

東京港臨海大橋（仮称）におけるすべり型免震支承の適用に関する研究

A Study on Sliding Seismic Isolation Bearing Applied to the Tokyo Coastal Highway Bridge

祐保芳樹*・下司弘之**

SUKEYASU Yoshiki and GESHI Hiroyuki

* (財) 沿岸技術研究センター 調査部 研究員

** 国土交通省 関東地方整備局 横浜港湾空港技術調査事務所 所長

In this paper a study on sliding seismic isolation bearing, applied to the Tokyo Coastal Highway Bridge, is presented. The behavior of sliding seismic isolation bearing, subjected to seismic motion, was successfully formulated through loading test applied to prototype models.

Key Words : bearing, bridge, earthquake, highway, seismic isolation, seismic response reduction

1. はじめに

首都圏における物流機能の向上, 周辺道路の混雑緩和及び交通利便性の向上を目的として, 東京都品川区城南島から中央防波堤外側埋立地を経由して江東区若洲に至るルートで東京港臨海道路事業が進められている。



図-1 東京港臨海道路事業

現在, 城南島から中央防波堤外側埋立地までの第 I 期工事が完了しており, 中央防波堤外側埋立地から若洲に至る第 II 期工事が計画されている。東京港第 3 航路上には, 橋長 760m の鋼 3 径間連続トラスボックス複合橋 (図-2) が計画されている。

本橋では大型船舶通過用の航路を確保するため, 160m+440m+160m の 3 径間構成としている。そのため中央の 2 橋脚 (以下 MP2, MP3 橋脚) には, 上部工重量の大半 (約 30, 000t) が作用する。

また建設地点は N 値ゼロの表層地盤が 30 m 以上堆積している軟弱地盤であるため, 両橋脚には高い耐震性が要求される。

兵庫県南部地震以降の橋梁構造の耐震設計では部材の塑性化を考慮した設計が行われている。本橋のような中路式のトラス橋梁では, 橋脚部が全体構造の規模に比べて小さいため, 有効な塑性ヒンジを形成させることが困難である。また橋脚基部に発生した残留変位を地震後に復旧することについても同様に困難であることが予想される。したがって, 本橋の耐震性を確保するためには, 地震時の塑性変形を支承部に集中させることで, 構造部材の損傷を極力小さくする必要がある。

以上の観点から, 免震支承の比較検討を行ったところ, 表-1 に示すように, 従来型の免震支承構造 (第 1 案と第 2 案) については製造上及び品質確保上の理由で適用が困難と結論づけられ, 第 3 案のすべり型免震支承が最適構造であると判断された。

従来型の免震支承では 1 つの支承で鉛直力と水平力の両者を支持していたのに対して, すべり型免震支承では, 鉛直力を負担する支承 (荷重支持板) と水平力を負担する支承 (バッファー) が分離されている。そのため従来型と比較して, サイズをコンパクト化することが可能である。また荷重支持板の水平移動による摩擦減衰効果により, 地震時の移動量を小さくすることも可能である。

