

川崎港臨港道路東扇島水江町線における主橋梁支承構造の性能試験計画（案）の検討

森本 悟司*・遠藤 敏雄**・豊島 孝之***・吉岡 勉****・飯塚 知浩*****・齊藤 泰*****

- * (一財)沿岸技術研究センター 調査部 主任研究員
- ** (一財)沿岸技術研究センター 調査役
- *** 大日本コンサルタント株式会社 構造保全技術部 第二計画室 主幹
- **** 大日本コンサルタント株式会社 構造保全技術部 第二計画室 室長
- ***** 国土交通省 関東地方整備局 京浜港湾事務所 調査第一係長
- ***** 国土交通省 関東地方整備局 京浜港湾事務所 前任建設管理官

川崎港臨港道路東扇島水江町線は、東京国際空港の空頭制限や京浜運河の桁下空間の確保等により、主橋梁部では、中央径間 575m, 主桁上主塔高さ約 50m, 塔高径間長比 1:10 超の低主塔斜張橋が採用されている。また $R=2700m$ を持つ曲線橋であり、橋軸直角方向には常時、水平方向荷重が作用する。レベル 2 地震時に対しては、免震化による地震力の低減を期待した構造形式であり、端橋脚部に機能一体型支承、中間橋脚部に機能分離型支承を採用している。主橋梁部の耐震設計思想に基づく支承構造への要求性能を踏まえ、支承が要求性能を満足していることを検証する性能試験計画（案）の立案が技術的課題であり、本稿では、川崎港臨港道路東扇島水江町線の主橋梁部支承構造の性能試験計画（案）についての検討の結果を報告する。

キーワード：臨港道路、斜張橋、免震支承、性能試験計画

1. はじめに

現在、川崎港の東扇島地区と内陸部を結ぶ臨港道路は川崎港海底トンネルのみであり、交通集中による慢性的な混雑により港湾物流の利便性が大きく低下している。また、大規模災害発生時には、川崎港海底トンネルが不通になった場合、基幹的広域防災拠点である東扇島地区から被災地への緊急物資輸送に支障を来す懸念がある。このような背景を踏まえ、大規模災害発生時の緊急物資輸送ルート強化および平時における円滑な港湾物流機能の向上を目的として、川崎港臨港道路東扇島水江町線（以下、本橋）が整備中である（図-1）。

本橋は、東扇島から水江町に至る延長およそ 3km の往復 4 車線（一部 2 車線）の道路橋であり、京浜運河を横過する主橋梁部は、東京国際空港の空頭制限や京浜運河

