられる.図 4.7~4.8 は供試体 B に対する EPMA 分析 結果であるが、これらか PTFE((CF₂-CF₂)n)の主成分であるふっ素(F)と炭素(C)の他 に、グラファイト(C)と硫黄(S)の反応が確認された.ただし、S についてはスペクト ル強度が非常に弱く、また、モリブデン(Mo)が全く検出されなかったため、固体潤滑材 としての二硫化モリブデン(MoS₂)が存在するのではなく、他の充填材を配合する際に付 着していた微量の不純物であると考えられる.一方、C の反応に関しては、PTFE 中の炭素 と固体潤滑材としてのグラファイトの両者が混在しているものと思われるが、グラファイ トの場合にはスペクトル強度が強く検出されるという特徴があることから判断すると図 4.9 の相分析結果からグラファイトの配合比率は PTFE に対して約 30%程度充填されているも のと推定された.







また,同様な分析を供試体 C について行った結果,供試体 B と同様なデータが得られたが,その充填量は若干少なく,約 15%程度であると推定することができた.

(4) 物性評価

次に供用期間中に生じた材料強度特性の変化を確認するために、比重(密度)や硬さ、 引張強度などの機械的性質に関する基礎的な測定試験を実施した.試験法は原則として該 当する JIS 規格に準拠して行い、供試体ごとに各3体の検体を作成し、それらの平均値をも って当該供試体の特性値と定義することとした.

表 4.2 に試験結果および各充填材仕様に対応した公称値を PTFE の材料カタログを参照し て表中に()を付記して示す.この両者の値を比較すると各項目とも有意な差は認められ ず,材料のばらつきなどを考慮すれば十分に予測し得る範囲内にあると考えられる.また, 図 4.10 には引張試験における応力ひずみ曲線を示しているが,この図からも供試体 B, C に対して顕著な差は認められない.よって,経年変化を主要因とする強度変化は生じてい ないものと判断することができる.

試験項目	測定項目	単位	供試体 A	供試体 B	供試体C	
密度測定試験 (JIS K 7112)	E試験 2112) 密度 g/cm ³		2.30 (2.25~ 2.35)	2.12 (2.10~ 2.20)	2.20 (2.15~ 2.25)	
デュロメータ硬さ 測定試験 (JIS K 7215)	デュロ メータ硬さ	<u>4</u> HDD 61 (>60) 67		67 (>58)	59 (>58)	
引張強度,伸び 測定試験 (JIS K 7113)	引張弾性率	GPa	1.26 (-)	1.74 (-)	1.36 (-)	
	0.2%耐力	MPa	7.88 (-)	9.27 (-)	7.96 (-)	
	引張強度	MPa	20.5 (>11.8)	13.9 (>9.8)	13.0 (>10.8)	
	破断ひずみ	%	238 (>150)	97 (>10)	145 (>30)	
E縮強度測定試験 (JIS K 7181)	0.2%耐力	MPa	12.5 (13)	14.7 (15)	14.2 (14)	

表 4.2 材料強度測定試験結果



図 4.10 PTFE の引張試験による応力-ひずみ曲線

第4章 地震力遮断デバイスによる免震構造



図 4.11 2 軸載荷試験装置の概念図

(5) すべり摩擦特性試験

PTFE とステンレスからなる部分のみを取り出し,図 4.11 に示す 2 軸載荷装置により摩擦 測定試験を実施した.試験は鉛直荷重を所定の反力まで載荷させた後,一定に保ち,水平 加振機により変位制御によって正負交番の正弦波を入力し,このときに生じる水平荷重を ロードセルを用いて検出するシステムにより実験を行った.

図 4.12, 図 4.13 に実験により得られた水平荷重を鉛直荷重で除して摩擦係数を求め,これと水平変位との相関性を履歴曲線として示す.

0.01Hz の低速加振時の挙動を見ると、全体を通して安定した履歴を描いていることが分かる.また、その摩擦係数は設計摩擦係数として用いている μ =0.1 よりも小さい値となっており、材料としての健全性を維持しているものと判断できる.

また,0.5Hz の動的なすべり挙動について考えると,各供試体とも加振1回目に大きな荷 重の立ち上がりが見られるが、2回目以降の履歴では比較的安定していることが分かる.こ の加振1回目の特性については、厳密にその発生機構を特定することは難しいが、どの載 荷ケースにおいても同じように観察されているため、載荷試験システムの構成の都合上、 加振テーブルの動的特性(慣性力)が検出されている可能性が考えられる.







(b) 供試体 B2(c) 供試体 C2図 4.13 履歴曲線(載荷条件:面圧 20MPa,最大速度 22kine,振動数 0.5Hz)

4.3.2 長期摺動実験による摩耗量評価

すべり材料の長期耐久性を確認する観点から,各種材料に対して,実験的に摺動試験を 行い,摩擦特性および摩耗量の評価を行った.

試験方法の検討

既往の研究では、温度変化による移動量に着目し、例えば、伸縮桁長 60m で温度変化範 囲±20℃として、100 年相当の累積距離を算出して、約 1km 程度までの実験報告[9]がなさ れている.しかしながら、実橋における活荷重たわみを計測事例をみると、大型車 1 台で のすべり移動量は 0.06mm などと微少であるものの、重交通路線において日交通量を 2000 台/車線と仮定すると、100 年相当で約 4.4km にも及ぶ計算になる.

ユーロコード[10]では、すべり材への要求性能として、5km または 10km の 2 つのグレ ードのすべり耐久性試験が規定されており、これまで日本国内で実施されてきた耐久性試 験よりも過酷な条件となっている.速度条件なども規定があり、極めて低速な 0.4~ 2mm/sec と設定されている.

このような試験は、非常に長い時間を要し、通常、支承の性能評価に用いている 2 軸載 荷装置での実験は現実的ではない. そこで、図 4.14 に示すような「すべり耐久性試験装置」 を考案した.



図 4.14 すべり耐久試験装置

<u> </u>							
項目	本実験	EUコード					
載荷荷重	132kN(供試体サイ	ズ,面圧から決定)					
面圧	30MPa	0.33fk=30MPa					
供試体サイズ	すべり材直径 φ75	すべり材直径 φ75					
加振方法	8mm×32万回	10mm×1100回×2, 8mm×62500回×2の シリーズを繰り返す					
累積摺動距離	4.4km以上(5kmを目標)	5km or 10km					
周波数·速度	0.3Hz:正弦波 平均速度2mm/sec	一定速度:0.4mm/sec, 変動速度(正弦波)平均 2mm/sec					
温度	室温	-35°C∼+35°C					

表 4.3 試験条件

これは、一般の縦型の疲労試験装置に合計 6 面のすべり面を設けた治具を設置し、油圧 ジャッキにて軸力を導入した状態ですべり摩擦を与える構成としている.このとき、摩擦 面の温度上昇を避けるために、治具の内部に冷却水を循環させる構造を採用して常時冷却 を行い、実験の際には、外気温+10℃程度を目安にモニタリングしながら載荷を実施した.

表 4.3 にユーロコードと今回の試験条件の対比を示す.

今回,耐久性試験用に試験装置を構築したが,後述する試験体数を実施するための時間 的な制約から,完全にはユーロコードには準拠できていない点に留意が必要である.