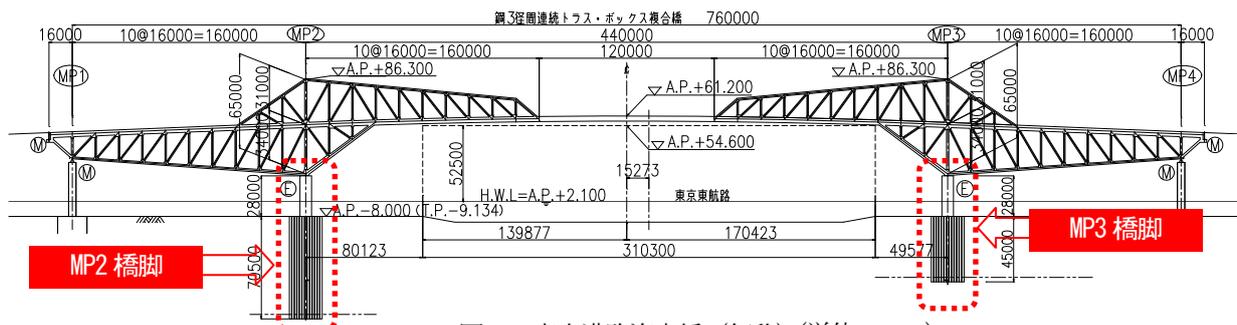


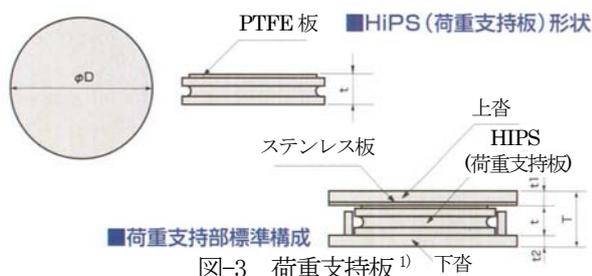
図-2 東京港臨海大橋 (仮称) (単位 : mm)

表-1 免震支承構造の比較評価 (単位:mm)

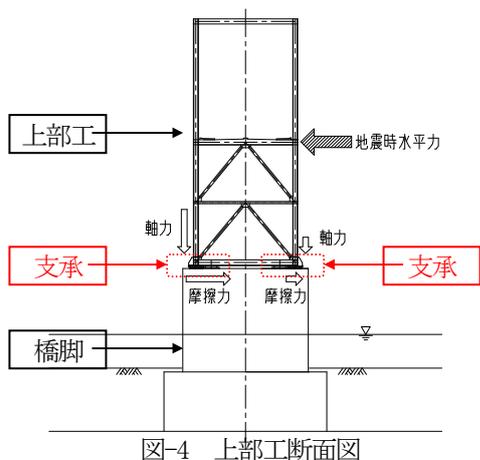
	第1案 高減衰ゴム支承 (HDR)	第2案 鉛プラグ入りゴム支承 (LRB)	第3案 すべり型免震支承
概要図			
支承寸法	・2520×2520×1091×2個	・2720×2720×1356×2個	・鉛直支承 (荷重支持板) : φ2700×250×1個 ・水平支承 (バッファ) : 1620×1620×386×4個
製造能力	現在の製造設備で可能な最大製作寸法をやや上回っており、製造設備の開発が必要。		現在の製造設備で製造可能。
品質管理	支承厚が厚く、ゴム内外の品質制御が非常に難しい。		支承厚が薄く、ゴムの品質確保は比較的容易。
経済性	2.4 (設備投資費含まず)	1.7 (設備投資費含まず)	1.0

2. すべり型免震支承の適用に関する検討

摩擦減衰機構は、荷重支持板 (図-3) 上面の PTFE (フッ素樹脂) 板と上沓下面のステンレス板で確保される。



両摩擦係数は、すべり面に作用する面圧 (単位面積当たりの鉛直反力) と加振速度に依存することが知られており、モデル式²⁾が既に提案されている。しかし本橋上部工の重心位置は支承位置より高い位置にあるため (図-4)、通常の桁橋では常時に対する地震時の鉛直反力の変化率が20%程度であるのに対して、本橋では100%程度となる。



また支承規模が、現時点の最大事例である北海道の鈴蘭大橋の50,000kNリング沓を越え、世界最大規模 (100,000kN) となることから、支承に作用する面圧と摩

擦力の関係については真重なる検証が必要となった。

以上をふまえて、荷重支持板に対する面圧と加振速度を変化させた加振試験を実施することで、摩擦係数の面圧及び速度依存性を再検証し、両者の関係を定式化することになった。

2.1 試験計画

加振試験計画を表-2と3に示す。表-2の供試体AとBのそれぞれに対して、加振速度と面圧を1ケースずつ変化させた正弦波加振試験 (表-3) を計画した。

表-2 供試体の種類と試験ケース

供試体名称 (摩擦係数)	試験ケース	加振パターン [kine]	供試体回転角
供試体 A (0.15)	A-1	0.5→80	—
	A-2 ¹	80→0.5	—
	A-2 ²	ランダム	—
	A-3 ¹	0.5→80	1/300
	A-3 ²	0.5→80	1/600
供試体 B (0.10)	B-1	0.5→80	—
	B-2 ¹	80→0.5	—
	B-2 ²	ランダム	—
	B-3 ¹	0.5→80	1/300
	B-3 ²	0.5→80	1/600