の桁下空間の確保等の諸条件により、中央径間 575m, 主桁上主塔高さ約 50m, 塔高径間長比 1:10 超の低主塔斜張橋（図-2）を採用している¹⁾。

本稿では、本橋の主橋梁部の耐震設計思想に基づく支承構造への要求性能を踏まえ、支承に対して実施する性能試験計画（案）についての検討の結果を報告する。



図-1 川崎港臨港道路東扇島水江町線 位置図

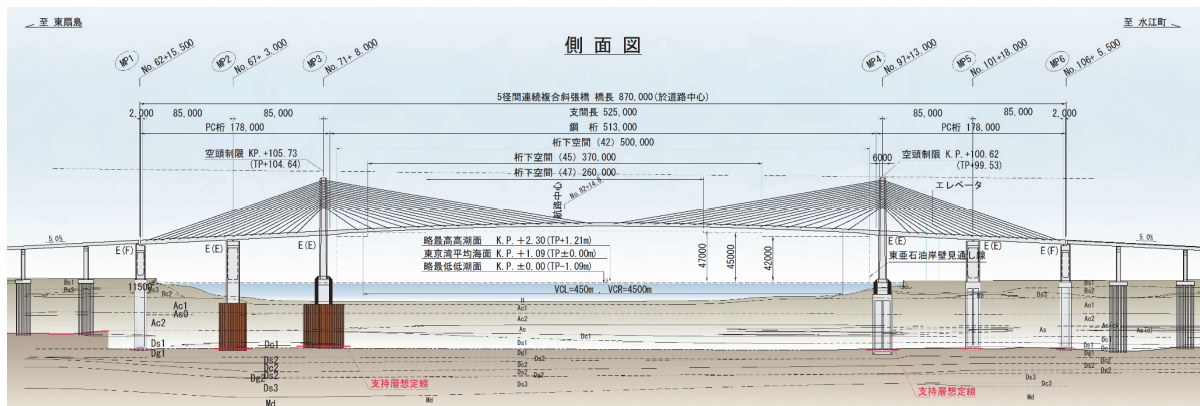


図-2 川崎港臨港道路東扇島水江町線主橋梁部 一般図

<主橋梁部の基本諸元>

- ・ 橋梁形式：5 径間連続複合斜張橋
- ・ 橋長：870m (87.5+85+525+85+87.5m)
- ・ 幅員：20.2m(鋼桁区間)， 19.0m(PC 桁区間)
- ・ 桁高：3.0m(鋼桁区間)， 4.0m(PC 桁区間)

2. 主橋梁支承構造の設計上の特徴

2.1 主橋梁支承構造の設計条件

(1) 主橋梁部の支承条件

本橋は、 $R=2700m$ を持つ曲線橋であり、橋軸直角方向には常時、水平方向荷重が作用する。そのため、支承を弾性支持構造とした場合には、アプローチ橋梁との掛け違い部において橋軸直角方向に水平力の位相差が生じることとなる。そこで、本橋の設計では次のように、常時及びレベル1地震時とレベル2地震時とで、支承における拘束機能が切り替わる構造を採用している²⁾。

1) 常時及びレベル1地震時

車両の走行性や桁内の添架管の接続性に配慮すると、支承部で直角方向変位は生じさせないことが望ましい。そのため、全支承 (MP1～6) において橋軸直角方向変位を固定化する構造としている。

2) レベル2地震時

直角方向変位を生じさせない構造は、レベル2地震時に大きな地震力が下部工に伝達され不合理な設計となる。そのため、中間橋脚部 (MP2～MP5) の支承については、レベル2地震時には橋軸直角方向の固定化構造をせん断破壊させることで支承の全方向が免震化に切り替わる構造としている。



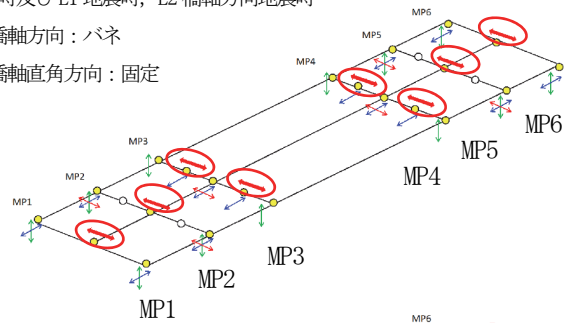
図-3 主橋梁部の解析モデル

表-1 支承条件

支点	レベル1地震		レベル2地震	
	荷重の作用方向		荷重の作用方向	
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
MP1	免震 (EM)	固定 (F)	免震 (EM)	固定 (F)
MP2	免震 (EM)	固定 (F)	免震 (EM)	免震 (EM)
MP3	免震 (EM)	固定 (F)	免震 (EM)	免震 (EM)
MP4	免震 (EM)	固定 (F)	免震 (EM)	免震 (EM)
MP5	免震 (EM)	固定 (F)	免震 (EM)	免震 (EM)
MP6	免震 (EM)	固定 (F)	免震 (EM)	固定 (F)

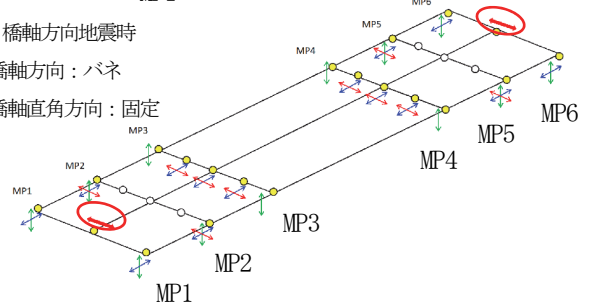
1) 常時及びL1地震時, L2橋軸方向地震時

橋軸方向：バネ
橋軸直角方向：固定



2) L2橋軸方向地震時

橋軸方向：バネ
橋軸直角方向：固定



- 橋軸方向免震バネ
- 橋軸直角方向免震バネ
- 鉛直方向バネ or 固定
- 橋軸直角方向固定

図-4 支承部のモデル化

(2) 支承形式と支承配置

図-5 に本橋の支承形式と支承配置図を示す。本橋は免震化による地震力の低減を期待した構造形式であり、端橋脚部に機能一体型支承、中間橋脚部に機能分離型支承を採用している。