Case名	材料·仕様	備考
R-PTFE	充填材入りPTFE	支承便覧仕様
R-PTFE+G	充填材入りPTFE+ディンプル+グリース	支承便覧仕様+グリース
P-PTFE+G	純PTFE+ディンプル+グリース	EUコード仕様
AFRP+SL	繊維強化熱硬化樹脂+固体潤滑材	新材料
Poly+G	ポリアミド+ディンプル+グリース	新材料(+グリース)
Poly	ポリアミド+ディンプル	新材料(+ディンプルのみ)

表 4.4 実験供試体諸元

(2) 実験供試体の選定

本試験に用いたすべり材の諸元を表 4.4 に示す.充填材入り PTFE は,現在,日本国内で 多く採用されている仕様であり,PTFE にガラス繊維などの補強材が充填されている.純 PTFE はヨーロッパの標準仕様であり,補強材を含有せず,表面のディンプル加工(くぼみ) 部にグリースを充填させたすべり材である[10].これに加えて,近年,新しく提案されてい る材料として,繊維強化熱硬化樹脂材のすべり面に PTFE 系固体潤滑材を埋め込んだ仕様 の"AFRP+SL",および硬度の高いポリアミド樹脂にワックスを含浸させた仕様の"Poly" と"Poly-G"を試験対象とした.

(3) 実験結果

本実験の結果を図 4.15~図 4.17 にそれぞれ示す. なお,摩擦係数と摩耗量は,すべり材 6 枚の平均値で示している.

同一試験条件下での各すべり材の特性を比較すると、摩擦係数については、純 PTFE (P-PTFE-G)が全累積すべり距離の間で、もっとも低い値を示している.一方で、充填材 入り PTFE (R-PTFE)は総じて比較的大きな抵抗値を示しており、すべり距離によって摩擦 係数が変化していく傾向が見られる.それに比べて、繊維強化すべり材 (AFRP+SL)やポ リアミド (Poly)は非常に安定した挙動を示している.また、摩耗量については、充填材入 り PTFE でもっとも多く、これは摩擦抵抗値が大きいために材料の損傷も早いものと考えら れる.

一方で,硬度の高い"AFRP+SL"や"Poly"などは摩耗量が非常に少ない特徴がある. "P-PTFE-G"は摩耗量の増加が見られるものの,100年後に相当する約5kmの摺動に対しても,すべり材の突出量1.2mmに比べて板厚の減少は小さいことが分かる.

このように、摩擦係数と摩耗量の相関性の確認は非常に重要であり、支承性能を長期に 渡り期待するには、適切な材料の選定が必要であると考えられる.

なお、今回の試験では、ユーロコードに規定されている条件と比較すると、載荷速度が 比較的早く、摩擦による発熱の影響が供試体に発生していることも考えられることから、 本結果の最終的な評価については、更なる詳細な吟味が必要である.

8



図 4.17 摩耗量の推移

4.4.3 まとめ

本検討により得られた知見を整理すると以下の通りである.

- ・10年間供用されたすべり支承の特性は、
 - 鉛直荷重による圧縮クリープ変形や桁の伸縮に伴うすべり摩耗などによる厚みの減少は認められず、十分な耐荷性能を有していることが確認された.
 - 2) 材料強度およびその摩擦特性に関して,経年劣化等に起因すると思われる有意な差 は認められず,PTFE によるすべり材は安定した特性を確保していることが確認され た.

・長期摺動試験による検証では,

- ユーロコードの基準を参考に試験を実施した結果、材料によって摩耗の進展状況に 有意な差が生じた.ただし、今回の試験法では載荷速度が比較的早いため、供試体 の発熱の影響なども考えられることから、詳細を再度吟味する必要性がある.
- 2) すべり材料の選定にあたっては、摩擦係数の評価だけでなく、摩耗量との相関性も 考慮に入れて評価することが重要である.

4.4 支承部における摩擦特性の評価法

機能分離型支承やオールフリー構造などに見られるように、従来、可動支承として用い られてきたすべり系支承を大規模地震時においても積極的に活用し、その摩擦減衰性能や 地震力遮断などの効果を期待した設計法を検討するため、従来以上にその摩擦特性の正確 な評価、モデル化が重要となる.

PTFE (Poly Tetra Fluoro Ethylene) の特性を考えると、その摩擦特性はクーロンの摩擦法 則に示されるような材料固有の値とならず、載荷条件に依存した特性を有することが報告 されている[11]. しかしながら、これらの実験的研究などでは、それぞれ個々の試験結果を 用いて実験回帰により、その依存性を評価しているものが多く、摩擦特性自体に関する力 学的な考察およびモデル化を行っている研究事例は少ないのが現状である.

そこで、本研究では、摩擦現象を評価する手法として用いられるトライボロジー理論な どを活用することにより、摩擦発生機構を力学的に整理し、支承部の摩擦性能に関する評 価式の誘導を行った.また、既往の実験データを集計して評価式の検証と摩擦特性自体の ばらつきに関する検討を行った.

4.4.1 摩擦特性のモデル化と評価式の誘導

(1) クーロンの摩擦法則

摩擦に関する問題を考えた場合,その評価法を提唱したものとしてクーロンの摩擦法則 が第一にあげられる.それによると, 1) 摩擦力はすべり面の見かけの面積に無関係である.

2) 摩擦力は荷重に比例して増加する

3) 動摩擦は静摩擦よりも小さく、かつ、すべり速度にほぼ無関係で一定であるとされている.

これらのことから、摩擦係数μの概念を導入して、摩擦力を F=μW と表し、μはすべり 材の面積および載荷条件等に依存しない材料固有の定数をとるものとされている.

しかしながら, PTFE における摩擦係数は載荷条件に依存した特性を有することが報告さ れているため、すべり支承の摩擦特性を考える場合には、クーロンの摩擦法則のように単 純化された評価法ではなく、支承部の特性に即したモデル化を行って、力学的な考察を与 えることが必要であると考えられる.

(2)摩擦力の発生機構

トライボロジー理論によると、摩擦力の発生機構としては、

1)凝着力(Fa) :材料の接触面において生じる凝着部をせん断するために必要な力
 2)掘り起こし力(Fp):表面の粗さや異物の介在などにより移動方向前面にある物体を押しのけるために必要な力

3)弾性ヒステリシス損失力(Fh):弾性的な材料が変形する際に生じるエネルギー的な損失 に起因する力

の3つの要素が考えられる[12]

ここで、すべり支承における摩擦面は一定の規格値以上に表面仕上げされ、表面粗さが小さなステンレス板をすべりの相手材としている[13]こと、また、PTFE ではゴム体などと比べると弾性ヒステリシス損失はほとんど生じないことから、Fp、Fhによる要因は想定的に小さく無視することができると考えられる.よって、摩擦力Fは凝着力Faにより表現することを検討する.

(3)ヘルツの接触理論による摩擦力算出式

摩擦力として凝着力 Fa を考えると、実際に凝着が生じている接触面積を求める必要があ るが、2つの材料が平面接触している場合、その表面性状の影響などのよって見かけ上の接 触面積(すべり材の面積)と実際に接触が生じている面積(真実接触面積)とでは全く異 なる値をとることになる.そこで、この接触状態を表現するために、ある曲率半径 R をも った微小な球面が十分に平滑と見なせる平面に接触する状態(図 4.18)を想定すると、へ ルツの弾性接触理論により、微小接触面積 Aoは、

$$A_{0} = \pi r^{2} = \pi \left\{ \frac{3}{4} RW \left(\frac{1 - v_{1}^{2}}{E_{1}} + \frac{1 - v_{2}^{2}}{E_{2}} \right) \right\}^{\frac{2}{3}}$$

$$= \pi (KRW)^{\frac{2}{3}} \propto W^{n}$$
(4.1)

と表現することができる.