表-3 加振速度/面圧ケース

加振速度 [kine]	0.5	1.0	5.0	10	20	30	40	80
面圧 [N/mm ²]	1.5	3.0	6.0	12	20	25	30	40

(1) 供試体の選定

試験実施当時は実物大の支承 (鉛直反力約100,000kN) に対して設計反力を再現する載荷設備が国内になかったため、再現可能な最大鉛直反力に対応する縮小供試体 (許容鉛直反力1750kN) を用いた。PTFE材料の摩擦係数は0.15 (供試体A) と0.10 (供試体B) の2種類とした。

通常の場合、摩擦係数を高く設定することで、高い免震効果が確保されるため、摩擦係数 0.15 相当の製品が適用される場合が多い。しかし本橋上部工の固有周期は比較的長く、発生する水平加速度も低いいため、摩擦係数を低く設定することで高い免震効果を得る可能性がある。よって摩擦係数 0.10 相当の製品に対しても試験を行った。

なお支承には、桁の回転や据え付け時の誤差等による偏載荷重の作用が考えられるため、荷重偏載時のケースも設定した。回転角は、連続桁の中間支点部の支承における回転照査の許容値である 1/300（上部工が鋼橋の場合）及びその半分の 1/600 とした。

(2) 加振試験装置の概要

加振試験装置を図-5 に示す。鉛直及び水平方向に荷重可能な 2 軸荷重試験機により、鉛直荷重装置で面圧を再現し、水平荷重装置で加振した。

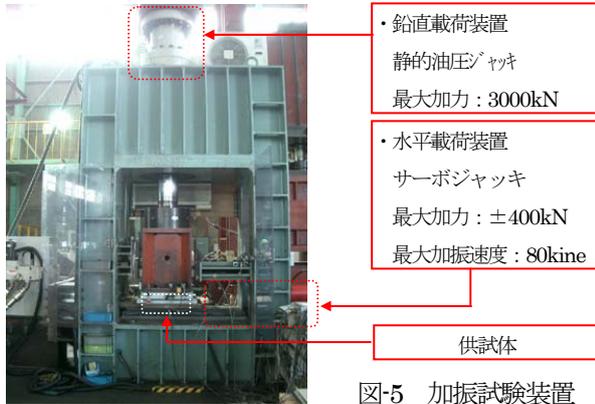


図-5 加振試験装置

(3) 加振試験ケースの選定

表-3 の面圧と加振速度の組み合わせに基づき、表-2 の各供試体に対して、計 64 ケース / 1 体の試験を実施した。

①加振速度

既往研究²⁾を参考にして、摩擦係数の速度依存性が顕著に変化する 0.5~5.0kine までを比較的細かく分割し、その後は試験機の最大能力である 80kine までをほぼ等分に分割した。なお本橋の地震時の最大発現速度は 40kine である。

②面圧

初期値として、支承便覧³⁾に規定されている最小荷重 1.5 N/mm²を設定した。また本支承の設計死荷重相当として 12 N/mm²、設計最大荷重として 25 N/mm²、及び地震時の反力差による増加分を考慮した 40 N/mm²を設定した。

③加振順序

加振履歴による摩擦面の発熱等による摩擦力の変化を確認するため低速度 (0.5kine) から高速度 (80kine) に順次変化、高速度 (80kine) から低速度 (0.5kine) に順次変化、ランダムに加振速度を変化させた合計 3 パターンを設定した。