1) 端橋脚部 (MP1, MP6)

常時及びレベル1地震時とレベル2地震時を通して、橋軸直角方向変位を固定する機能一体型支承 (免震ゴム支承) である。

2) 中間橋脚部 (MP2, 3, 4, 5)

鉛直機構と水平機構を分離した機能分離型支承を採用している。橋軸直角方向に対しては、レベル1地震時までは固定されるが、レベル1地震時より大きい地震力で固定化構造 (支承版支承を拘束するサイドブロックの固定ボルト) がせん断破壊され、免震化する。

- ① 鉛直支承（鋼製支承（すべり板と弾性体を組み合わせた支承板支承））：■
- ② 水平支承（免震ゴムバッファ）：■

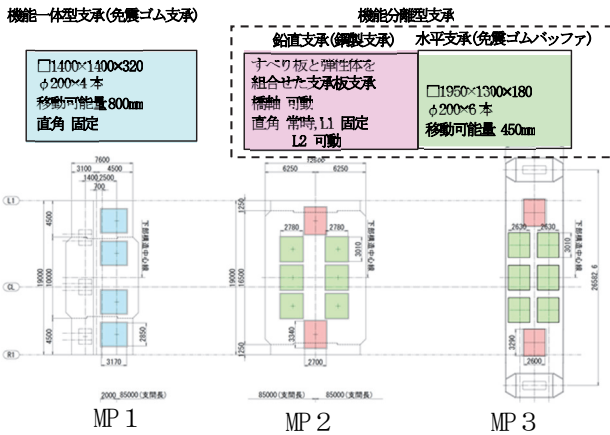


図-5 支承配置図

(3) 免震ゴム支承及び免震ゴムバッファの形状

図-6 に免震ゴム形状を示す。大型で矩形の鉛プラグ入り天然積層ゴム支承（LRB:Lead Rubber Bearing）を使用する。

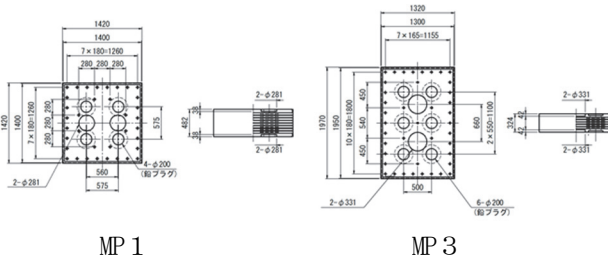


図-6 免震ゴム支承形状

(4) 鉛直支承（支承板支承）の構造

中間橋脚部（MP 2, 3, 4, 5）の支承はレベル1地震時より大きい地震力で橋軸直角方向に免震化させる。常時においては橋軸直角方向変位は鉛直支承（鋼製支承：密閉ゴム支承板支承（BP-B））のサイドブロックにより拘束されるが、サイドブロックの固定ボルトは、レベル1地震力に対しては耐力を有する一方で、レベル2地震時にはせん断破壊される設計としている。拘束が解かれることで、水平支承が水平バッファに切り替わり、免震化する。図-7 に鉛直支承の構造を示す。

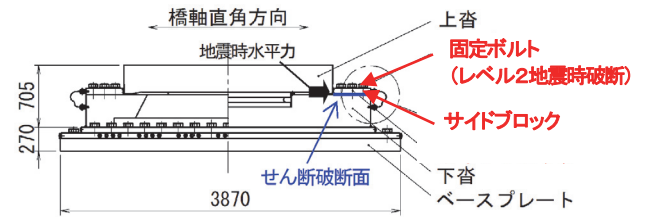
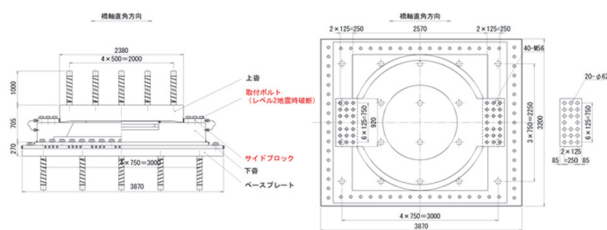


図-7 中間支点部の鉛直支承構造

(5) 支承設計における適用基準

本橋の支承設計は、道路橋示方書・同解説（平成24年3月）^{3),4)}、道路橋支承便覧（平成16年4月）⁵⁾によるが、支承の性能試験計画（案）における性能確認試験等の品質管理方法に関しては、具体的な記載のある道路橋支承便覧（平成30年12月）⁶⁾を適用することとした。