図 4.18 ヘルツの接触理論(球面と平面)



ここで, *R*:接触する球面の曲率半径, *W*:球面が受ける鉛直荷重, *Vi*, *Ei*:材料ポアソン比および縦弾性係数, *K*:すべり材の材質によって求まる定数である.

この微小面積をもとに、実際には図 4.19 のように連続した突起の真実接触面積の総和と して凝着面積を考える. 摩擦力はこの凝着部をせん断する力と捉えることができるため、 接触面積 Aoに対する摩擦力 Foは 2 つの材料のうち柔らかい方のせん断強度を S とすれば、 以下のように与えられる.

$$F_0 = S \times A_0 = \left[S \times \pi (KR)^2_3 \times W^{-\frac{1}{3}} \right] \times W = \mu \ W$$
(4.2)

これらのことから、式において接触面積 Aoが鉛直荷重 Wのn乗(ここでは 2/3 乗)に比例 するため、式において摩擦係数µに相当する項が Wのn-1乗(ここでは 1/3 乗)に比例する ことになる.よって、n=1ではない場合には、クーロンの摩擦法則により材料固有の値とし て考えられていた摩擦係数は鉛直荷重による依存性を示すことが分かる.この関係式にお ける指数 n は材料の接触状態および摩擦特性を特徴づける重要なパラメータとなるが、こ の数値は、金属材料の場合に見られる塑性接触状態から柔らかい材料の場合における弾性 接触状態の間で変化し、1~2/3 の値をとる.つまり、厳密な意味でクーロンの摩擦法則が 成立するのは n=1 となる完全塑性接触状態に限られる. なお, PTFE とステンレスの接触状態において完全弾性接触状態を表す n=2/3 が成立するかは,後述する実験結果との比較より検証するため,ここでは,これが成立するものと仮定して議論を進める.また,式には PTFE 表面の微小突起 R の項が含まれるため,摩擦係数は見かけの接触面積にも依存することになる.

(4) PTFE における摩擦特性評価式の誘導

支承部の摩擦特性評価式を誘導するために接触モデルとして、図 4.19 のように、すべり 材の表面にその製造過程における PTFE 粉の粒径 R が一様に分布している状態を仮定する. ここで、1 辺の長さ L と微小面積 ALを想定すると、この区間に含まれる球面突起の個数は $N=L^2/R^2$ となり、また、PTFE の見かけの面積 A から求まる面圧を σ とすれば、一つの粒子 が負担する鉛直荷重は $W=\sigma L^2/N$ となる.よって、これらのことから微小面積 ALにおける 真実接触面積 A'Lは式から、

$$A'_{L} = \Sigma A_{0} = \pi \left(KR \frac{\sigma L^{2}}{N} \right)^{\frac{2}{3}} \times N = \pi (K \sigma)^{\frac{2}{3}} \times L^{2}$$

$$(4.3)$$

により求めることができる.従って, PTFE 表面に球面突起 *R*の一様な分布が期待できる場合には,見かけ上の面圧 σ を用いることのより真実接触面積は *R*に依存しなくなる.

次に、支承部に用いる PTFE には高荷重下での使用に耐えうるように、その耐摩耗性を向 上させるため無機系の材料を充填させている[13]ことから、この影響を考慮する. 充填材は すべり材の厚さ方向に均等に分布しており、PTFE の体積比と同じ割合で摩擦表面にも存在 していると仮定すると、充填材体積比を Vf と与えれば、PTFE および充填材のそれぞれの真 実接触面積 A'p、A'f は、単位面積あたりの真実接触面積を A'として、

$$A'_{p} = (1 - V_{f})A'$$
, $A'_{f} = V_{f}A'$ (4.4)

となる.ここで、PTFE および充填材のせん断強度をそれぞれ Sp, Sf とおき、また凝着部の 清浄さ・強さを表す係数を α (0< α <1) とすると、支承部の摩擦特性は以下の式により表 すことができる.

$$F = \alpha S \times \Sigma A'$$

$$= \alpha \left\{ S_p \left(1 - V_f \right) + S_f V_f \right\} \times \pi \left(K \sigma \right)^2_3 \times A \propto \sigma^2_3$$

$$\mu = \alpha \left\{ S_p \left(1 - V_f \right) + S_f V_f \right\} \times \pi K^2_3 \sigma^{-\frac{1}{3}} \propto \sigma^{-\frac{1}{3}}$$
(4.5)

(5) 速度依存性の評価

トライボロジー理論,ヘルツの接触理論などを参考とし,また,充填材の影響にも着目 して,支承部の摩擦特性を算出するための評価式を面圧 σの関数として式(4.5)に誘導したが, ここにはすべり速度による影響が考慮されていない. PTFE のすべり速度特性に関する問題 については,機械軸受けの分野で古くから検討されており,載荷速度が増加していくと, その摩擦係数は指数関数的に増加することが報告されている[14].また,橋梁用支承を対象 とした実験結果においても,速度依存性による傾向が確認されているため,この影響を評 価式にも考慮する必要がある.ここで,この速度依存性に関するモデルは岡本らの研究[15] により検討されているため,これを参考として式を基準とすると,摩擦係数 μ は以下のよ うに面圧 σ ,速度 ν の関数として表現することができる.

$$\mu(\sigma, \mathbf{v}) = \mu(\sigma) \left(1 - e^{-a \mathbf{v}} \right) + \mu_0 e^{-a \mathbf{v}}$$

$$\tag{4.6}$$

ここで、 $\mu(\sigma)$:式により求めた面圧による関数、a:速度依存性に関する係数、 μ_0 :速度 0kine(=0cm/sec)における静摩擦係数である.

(6) 評価式による摩擦特性

ここで、最終的に求めた摩擦評価式について、実際に計算を行う際に必要となる各パラ メータを材料の公称値などを参考として、表 4.5 のように設定し、試算を行った. なお、こ のとき、α、α、μ0の各数値に関しては後述する実験データの分布から設定した値である. また、PTFE の材料特性としては、充填材を含まない純 PTFE によるケースと充填材として 一般的に用いられているガラスファイバー(GF)をPTFE との重量比で15%あるいは20%充填 したケースの合計 3 つを対象とした.

図 4.20 にこの試算結果を示す. この図から, すべり速度を一定とすると面圧依存性により指数関数的に摩擦係数が減少し, 一方, 速度依存性は, 低速度領域では指数関数的に摩擦係数が増加していくものの,約5kine以降でほぼ一定値に収束していく傾向を表現していることが分かる.また,設定した材料特性の違いを求めると,充填材の配合比の差が摩擦係数に与える影響としては,約7%程度であったが,純PTFEとGF15%のケースを比較すると,約20%の差が生じている.従って, PTFEにおける摩擦特性については,充填材の有無による影響を考慮することが必要であると判断できる.