(4) 加振手法

加振パターンの一例を図-6 に示す。

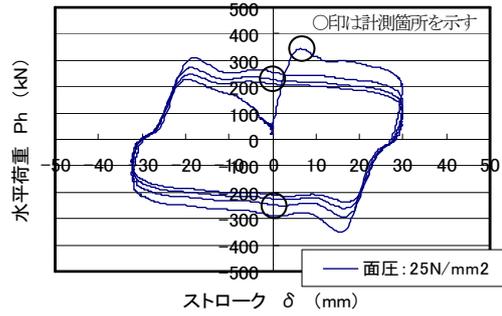


図-6 加振パターン

①1 ケースあたりの加振回数

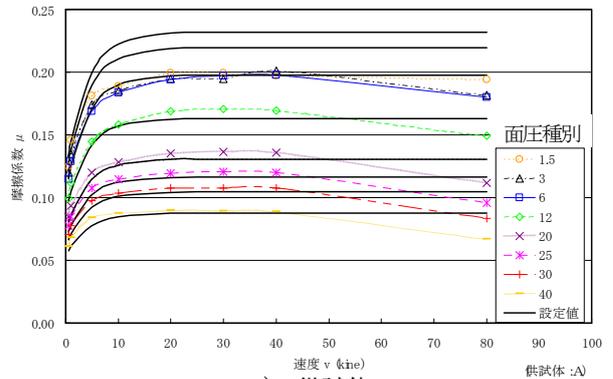
1 ケースあたりの加振回数は、既往加振試験²⁾を参考に 4 波とした。但し 1 波目は試験機の起動等により数値が安定しないため、2 波から 4 波の平均値を当該供試体の特性値とした。

②1 ケースあたりの加振幅

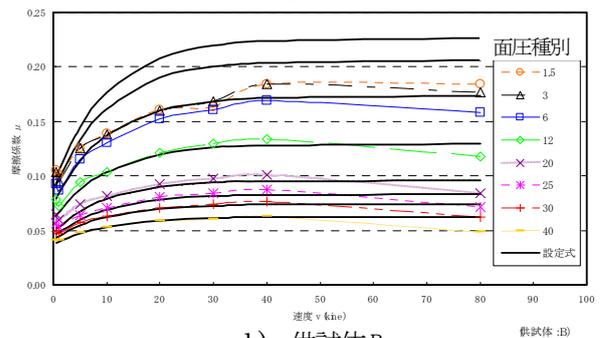
加振幅は、既往加振試験⁴⁾を参考に±30mm を基本とした。但し、加振速度 80kine のケースについては、±30mm の加振幅では加振周期が非常に短くなることから、加速度等の影響による測定誤差が懸念されるため、±80mm とした。

2.2 試験結果と考察

図-7 に速度と摩擦係数の関係を、図-8 に面圧と摩擦係数の関係を示す。

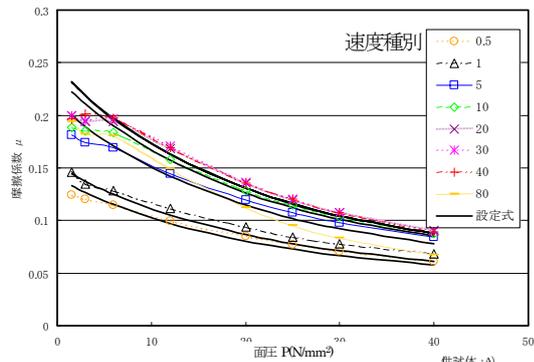


a) 供試体 A

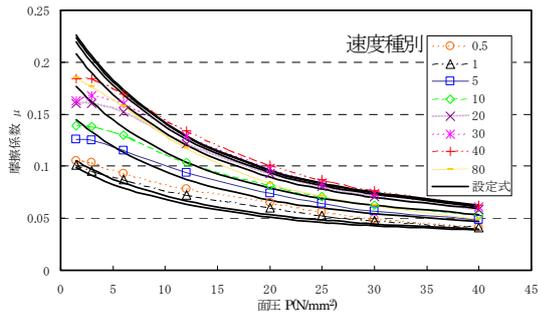


b) 供試体 B

図-7 摩擦係数の速度依存性



a) 供試体 A



b) 供試体 B

図-8 摩擦係数の面圧依存性

速度依存性については、供試体 A,B ともに、速度の増加に伴い摩擦係数が指数関数的に増加し、一定値に漸近する傾向が確認された。80kine 付近では摩擦係数が若干低下した。面圧依存性については、面圧の増加に伴い摩擦係数が指数関数的に減少する傾向が確認された。