2.2 主橋梁支承構造に対する要求性能

支承の性能試験計画（案）を立てる上での支承構造に関する要求性能は以下の通りである。

(1) 設計図書に用いられている支承設計条件

表-2 に本橋の設計に用いた免震ゴム支承の設計条件（非線形履歴モデル、等価剛性、等価減衰定数）を示す。

表-2 ゴム支承の設計条件

		MP1	MP2	MP3	MP4	MP5	MP6	
非線形履歴モデル (175%)	一次剛性	K_1 kN/m	36,198	78,977	78,977	78,977	56,412	36,198
	二次剛性	K_2 kN/m	5,569	12,150	12,150	12,150	8,679	5,569
	降伏変位	u_y mm	34.2	23.5	23.5	23.5	32.9	34.2
	降伏力	Q_y kN	1,238	1,857	1,857	1,857	1,857	1,238
	降伏荷重	Q_d kN	1,048	1,571	1,571	1,571	1,571	1,048
等価剛性 (175%せん断ひずみ)	K_E kN/m	7,440	17,139	17,139	17,139	12,242	7,440	
等価減衰定数 (175%せん断ひずみ)	h_E	-	0.1503	0.1715	0.1715	0.1715	0.1503	
非線形履歴モデル (250%)	一次剛性	K_1 kN/m	38,202	84,323	84,323	84,323	60,231	38,202
	二次剛性	K_2 kN/m	5,877	12,973	12,973	12,973	9,266	5,877
	降伏変位	u_y mm	32.4	22.0	22.0	22.0	30.8	32.4
	降伏力	Q_y kN	1,238	1,857	1,857	1,857	1,857	1,238
	降伏荷重	Q_d kN	1,048	1,571	1,571	1,571	1,571	1,048
等価剛性 (250%せん断ひずみ)	K_E kN/m	7,187	16,465	16,465	16,465	11,761	7,187	
等価減衰定数 (250%せん断ひずみ)	h_E	-	0.1113	0.1284	0.1284	0.1284	0.1113	

※道路橋支承便覧（平成16年4月）により算出

(2) 鉛直支承サイドブロック固定ボルトのせん断耐力

中間橋脚部の鉛直支承のサイドブロックの固定ボルトは、レベル1地震時ではせん断破断せず、レベル2地震時には破断し、免震機構に移行する設計である。サイドブロック固定ボルトの設計は、ボルト強度の下限值（公称値）で設計され、過度な耐力を有していないことを要求している。具体的には次の通りである。

表-3 に各支承（MP 1～6）における作用力と抵抗力を示す。この設計値をもとに、サイドブロック固定ボルトのせん断耐力（公称値（ $=830/\sqrt{3}=479.2\text{N/mm}^2$ ）で算定）に対する地震時の設計水平力の比率を次の通り算出する。

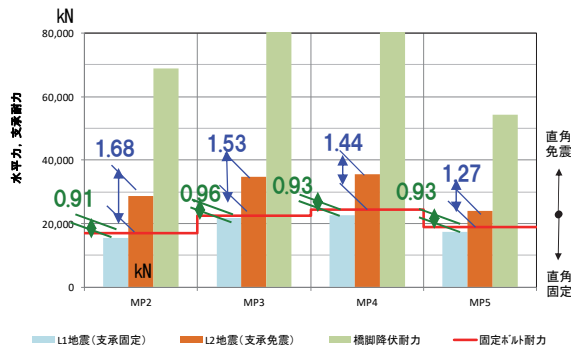
- 1) レベル1地震時の支承部に作用する設計水平力/サイドブロック固定ボルトのせん断耐力
- 2) レベル2地震時の支承部に作用する設計水平力/サイドブロック固定ボルトのせん断耐力

算出した比率を図-8 に示す。固定ボルトのせん断耐力 S_u が、レベル1地震時設計水平力（ $=0.96Su$ ）より大きく、レベル2地震時設計水平力（ $=1.27Su$ ）以下の範囲内であ