		弹性係数	ポ	P	せん断強度		充填材体積比	速度依存性係数		
材料	仕様	Ei	ソ	ン	Sp	Sf	注)	Vf	注)	
		(MPa)	比	v i	(MPa)	(MPa)	α,	(%)	а	μ0
PTFE	純PTFE	420	0.46		6.5	-	0.80	-	1.0	0.04
	GF15%充填	690				41.0		13.2%		0.06
	GF20%充填	760						17.6%		
SUS	No.2B仕上げ以上	2.0×10^{5}	0.	30				-		

表 4.5 すべり材料の特性値

注) α, a, μ0は後述する実験データの分布から設定した値



図 4.20 評価式による PTFE とステンレスの摩擦特性

表 4.6 充填材入り PTFE とステンレスにおける実験データを収集した範囲

供試体タイプ	SUSの仕上げ程度	供試体形状(mm)	面圧(MPa)	速度(kine)	データ数
要素試験	#400研磨以上	φ 50 ~ 300	4.0~60	0.10~47.0	63
BP.B支承	No.2B相当	φ 150~320	3.0~30	0.06~62.8	42
すべりゴム支承	No.2B相当	$\phi 150 \sim 280$	3.0~30	0.06~62.8	21
	#400研磨以上	$\phi 85 \sim 440$	5.0~40	0.50~62.8	57
集計		φ 5 0~440	3.0~60	0.06~62.8	合計:183

4.4.2 評価式の検証と摩擦特性のばらつき

(1)実験データの収集

提案した摩擦特性評価式の検証を行うため、ここでは、実験的研究成果として報告され ている橋梁系・建築系の両分野における文献[11],[15]~[24]から摩擦係数の実験データを調 査し、それらを整理した上で両者の整合性について検討を行った. 収集したデータは充填 材入り PTFE のものが 183 点、純 PTFE のものが 17 点であり、合計 200 点の測定結果を用 いた.

今回調査した充填材入り PTFE に関するデータには表 4.6 に示したような種々の変動要因 が含まれている.まず,「供試体タイプ」としては,

1)要素試験 : すべり材のみを試験機に直接設置し,支承の製品形状ではない状態での試験結果

2)BP.B 支承 : 密閉ゴム支承板支承の製品形状での試験結果

3) すべりゴム支承:積層ゴム支承の上面にすべり材を取り付けた製品形状での試験結果などが含まれている.

また、「ステンレス(SUS)の仕上げ程度」としては、JIS G 4305 に規定される表面仕上 げ規格のうち、No.2B 相当としたものと、それよりもさらに緻密な表面仕上げとして#400 のバフ研磨仕上げ以上を施したケースが含まれている.この違いは実構造物における支承 として,橋梁系では No.2B 相当,建築系では #400 研磨相当以上のステンレス板を一般的に 採用していることに由来している.

これらの変動要因による影響については、実験データの分布から検討を行ったが、ばら つきによる変動の方が大きいため、その相関性を確認することができなかった.このため、 ここでは全て包括した形で整理を行うこととした.PTFEの充填材の配合については、詳細 な仕様の調査ができなかったが、先に示した図における検討結果から充填材配合比の変化 による摩擦特性への影響は数%程度と予測され、ばらつきの範囲に比べるとさほど支配的で はないと考えられる.従って、この要因についても包括して整理を行っている.

また、摩擦特性に関する実験結果はその材料特性だけでなく、1載荷シリーズの履歴デー タから摩擦係数を抽出する方法の違いなどによっても差が生じることになる、今回集計し た実験データには、これらの影響も含まれているため留意する必要がある.

(2)評価式の検証

純 PTFE における実験データの分布と表のようにパラメータを設定したときの評価式 (4.6)による計算値との比較を図 4.21 に示す. 図中の A, B の表記は試験機関の違いを示し ている. このケースにおける実験データは非常に少ないが,面圧・速度依存性ともに,評 価式と実験値は非常に良い一致を示していることが分かる.

次に,充填材入り PTFE について図 4.22 に同様な比較結果を示す.図は面圧依存性について整理しているが,評価式による速度依存性の傾向はこの図中には表記するこができないため,実験データの方を,

1)速度依存性の影響が顕著なごく低速な範囲(~0.5kine)と指数関数的な変動を示す範囲 (0.5~5kine)におけるプロット点

2) ほぼ一定値に収束する 5kine 以上のプロット点

に分けて示している.

この結果,評価式(4.6)は5kine以上のデータと比較すると実験値自体のばらつきが大きい ものの,全体の傾向を比較的良く表現していることが分かる.また,図には式における指 数nを1~2/3の間で変化させるため,n=2.2/3,2.4/3などのケースも示しているが,実験デ ータとの整合性はn=2/3を用いた方が明らかに良い結果となっている.一方,5kine以下の データについては,全体的に低摩擦側に分布しており,同一面圧であっても速度依存性に よる影響を受けて摩擦係数が低下していることが分かる.図には単位面積あたりの摩擦力 を示しているが,この図から摩擦力は面圧の変化に伴って指数関数的に変化し,面圧依存 性を考慮せずに摩擦係数を一定値と仮定した場合と比較すると約±20%程度の差が生じる ことが分かる.図には,速度依存性のうち,すべりゴム支承の場合の面圧範囲(設計面圧 8MPa)と BP.B 支承の場合の面圧範囲(設計面圧 30MPa)とに分けてその特性を示している. なお,ここでは評価式により求めた面圧と同一条件になるデータを比較対象としたため, 図中のプロット数は若干少なくなっている.この結果からも,実験値にはばらつきが大き

いものの,各ケースとも評価式(4.6)は実験値の傾向と良い一致を示していることが分かる.



第4章 地震力遮断デバイスによる免震構造

図 4.21 純 PTFE の実験データと評価式の比較



以上のことから式により提案した評価式は支承部の摩擦特性を表現するこが可能である と考えられる.また,このことは同時に,先にすべり材の接触機構を完全弾性接触状態と して,n=2/3 とした仮定は PTFE を用いたすべり支承における評価として妥当であると判断

(3) 評価式による推定精度と摩擦特性のばらつき

できる.

図 4.23 に全 200 データに対する評価式(4.6)の推定精度を示す. この図から, 6kine 以上の データでは±20%の範囲にそのほとんどのデータが収まっているのに対し, 5kine 以下のデ ータの場合,比較的大きなばらつきを示していることが確認できる.



図 4.23 摩擦係数の推定精度



また,図 4.24 には実験値と評価式による計算値との比をヒストグラムとしてまとめたものを示す.その結果,摩擦特性のデータ分布は正規分布に近い形状を示しており,その平均値は1に近く,0.99 となった.また本検討でのデータ範囲における摩擦特性のばらつき幅の評価指標として,例えば,95%信頼区間を考えると,評価式に対して±30%以内の範囲に分布していることが分かった.

4.4.3 まとめ

本検討により得られた知見を整理すると以下の通りである.

- ・支承部に用いる PTFE に摩擦特性に面圧依存性,速度依存性が発生する力学的メカニズムを整理して示した.その主な要因としては、PTFE 表面の接触機構が弾性接触状態にあることによるものと考えられる.
- ・力学的モデルから摩擦特性評価式を導出することで, PTFE の摩擦特性を表現できることが分かった.
- ・PTFE の摩擦特性に関する実験値のばらつき幅は,95%信頼区間で評価すると±30%の 範囲に分布していることが分かった.

4.5 適用性評価に関する検討

これまでの検討により、すべり摩擦特性の耐久性、摩擦特性のモデル化を実施した.次に、このすべり支承を用いた免震支承に関する橋梁構造への適用性を検討するために、パラメトリック解析を行うことで、支承部の特性が橋梁全体系の応答に与える影響についての検討を行う.なお、ここでは、PTFE+SUSのすべり材が有する面圧および速度に対する依存性が応答特性に与える影響についても検討を実施している.

以下にその結果について示す.