2.3 支承バネモデルの設定

摩擦係数に対して速度と面圧の双方が指数関数的な変化を示すことから、両者の関係を自然対数で近似した。近似式を式(1)に示す。

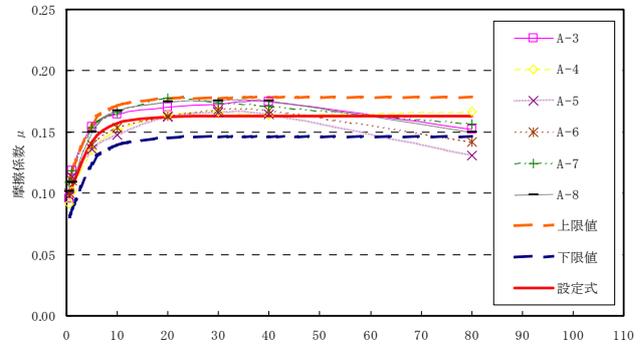
$$\mu(P, V) = s'(\beta - e^{-nV})(1 - e^{-kP})/P + \alpha \quad (1)$$

ここに、 μ は摩擦係数、 P は面圧(kN/cm²)、 V はすべり速度(cm/s)、 s' 、 n 、 k 、 α 、 β は材料パラメーターである。図-7, 8の試験値と比較すると、低面圧部で試験結果と若干のずれが生じるものの、地震時設計面圧である12~20kN/mm²では比較的良好なフィッティング結果が得られた。但し、得られた摩擦係数の試験結果が幅をもって分布していることに配慮し、設計では分布の上限値と下限値の両方の値を使用した解析を行い、得られた結果が安全側となる値で応力照査等を行うものとした。上限値と下限値の設定結果を表-4と図-9に示す。

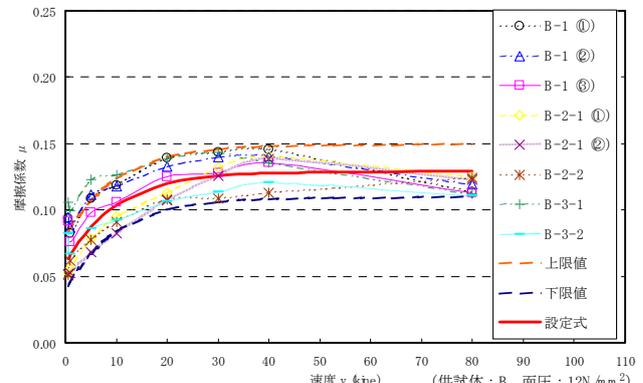
供試体Aの高速帯における下限値が試験結果をやや上回るが、設計上想定される最大速度が40kine程度であることを考えると、少なくとも設計上での安全側の設定ができたものと考えられる。

表-4 材料パラメーターの設定

		S'	k	α	β	n
供試体A (0.15)	上限値	1.40	0.085	0.040	1.85	0.25
	設定式			0.025		
	下限値			0.008		
供試体B (0.10)	上限値	1.00	0.150	0.045	1.50	0.10
	設定式			0.025		
	下限値			0.005		



a) 供試体 A



b) 供試体 B

図-9 解析モデルの設定結果

3. おわりに

本稿は国土交通省関東地方整備局より受託した平成15年度東京臨海道路構造検討調査で開催した耐震・基礎工構造検討分科会(委員長:日下部治東京工業大学大学院教授)における審議結果に基づいてとりまとめたものである。御助言及び御指導いただいた関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 株式会社ビービーエム:機能分離型支承装置パンフレット。
- 2) 日比雅一, 高橋良和, 家村浩和:振動台実験による滑り免震支承の速度・面圧依存性数値モデルの検証, 第58回土木学会年次学術講演会, I-395, 2003.09.
- 3) 日本道路協会:道路橋支承便覧, pp.103, 1992.7.
- 4) 伊津野和行, 袴田文雄, 佐藤大輔, 中村一平:橋梁の機能分離型免震すべり支承に関する実験的研究, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 1998.11.