ることが、要求性能となっている。

表-3 各支承における作用力と抵抗力

	MP1	MP2	MP3	MP4	MP5	MP6	備考
①L1水平力	kN	15,498	21,786	22,681	17,446		支承条件固定
②L2水平力	kN	12,403	28,668	34,640	35,460	24,108	支承条件免震
③橋脚降伏耐力	kN	68,941	125,056	85,365	54,389		橋脚耐力Pu/固定箇所数
反力受点	個	1	1	1	1	1	1:片側, 2:両側
設計反力	kN	0	15,498	21,786	22,681	17,446	0
固定Bolt径		M56	M56	M56	M56	M56	強度区分8.8
谷部断面積	mm ²	1967	1967	1967	1967	1967	
せん断耐力	N/mm ²	479	479	479	479	479	830/√3=479.2
固定Bolt本数小計	本	0	18	24	26	20	0:抵抗本数
④SB耐力	kN	0	16,967	22,622	24,507	18,852	0
判定		OK	OK	OK	OK	OK	
耐力比(②/④)			1.68	1.53	1.44	1.27	



1) 緑字: L1地震力で破断する公称値との比率
2) 青字: L2地震力で破断する公称値との比率

図-8 固定ボルト耐力と地震力の関係

(3) 支承メーカーの選定要件

支承の製造方法、品質管理方法は各支承メーカーで異なる。当該支承の免震性能を安定した精度で確保するため、設計条件に見合う性能の支承を製作可能な支承メーカーを下記観点から選定することが必要となる。

- ・製作される支承の性能に関する設計解析手法が実験的・理論的に証明できること。
- ・支承形状の違いを考慮して、免震ゴム支承の非線形履歴特性がバイリニアモデル（特性式）と同等であることを確認していること（日常の社内品質管理や受注した支承の確認試験で品質を常に保証し、かつ向上のための対策を施していること）。
- ・試験機能力に応じて縮小供試体による出荷時の支承確認試験を行う場合の、実支承の性能保証に対する判定条件を標準化していること。

3. 支承構造性能試験計画（案）の基本方針

前述の主橋梁支承構造に対する要求性能を踏まえ、支承製品が所要性能を満たすことを製品出荷前に検証するための性能計画（案）を以下の方針で立案した。

3.1 性能試験の基本方針

(1) 免震ゴム支承の性能試験

免震ゴム支承が所要の免震性能を満たすことを性能確認試験にて、以下の方針で検証する。

- ・設計で期待するエネルギー吸収能が確実に発揮されるために、250%せん断変形前（175%せん断ひずみ）

において、等価剛性、等価減衰定数、非線形履歴特性を検証する。

- ・東北地方太平洋沖地震においてゴム本体の破断が確認されたため、許容変位（250%せん断ひずみ）に対してもゴム支承が破断しないことを確認する。
- ・大型のゴム支承となるため、出荷品に対する250%のせん断変形性能試験が試験機能力により困難な場合は、縮小した供試体で試験を実施する。このとき、実支承の非線形履歴特性と同等であることを証明する必要がある。
- ・中間橋脚部のゴムバッファは矩形となるため、短辺と長辺方向に加振して要求性能を検証する。

以上を踏まえ、本性能試験（案）にて計画とした試験項目と確認方法を下記及び表-4に示す。

- ① せん断剛性試験（±175%せん断変形試験）
 - ・せん断剛性（等価剛性）の検証
 - ・等価減衰定数の検証
- ② せん断変形性能試験（±250%せん断変形試験）
 - ・ゴムが破断しないことの検証
 - ・非線形履歴特性の検証

表-4 ゴム支承の性能確認試験

項目	確認方法	出典
①せん断剛性 (力学的特性試験) [±175%]	免震ゴム支承に有効設計変位(175%)を正負繰返し与え、そのときの等価剛性が設計値に対し±10%以内、等価減衰定数が設計値以上であることを確認する。	H24道示V p. 279 H16支承便覧p. 200 (H30支承便覧p. 291)
②せん断変形性能 (特性検証試験) [±250%]	・免震ゴム支承に許容変位(250%)を与えて破断しないことを確認する。 ・また、設計式によるバイリニアモデルが5回目の載荷における水平荷重-水平変位関係の履歴特性を適切に表していることを確認する。 (限界状態2のゴム材料のハードニングが発生するものの、減衰特性に及ぼす影響がないことを確認する。)	H24道示V p. 278 H24道示V p. 280 (H30支承便覧p. 293)

※試験は被覆 EPDM 系ゴムを用いたもので行う。

(2) 鉛直支承のサイドブロック固定ボルトの性能試験

中間橋脚部の鉛直支承のサイドブロックの固定構造は、レベル2地震時に確実に破壊でされる構造とする必要がある。そのため、サイドブロック固定ボルトのせん断耐力に過不足がないことを以下の方針で検証する。