4.5.1 解析概要

(1) 解析対象橋梁

解析対象とした橋梁は文献[25]を参考に図 4.25 に示すようなすべり系免震支承を有する 5 径間連続 I 桁橋である. 解析モデルは図 4.26 に示すように, 梁〜バネ要素でモデル化した. 橋脚の塑性ヒンジ部については, M- θ 系の非線形バネ要素(Takeda モデル)で, 支承部の ゴムバッファについては天然ゴム系材料の使用を想定して, 線形バネ要素とした. また, すべり支承は, PTFE とステンレスの組み合わせを想定して, 摩擦係数 μ =0.1 相当を基本 とした完全弾塑性型の非線形バネ要素でモデル化した.



図 4.27 Rayleigh 減衰による[C] マトリクスの作成方法

入力地震動は、橋軸方向および上下方向のみを対象とするため、橋軸直角方向に配置されている1支承線上の支承部のバネ特性を集約した2次元モデルとした.

(2) 解析条件

時刻歴応答解析における数値積分法には、ニューマーク β 法($\beta = 1/4$)を用い、積分時間間隔を 1/1000 秒とした.

なお,減衰マトリクス[C]の作成については,摩擦特性を扱う解析であることを考慮して, 図 4.27 に示すフローのステップ[26]に従うこととした.これは,動的解析ソフトによっては Rayleigh 減衰を作成する場合,各部材の初期剛性(*K1*)を用いた減衰マトリクスとなる場合が あるが,しかし,実際に振動する際のすべり支承の剛性は2次剛性(*K2*)に移行しており,初 期剛性は振動時の特性ではなく,完全弾塑性を表現するために,数値解析上において十分 大きな値を与えているに過ぎない.このような値を用いて減衰マトリクスを作成すること には物理的な意味はないものと考えられる[27].そこで,初期剛性の影響が減衰マトリクス に取り込まれないように配慮するため,図 2.27 のフローの手法を採用し,ここで,すべり 支承の剛性については,*K1*=107kN/mm,*K2*=1kN/mm とした.

減衰定数については,橋脚の塑性ヒンジ部は 2%,塑性ヒンジ部以外は 5%,ゴムバッフ ア 2%,上部構造 2%,地盤基礎 20%とした.

入力地震動は,道路橋示方書[28]に示されている標準波(Ⅱ種地盤レベルⅡタイプⅠおよ びタイプⅡ地震動)6波を用いた.ただし,上下動による支承部の軸力(すべり面の面圧)変 動の影響や桁のたわみ振動の影響についての検討を行うケースについては,振幅調整され た道路橋示方書の標準波ではなく,実観測波形を用いることとした.これは地震動の水平 と上下動の相関性を適切に考慮するための措置である.





(3) 解析パラメータ

基本モデルとして,

- ・橋脚の降伏耐力比 : Py/w=0.6
- ・橋梁全体の固有周期 : 1.0 秒
- ・すべり支承の摩擦係数 : 0.1

となるように各部材特性を設定した.

パラメトリック解析の着目点としては,

1)ゴムバッファの剛性の違いによる橋梁の周期特性の変化が及ぼす影響

2)摩擦係数の速度依存性,面圧依存性の考慮による摩擦特性の感度

3)摩擦係数の違いが及ぼす影響

の3点を設定した.

ここで、摩擦特性が有する摩擦係数の速度および面圧に対する依存性については、前述の研究で導出した(4.6)式および実験データの整理結果を用いたパラメータ回帰から、

 $\mu(\sigma, \nu) = 0.2714\sigma^{-1/3} \times (1 - e^{-\nu}) + 0.1629\sigma^{-1/3}e^{-\nu}$

(4.7)

と設定した.このときの摩擦特性を図化すると図 4.28 のようになる.

4.5.2 解析結果

それぞれの解析結果について、P1 橋脚に着目した応答特性を以下に示す.

(1) 橋脚の固有周期の影響

ゴムバッファの剛性を変化させて、橋梁の固有周期による応答値の違いに着目するため、 橋梁の固有周期を 0.8, 1.0, 1.5, 2.0 秒となるように設定して解析を実施した.

図 4.29 に橋梁の固有周期に対する桁および支承の応答値を示す.タイプⅠ,タイプⅡの どちらの地震動においても固有周期が大きくなるに従い変位が大きくなり、1.5 秒あたりで ピークとなる傾向が見られた.また、図 4.30 には橋梁の固有周期と橋脚の応答塑性率との 関係を示す.タイプ I 地震動では、どの固有周期も応答塑性率が 1.0 以下の弾性域となった. しかし、タイプ II 地震動については、短周期側で塑性化が進行することが分かる.ただし、 周期 2 秒にまで大きくなると弾性域に留まっている.



図 4.29 桁および支承の応答変位



図 4.30 橋脚の応答塑性率



図 4.31 桁および橋脚天端の応答加速度

図 4.31 には橋梁の固有周期と桁および橋脚天端の応答加速度との関係を示す.固有周期 が短い場合,桁と橋脚天端の応答加速度はあまり変わらないものの,長周期化させること で桁の応答速度が大きく低減されることが分かる.

(2) 摩擦係数の面圧依存性の影響

基本モデルを対象に、摩擦係数の面圧依存性を考慮し、すべり面の面圧変動が及ぼす影響について検討する.面圧の変動要因として上下地震動による鉛直方向慣性力と桁のたわみ振動の影響が考えられるため、解析ケースとしては、桁剛性を"剛"とした場合と部材の断面に従った剛性"部材通り"とした場合の2ケースを設定した.また、地震動の入力方向として、橋軸方向地震動のみと橋軸および上下方向の同時入力とした合計 4 ケースを対象とした.

表 4.7 に各ケースでの主要最大応答値について示す.まず,上下動の地震動が及ぼす影響 (ケース①とケース②)については,すべり支承部に作用する軸力が上下動により 20~30% 変動すること分かる.一方,図 4.28 に示した面圧依存性を考慮することで,摩擦力は最大 で 20%程度増減することになる.このとき,水平方向の主要な応答特性(桁,支承の変位, 橋脚の塑性率)については,ほとんど差異が見られない.

次に桁の剛性を与えた場合の桁のたわみ振動の影響について、ケース①とケース③の比較から桁剛性の影響を考慮すると、面圧はやや変動するもののその大きさは小さいことが 分かる.また、このときも、水平方向の応答特性については、ほとんど差が見られない.

ケース②とケース④の比較による上下動による桁のたわみ振動と慣性力による面圧変動 の影響をみると、面圧の変動はケース②よりも大きいもの、ここでも応答値へ感度は低い.

以上の結果から,面圧変動に伴う摩擦力の変動はいずれのケースにおいても 20%程度と 小さいため,各主要な応答値に与える影響は小さいものと考えられる.

解析ケース	ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	
桁剛性	岡山	岡山	部材通り	部材通り	
地震動の入力方向	橋軸	橋軸 +上下	橋軸	橋軸 +上下	
垢の皮茨亦(dama)	10.76	10.91	10.77	10.76	
们仍心谷爱位(CIII)	52.34	52.52	52.32	52.49	
振の内交加速度(ast)	411.2	412.7	410.8	400.1	
们の心合加速度(gal)	1158	1165	1155	1164	
ナベル古み亦位(ama)	6.45	6.556	6.43	6.525	
9~9又承爱位(cm)	18.25	18.26	18.22	17.95	
接脚の内交部構成	0.65	0.65	0.64	0.65	
備脚00応合型住卒	12.36	12.42	12.30	12.36	
	19.8	16.0	19.3	14.4	
而下亦動(MD a)	~20.2	~25.5	~20.6	~25.2	
山工友到(MPa)	19.7	12.1	18.6	11.0	
	~20.2	~27.1	~21.8	~26.9	

表 4.7 解析結果比較(面圧依存性,上下動,桁のたわみ成分の影響)

*上段:タイプⅠ地震動,下段:タイプⅡ地震動

入力地震動	タイプ	[地震動	タイプⅡ地震動		
速度依存性の考慮	なし	あり	なし	あり	
桁の応答変位(cm)	10.76	10.80	52.34	52.51	
桁の応答加速度(gal)	411.2	411.0	1158	1156	
すべり支承変位(cm)	6.450	6.475	18.25	18.27	
橋脚の応答塑性率	0.645	0.647	12.36	12.44	
すべり支承速度(kine)	73.1	72.8	135.7	135.4	

表4.8 速度依存性の有無による解析結果比較

(3) 摩擦係数の速度依存性の影響

基本モデルを対象に速度依存性の影響について検討する.

桁の剛性は剛とし、上下地震動は考慮しない. 表 4.8 に速度依存性を考慮したケースおよ び考慮しないケース(摩擦係数は常に一定値としたモデル)の主要最大応答値について示 す. この結果から、ほとんど最大応答値への影響はないことが分かる. これは速度依存性 のモデル(図 4.28)が 5kine 以上では、基本モデルと同じµ=0.1の一定値をとる特性であり、 なおかつ、本解析における支承の速度は、最大で 73kine あるいは 136kine と大きく、依存性 を考慮してもほとんど摩擦モデルに変化がないことに起因している.

(4) 摩擦係数の違いによる影響

基本モデルの摩擦係数 μ =0.1 のケースをベースとし、ここでは、更なる減衰効果の向上 を図り、摩擦係数を大きく設定したケース、または特性のばらつきや経年変化による摩擦 力の変動などを想定した応答特性への感度を検証する.

摩擦係数には、0.05、0.1、0.2、0.3、0.4 と変化させたモデルを設定し、解析を行った. また、μ=0のケースも加え、すべり支承を用いずにゴムバッファのみ(通常のゴム支承)で支 持している状態を想定した応答値との比較も行った.

加えて、先の検討から、ゴムバッファの剛性を変化させることで桁に生じる加速度が大 きく異なることから、橋梁の固有周期と摩擦係数の違いの相関性についても検討を行う.

タイプ I 地震動による結果について,図 4.32 に各摩擦係数における桁の応答変位および すべり支承の応答変位,橋脚の応答塑性率,桁の応答加速度の関係をそれぞれ示す.摩擦 係数ゼロのケースと比べると,どの固有周期においても摩擦係数が大きくなるにつれて顕 著に主要応答値が小さくなる傾向がみられ,摩擦減衰の効果が確認できる.

また,先に述べた通り,固有周期が長くなると応答変位も大きくなるが,その傾向は摩 擦係数が小さい場合に顕著であり,摩擦係数が大きくなるとその差は小さくなる.また, ゴム支承のみを想定した摩擦係数ゼロの場合以外,橋脚の応答塑性率は1以下となった. ただし,固有周期が長く,摩擦係数が大きくなると再び応答塑性が増加する傾向がある, これは,長周期化によりゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力は減少するものの, すべり摩擦係数の増加により摩擦力が増えたためと考えられる.



図4.32 各摩擦係数での応答特性(タイプI地震動)



図4.33 各摩擦係数での応答特性(タイプⅡ地震動)

図 4.33 にタイプⅡ地震動での結果を同様に示す.入力される地震動の加速度が大きく, タイプⅠ地震動に比べて応答値は大きくなるが,応答値に与える摩擦係数による影響は同様である.固有周期 2.0 秒の場合のみ,どの摩擦係数においても橋脚の応答塑性率は 1.0 以下となった.

これらの結果から本研究で対象とした高架橋においては、摩擦係数の増加に伴う摩擦減 衰効果の増大により、橋桁・支承の応答変位だけでなく、橋脚の応答塑性率についても低 減させることができることが分かった.これは桁の応答加速度がすべり支承を用いること で低減され、ゴムバッファを通じて伝わる上部構造の慣性力が低減されることによるもの と考えられる、

4.5.3 まとめ

本検討により得られた知見を整理すると以下の通りである.

- ・PTFE とステンレスとの組み合わせを想定した場合, すべり材の面圧・速度の依存性を 考慮しても, 橋梁全体系における応答特性には有意な変化は見られず, 感度は低いこ とが分かった.
- ・支承部の摩擦係数(摩擦力)が増加することで、摩擦減衰効果が増え、桁・支承の応答変 位や応答加速度だけでなく、橋脚の応答塑性率も低減できることが分かった。

4.6 まとめ

本章では、免震化の更なる発展系として、理想的な地震力遮断(長周期化)構造の可能性を 有するすべり支承についての検討を行った.すべり支承は、かねてより多くの採用実績を 有しており、設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性は確認できているも のの、摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価、さらには経年変化による材 料の劣化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い.

そこで、これらの課題に対して、クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数の 設計法ではなく、ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデルを提案し た.また、ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参考に、長期摺 動試験を行い、その耐久性の検証なども実施し、加えて、実橋梁におけるケーススタディ により地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行った.

それぞれ得られた知見を整理すると以下の通りである.

(1)都市内高架橋で10年間供用されたすべり支承を実験供試体として、すべり材に関する 健全度評価を行った結果、すべり摩耗による板厚減少は非常に少なく、またすべり摩擦特 性も安定した状態にあり、設計で期待している機能を維持できていることが分かった.
(2)充填材入り PTFE に対する材料分析方法を検討し、補強材の同定が可能となる手法を示 した. (3) 支承部のすべり摩擦特性がクーロン摩擦法則に従わず,載荷面圧に対して依存性を有す る原因について,接触モデルを提案し,ヘルツの接触理論を発展させることで,微小な真 実接触部分で弾性的な挙動を示しているためであることが示唆された.

(4) 接触モデルから導出した摩擦特性評価式により, PTFE と SUS におけるすべり摩擦特性 を精度良く評価できることを示した.

(5) すべり支承を用いた橋梁の応答特性を固有周期や摩擦係数をパラメータとして解析的 な検討を行った結果,特に摩擦係数(摩擦減衰)を増加させることで,桁・支承の応答変位, 応答加速度だけでなく,橋脚の応答塑性率も低減できることが分かった.

以上のことから,提案した支承構造を用いることで,橋梁条件に適した耐震性向上を行 うことが可能であること,その有効性を明らかにした.