- ・単体のボルト（製品のばらつきを排除した本数）に対し、せん断耐力が所要の範囲内であることを確認する。
- ・本橋ではサイドブロックの固定ボルトが多列配置になるため、ボルトを群と見なした場合のせん断耐力の挙動について確認する。なお、多列配置とした場合に、支承固定構造の終局破壊モードをどう確認するかが課題となる。そこで本試験計画（案）では、破壊の形式は、
 - ①ボルト部のせん断破壊
 - ②母材の純断面破断や縁端部破断
 - ③ボルト孔の支圧破断

の3形式であることを前提とし、実支承・試験体ともに、形式②③の破壊が起きないように形状（ボルト間隔、縁端部距離）に配慮した試験体とすることで、形式①の破壊のみを扱うように考えた（多列であっても1本が単独で働くようなボルト間隔を設定し、試験体において、母材の純断面破断や縁端破断やボルト孔の支圧破壊が、ボルトのせん断破断より先行して起きないように形状に配慮した）。

- ・試験機能力の制限から、試験に使用するボルト径を実支承（M56）と同じにはできないため、ボルト径・ボルト間隔及び板厚を縮小して、試験を実施する。破壊形態が実支承と試験体で整合していれば、縮小試験体においてせん断破断の相似則が成立するものと考えた。
- ・サイドブロック固定ボルト（M56）とのボルト孔（φ62（φ56±3mm）の隙間（孔ガタ）は、製作精度や取付精度により異なることが想定されるため、孔ガタをパラメータにせん断耐力の過不足を確認する。

固定ボルトの性能試験計画（案）としては、下記項目について実施することとした。

- ① ボルト要素試験
- ② 多列ボルトのせん断耐力試験
- ③ ボルト孔の施工精度（孔ガタによる不均一）を考慮したせん断耐力試験

3.2 免震ゴム支承の性能試験（案）

(1) 試験機の一例

せん断変形性能試験は、圧縮せん断試験機を使用することを想定としている。本計画案で想定した試験機の概要を図-9に示す。

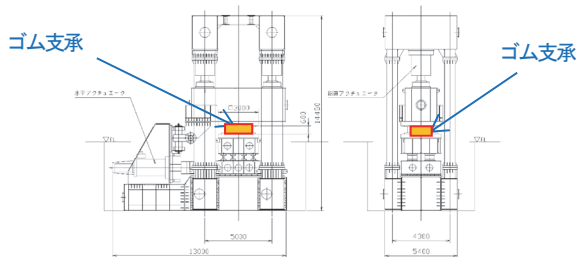


図-9 40MN（4,000t）圧縮せん断試験

(2) 供試体

1) 端橋脚部（MP1：機能一体型ゴム支承）

端橋脚のゴム支承形状（□1400×1400mm，te=40mm，8層）では実物大での250%変位は800mmとなり、試験機のスローク（加振振幅量）が不足する。そのため、縮小した供試体を用いるものとした。250%以上のせん断変形性能試験について記載があるNEXCOの構造物施工管理要領⁷⁾を参考に、本試験計画（案）では、実支承の平面寸法の0.75倍の供試体を用いるものとし

た。ただし、実支承と縮小供試体との等価剛性・等価減衰定数について整合性を確認するためには一次・二次形状係数を合わせる必要があり、厚さについても0.75倍とした（一次・二次形状係数，ゴムの弾性係数，鉛面積比率，等価減衰定数は同じ）。

2) 中間橋脚部（MP3：機能分離型ゴム支承）

主塔部の免震ゴムバッファ形状は□1950×1300mm（te=36mm，5層）であるが、実物大の250%水平力にハードニングの影響（ひずみが大きくなると剛性が急激に増加し履歴面積も増大する現象）を考慮すると試験機の最大水平力を超過する恐れがある。そのため、縮小供試体（平面寸法・厚さに関して0.75倍，一次・二次形状係数，ゴムの弾性係数，鉛面積比率，等価減衰定数を同じ）を用いることとした。