第4章の参考文献

【参考文献】

[1] 鵜野禎史, 行本直人:ゴム支承の表面亀裂に関する研究, 土木学会年次学術講演会, Vol.64, pp.769-770, 2009

[2] 石田博, 岡本晃, 久保真一, 浜博和: 支承構造の違いによる橋の振動特性に関する調査, 橋梁と基礎, Vol.39, No.1, 2005

[3] 伊津野和行, 袴田文雄, 志村敦: 機能分離型免震支承システムのすべり摩擦特性に関する研究, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol.25-2, pp.729-732, 1999

[4] 山﨑信宏,原田孝志,石山昌幸,朝倉康信,高木俊輔:摩擦減衰を考慮した機能分離型 支承の動的特性に関する基礎的検証,年次学術講演会講演概要集,Vol.61,1-231,2006 [5]土木研究所,構造計画研究所,パシフィックコンサルタンツ,八千代エンジニヤリング, オイレス工業,川口金属工業,三協オイルレス工業,日本鋳造,ビービーエム:すべり系 支承を用いた地震力遮断機構を有する橋梁の免震設計法の開発に関する共同研究報告書

(その1), 2005.07

[6]矢納康成,家村浩和,山田善一,野村武司:高減衰ゴム支承および摩擦型支承の免震効 果に関する実験的研究,土木学会年次学術講演会講演概要集,Vol.48, pp.904-905, 1993 [7] 鵜野禎史,倉西茂,吉田一真,池田茂:二重すべり支承の性能試験,年次学術講演会講 演概要集,Vol.61, 2006, 1-239,

[8] 山元俊哉,池田茂,倉西茂,荒居祐基,大矢陽介: 動的解析による二重滑り支承の性能,土木学会年次学術講演会講演概要集,Vol.58, pp.783-784, 2003

[9] 鵜野ら:密閉ゴム支承板支承の耐久性に関する研究(1):土木学会第59回年次学術講 演会,I-513,平成16年9月

[10] BS EN1337-2:2004, Structural bearings - Part 2:Sliding Elements

[11]例えば、玉木ら:摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討,鋼構造年次論文報告集, Vol.7, pp.89-94, 199911

[12] 松原清:トライボロジ,産業図書, 1981

[13] 日本道路協会:道路橋支承便覧, 1973, 1991, 2004

[14] 松原清: プラスチックの軸受材料, 日本機械学会誌, Vol.60, No.458, pp.309-315, 1957.3

[15] 岡本ら: すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性,土木学会論文集, No.513/I-31, pp.191-200, 1995.4

[16] 林ら:積層ゴムとすべり支承による複合免震システムに関する研究,第10回日本地震 工学シンポジウム, pp.2807-2812, 1998

[17] 大橋ら: 複合支承方式による免震構造の設計法開発(その3,実験データによる摩擦 係数の依存性検証),日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.583-584, 1995.8

[18] 尾崎ら:免震橋用の摩擦型すべり支承の開発,第21回地震工学研究発表会講演論文集,

pp.533-536, 1991.7

[19] 加藤ら:弾性すべり支承の開発(その2:単体試験体の実験結果),日本建築学会大会 学術講演梗概集, pp.731-732, 2000.9

[20] 市村ら:弾性すべり支承の開発(その3:複合試験体の実験結果),日本建築学会大会 学術講演梗概集,pp.733-734,2000.9

[21] 小原ら:滑り支承に関する実験的研究-基本性能試験結果-,日本建築学会大会学術 講演梗概集,pp.741-742,2000.9

[22] 遠山ら:低摩擦特性のすべり支承に関する研究(その1, すべり支承の選定),日本建築学会学術講演梗概集, pp.697-698, 1999.9

[23] 鈴木ら:鋼製支承と高減衰ゴムダンパーによる機能分離型支承の耐震性能実験,第26回地震工学研究発表会講演論文集, pp.1097-1100, 2001.8

[24] 炭村ら:各種すべり材の摩擦特性に関する基礎的研究,第6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.397-402, 2003.1

[25] 日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.03

[26] 矢田部浩,運上茂樹: すべり系免震構造物の動的解析における減衰モデルに関する一 考察,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.427-430, 2004.01

[27] 監崎達也,伊津野和行:すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の 与え方に関する検討,第26回地震工学研究発表会講演論文集,pp.1073-1076,2001.08
[28]日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,1990,1996,2002,2012

127

第5章

結論

5.1 研究の総括

本研究では、鋼鈑桁橋の耐震性能向上を目標として、支承部に着目した検討を実施した. 最初に従来の支承構造を深く掘り下げて整理することで、それぞれの特徴および課題点を 抽出し、特に橋梁の耐震性能向上のために必要な技術的なアプローチついての検討を行った.

具体的には,

(1) 免震デバイスが有する減衰性能の更なる向上

特に長大橋のおいては、支承に作用する地震時水平力が大きくなることから、上部構造 を弾性的に支持することで、橋梁全体の固有周期を調整可能な支承条件とすることが望ま しい.このとき、長周期化に伴い上部構造の移動量が増大することになるため、可能な限 り支承部(免震デバイス)の減衰性能を向上させ、効果的にエネルギーを吸収する構造を目指 すことが必要となる.

(2) 多点固定形式, 地震時水平力形式に適した支承構造

一方で、中小規模の橋梁においては、安易に長周期化を行うと上部構造の移動量も増大 するため、桁遊間を大きく確保する必要性が生じる.このことは、伸縮装置を肥大化させ、 複雑な装置の維持管理は、長期間の供用に対して損傷を誘発する懸念が考えられる.

そのため、すべての橋梁において、長周期化が望ましい訳ではなく、地盤条件、上部構造形式、線形条件等を加味した上で、支承部の設計方針を選定するのが良い.従って、軟弱地盤上などで、免震設計の適用が難しい場合などには、多点固定形式や過度な長周期化 を行わない疑似固定型の支承形式の選択も考えられる.従来の支承形式においては、このような橋梁構造を積極的に意図した研究・開発はなされていない.

(3) 地震力遮断によるオールフリー構造

設計地震力の増大に伴い,地震時慣性力を分散・減衰させる構造にも限界が生じる可能 性がある.そこで,理想的な免震構造としては,すべり支承を用いたオールフリー構造が 考えられる.これは,固定点を設けずに,すべり摩擦以上の力は上部構造に伝達させない 構造を目指した"遮断(Isolation)"デバイスである. しかしながら、この実現には、すべり支承の長期安定性や復元力を用いない場合に地震 後に原点に復帰しないなどの課題も存在している.これらの点について、包括的な研究を 行うことが必要となる.

以上の3点をキーポイントに掲げてそれぞれの研究を実施した.

その結果,本研究で得られた知見を整理すると,

第2章では、2つの新しい支承構造を取り上げ、多点固定橋梁や地震時水平力分散橋梁に 適した構造の提案と、新しい支承構造の性能評価において必要な実験的な検証課題につい て、その試験法とともに整理を行った.また、実際に提案した試験および FEM 解析併用し た評価法を実施に適用することで、両者の妥当性を示した.

また,具体的な試設計を通して,支承構造の適用性を検証するとともに,積層ゴム支承の圧縮モデルについて理論解を誘導することで精緻な評価が可能となる手法の提案を行った.その結果,得られた知見は以下の通りである.

a) 多点固定橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策

- ・固定支持条件の支承に適した材料として、高硬度の特徴を有するウレタンゴムに着目し、諸外国における基準や技術知見を参照して新しい支承構造の提案を行い、支承部に要求される各性能評価に関する実験的検討によって、提案した支承は所定の性能を有していることが確認できた。
- ・耐震性の観点から考えた場合、ピン支承などのように構造高が高い支承の場合、地震
 ・時慣性力の作用位置が高くなり、大きなモーメントの影響を受けやすい欠点がある.
 ウレタンゴムを用いた支承構造は、その材料・構造上の特徴から支承高さを低く抑えることができるため、合理的な断面設定が可能である.
- ・鋼鈑桁橋の耐震性を考える場合,想定外地震動が発生した場合においても,橋桁の損傷は可能な限り避け,支承部を損傷させた方が合理的であると考えられる.この場合,支承部の鋼部材が破断した後も、ゴムの弾性変形によって、変位追随可能な構造が望ましいが、ウレタンゴムのせん断変形性能を確認した結果,設計水平震度1.0相当の水平力に対しても弾性機能を維持できることが分かった.
- ・従来は載荷試験装置の制約から安全性の確認が困難であった大型支承における評価についても、実験的検討と FEM 解析によるひずみ照査を併用することで、その推定が可能となる検証手法を提案し、その検証事例を示した。
- b) 地震時水平力分散橋梁を想定した新しい支承構造による耐震性向上策
- ・ゴム支承の水平バネ特性は、耐震性向上を実現する最適な固有周期となるように自由

に設定できることが望ましいが、支承部には地震時水平力以外にも、鉛直荷重・回転 変位等、各種の性能が求められる.特に鋼鈑桁橋などのように、比較的、支点の回転 角度が大きい場合には、回転変位追随性を確保するために、ゴム支承の断面設定が影 響を受けていることを試設計を通して示した.

- ・上記の問題点を解決するため、支承機能を1つの支承構造内で分割した新しい支承構造を提案し、その性能検証を行った結果、回転変位追随性と水平荷重支持機能は、2つの部材でそれぞれ分割させて機能することを確認した。
 また、このことにより、耐震性向上の観点から任意の固有周期を設定可能な支承構造
- ・回転機能をゴム本体から分離した支承であるため、ゴムの積層構造を多積層として、 交通振動の抑制などを目的とした支承部の鉛直剛性の向上なども期待できる.このと き、従来の橋梁用支承の鉛直剛性の設計式は、比較的、積層構成の多くない支承を対 象に設定されているため、本研究では、ゴムの体積圧縮性を考慮した理論式を展開し、 既往の実験式などと比較を行った.その結果、ゴムの体積圧縮性を考慮した評価式を 用いることの必要性および実験式の適用限界は形状係数 20 程度以下であることを示し た.

第3章では、耐震性向上のために重要な長周期化および高減衰化を同時に実現させるための支承構造の検討として、従来の免震支承よりも減衰性能の向上を目指したデバイスの 性能評価や設計モデルの構築を行った.

具体的には、これまでは鉛プラグ入り積層ゴム支承および高減衰ゴム支承として採用さ れてきた2種類の免震支承に対して、両者がもつエネルギー吸収部材(鉛プラグ、高減衰ゴ ム)をひとつの支承に組み込むことで高機能化を図った構造を対象とし、その性能検証実験 によって、その性能の安定性を示した.また、支承の復元力履歴特性を橋梁の地震時挙動 を評価するための非線形時刻歴応答解析に取り込むためのモデル化として、2つの構造要素 を個別に評価して組み合わせる手法の提案を行った.さらには、地震時時刻歴応答解析に より、減衰性能の向上が橋梁全体の耐震性能を高める効果があることを示した.

その結果,得られた知見は以下の通りである.

を提案することができた.

- a) 複合型免震ゴム支承に対して実施した性能検証実験の結果,非常に大きな非線形履歴 特性を有しており,安定した減衰性能を発揮可能であることが分かった.
- b) 複合型免震ゴム支承の非線形履歴特性は、橋梁用支承として必要な繰り返し載荷に対する疲労安定性、地震時の動的な載荷条件に対する安定性を有しており、実用化に十分な性能を有していることが確認できた.
- c) 2 つの減衰要素を有する免震支承のモデル化を行うため,各要素を個別に抽出し,評価 式を導く手法を考案し,実際に実験結果からの回帰・分析を行うことで,その有効性

を示した.

- d)提案した要素別のモデル化手法によれば、例えば、ゴムの性能が変化しても、それに 相当するゴムのモデル化パラメータを変化させることで、支承全体の性能を表現可能 であり、汎用性が高いことが分かった。
- e) 実橋梁における適用性検証のため、非線形動的解析による試設計を実施した結果、従 来型の免震支承に比べて、約20~30%程度の応答変位の低減効果が確認できた.また、 同時に支承形状の小型化も期待でき、本ケースでは約20%程度の縮小が可能であった.
- f)支承形状の小型化の観点では、地震時の照査で形状が決まる場合は効果が見込めば、 例えば、長大橋梁の端支点部などにおいて、橋桁の温度伸縮量が大きく見込まれる場 合には、その効果は限定的となる場合ある。

第4章では、免震化の更なる発展系として、理想的な地震力遮断(長周期化)構造を目指して、すべり支承の活用検討を行った.すべり支承は、かねてより多くの採用実績を有しており、設置環境や維持管理の状態が良い箇所では長期の供用性は確認できているものの、 摩擦特性に関する詳細な評価モデルやばらつきの評価、さらには経年変化による材料の劣 化等の影響など十分な評価ができていない部分も多い.

そこで、これらの課題に対して、クーロン摩擦により表現されていた従来の摩擦係数の 設計法ではなく、ヘルツの接触理論により面圧依存性を考慮できる力学的モデルを提案し た.さらに、ユーロコードなどの諸外国におけるすべり摩擦性能の評価法を参考に、長期 摺動試験を行い、その耐久性の検証なども実施し、加えて、実橋梁におけるケーススタデ ィにより地震力遮断デバイスを用いた橋梁の地震時応答特性などの検討を行い、摩擦減衰 による応答低減効果を明らかにした.

その結果,得られた知見は以下の通りである.

- a) 都市内高架橋で10年間供用されたすべり支承を実験供試体として、すべり材に関する 健全度評価を行った結果、すべり摩耗による板厚減少は非常に少なく、またすべり摩 擦特性も安定した状態にあり、設計で期待している機能を維持できていることが分か った.
- b) 充填材入り PTFE に対する材料分析方法を検討し,補強材の同定が可能となる手法を 示した.
- c)支承部のすべり摩擦特性がクーロン摩擦法則に従わず,載荷面圧に対して依存性を有す る原因について,接触モデルを提案し,ヘルツの接触理論を発展させることで,微小 な真実接触部分で弾性的な挙動を示しているためであることが示唆された.
- d) 接触モデルから導出した摩擦特性評価式により, PTFE と SUS におけるすべり摩擦特 性を精度良く評価できることを示した.
- e) すべり支承を用いた橋梁の応答特性を固有周期や摩擦係数をパラメータとして解析的

な検討を行った結果,特に摩擦係数(摩擦減衰)を増加させることで,桁・支承の応答変 位,応答加速度だけでなく,橋脚の応答塑性率も低減できることが分かった.

以上の検討によって、支承部の構造・性能によって、橋梁全体系の耐震性能をコントロールし、さらに従来よりも向上させることが可能であることを示した.

5.2 今後の課題

一方で、今後の課題としては、更なる精緻な評価および設計法の確立が望まれるところである.

例えば、各デバイスともに、2 軸載荷装置による準静的で、しかも規則的な振動に対する 性能評価のみであるので、振動台実験またはハイブリッド応答実験などにより、地震時の 複雑な挙動に対しての性能評価および設計モデルの妥当性の確認が必要である.

また、支承部の経年的な特性変化については、本研究により新しい知見を明らかにした ものの、橋梁構造物は様々な環境にあるため、一般化して捉えるまでのデータには至って いない.この後、更なる知見を積み重ね、また合理的な維持管理手法との検討ともあわせ て、支承および橋梁構造物が長期にわたり安心・安全に使用できる技術の確立を目指すべ きと考えている.

その他にも,更なる高度化・精緻化が必要な点は多々あるが,1つずつ力学的なメカニ ズムを解明し,重要な社会資本である橋梁構造物の耐震性向上に努める所存である.