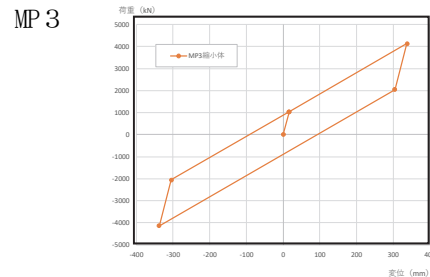
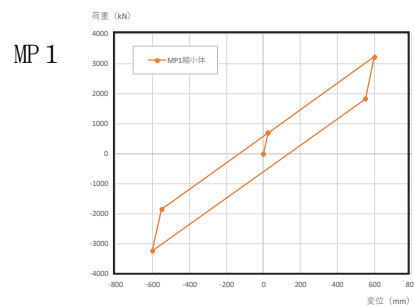


図-10 ゴム支承の縮小した供試体の特性値

(3) 試験条件

各縮小供試体のせん断変形試験の試験条件を以下に示す。加振回数は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編（平成24年3月）に準拠している。

表-5 せん断変形試験（±175%）の载荷条件

	MP1縮小体 （端支点）	MP3縮小体 （中間支点）
鉛直荷重 (kN)	1618.9 (1.57N/mm ²)	0*
水平変位 (mm)	±420.0	±236.3
加振回数	3	

※試験機に応じた最低面圧をかけての試験となる

表-6 せん断変形試験（±250%）の载荷条件

	MP1縮小体 （端支点）	MP3縮小体 （中間支点）
鉛直荷重 (kN)	1618.9 (1.57N/mm ²)	0*
水平変位 (mm)	±600.0	±337.5
加振回数	6	

※試験機に応じた最低面圧をかけての試験となる

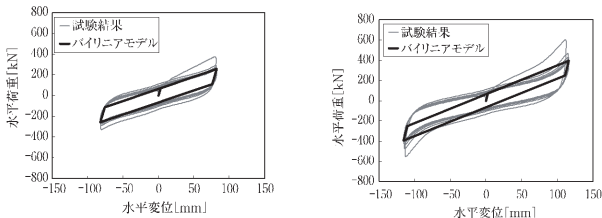
(4) 評価基準

- 1) せん断剛性試験 (±175%せん断変形試験)
基本特性試験 (せん断試験) として、±250%せん断変形試験に先立ち、等価剛性と等価減衰定数を検証する。
①3 回目の特性値である等価剛性が設計値に対して±10%以内、等価減衰定数が設計値以上であること。
②175%せん断ひずみ時の試験結果とバイリニアモデル (設計式) を併記することで、設計式によるバイリニアモデルが3 回目の载荷における水平荷重-水平変位関係の履歴特性を適切に表していること (図-11 a) 参照)。

表-7 175%せん断ひずみを与えた時の等価剛性・等価減衰定数

	記号	単位	MP1縮小体 (端支点)	MP3縮小体 (中間支点)
等価剛性	KB	kN/m	5580	12768
等価減衰定数	hB	-	0.1503	0.1725

- 2) せん断変形性能試験 (±250%せん断変形試験)
①ゴム部に割れ、ふくらみ等の有害な欠陥が生じないこと (目視確認)。
②設計式によるバイリニアモデルが5 回目の载荷における水平荷重-水平変位関係の履歴特性を適切に表していること (図-11 b) 参照)。具体的には、250%せん断ひずみ時の試験結果とバイリニアモデル (設計式) を併記することで、試験結果によるエネルギー吸収量が安全側となっている (設計式より大きい) ことを確認する。



a) 175%せん断ひずみ b) 250%せん断ひずみ

図-11 エネルギー吸収能の妥当性検証

3.3 ボルトの性能試験 (案)

(1) ボルト要素試験

1) 試験機

支承メーカー所有の 300t 圧縮試験機により行うことを想定した。载荷荷重は、試験機能力 300t に対して安全余裕を考慮して 150t 以下になるように設定する。

2) 試験方法

ボルト単体のせん断破壊試験方法について JIS 規格に規定がないため、図-12 に示す方法にて実施する。

<試験体のボルトの径と長さ>

本橋に使用されるサイズ M56-190mm (MP 2, MP 5), M56-250mm (MP 3), M56-330mm (MP 4) と同じとした。

<試験に使用するボルト本数>

試験に使用するボルトは、本橋に使用ボルト全数の 10% を抽出して試験を実施すればボルトに対するばらつきを排除できると考え、36 本とした。

表-8 ボルト要素試験本数

M56-190mm 板厚 t=75mm	M56-250mm 板厚 t=140mm	M56-330mm 板厚 t=210mm
12 本	12 本	12 本

<評価基準>

ボルトの破断荷重 P_s が、下記の範囲内であること (図-13 の模式図を参照)。

$$0.96Su (905kN) < P_s \leq 1.27Su (1197kN)$$

※ボルトせん断耐力 S_u : ボルト谷径断面積 $A_l \times$ 引張強さ $\sigma_t / \sqrt{3}$ ($=50.0462$ (M56 谷径) $\times \pi / 4 \times 830 / \sqrt{3} = 942.6kN$)

※レベル 2 地震時水平力の最小比率 1.27 (図-8 参照) より、 $1.27Su = 1.27 \times 942.6 = 1197kN$ 以下

※レベル 1 地震時水平力の最大比率 0.96 (図-8 参照) より、 $0.96Su = 0.96 \times 942.6 = 905kN$ より大きい。

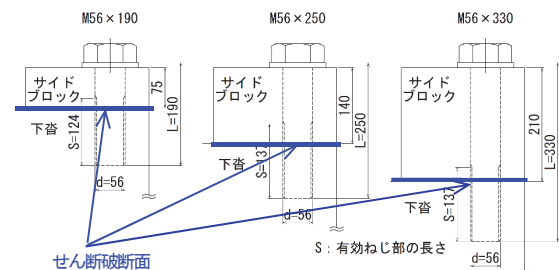
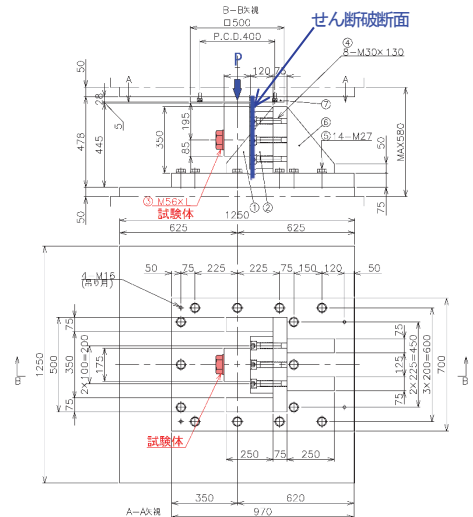


図-12 ボルトのせん断試験要領

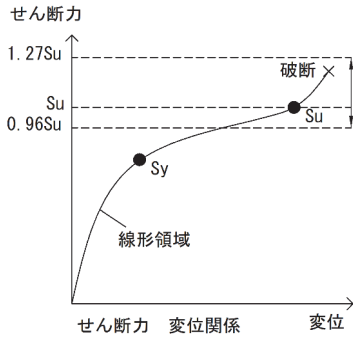


図-13 ボルトのせん断力変位関係 (イメージ)

(2) 多列ボルトのせん断耐力試験

1) 試験機

(1) 1) と同様に、支承メーカー所有の 300t 圧縮試験機により行うことを想定する。

2) 試験方法

多列ボルトのせん断耐力は図-14 の方法で試験を行う。多列試験ではボルト径を M56 から M20 に縮小し、ボルト間隔と板厚をそれぞれ $ctc=125\text{mm}$ から 45mm 、 $t=140\text{mm}$ から 40mm に縮小した試験体とした。なお、試験体は前述の通り、ボルト部のせん断破壊のみを扱うよう、サイドブロックの縁端部破断、純断面破断荷重がボルト破断荷重を上回るように形状に配慮している。

試験の手順は下記①～③による。ボルト径試験体と実験ケース数を表-9 に、得られる結果イメージを図-15 にそれぞれ示す。

- ①Case1 は M20-1 本の試験を実施し、要素試験の M56 との相似性・整合性を確認する ($\tau_{M56} \approx \tau_{M20}$)。
- ②その後、1 行ずつ増やしていきせん断耐力が線形関係にあることを確認する (Case2~4)。
- ③Case2~4 で耐力に線形性が確認できない場合、例えば 2 行配置を固定にして、列数を増やしていくことで群としてのせん断耐力分布を確認する (Case5, 6)。

<評価基準>

多列ボルト (群) の破断荷重が以下の範囲であること。

$$0.96Su \times n(\text{本}) < \sum Ps \leq 1.27Su \times n(\text{本})$$

※ボルトせん断耐力 Su : ボルト谷径断面積 $A1 \times$ 引張強さ $\sigma_u / \sqrt{3}$
 $\sum Ps$: 多列ボルトの群としての破断荷重

表-9 多列試験体と実験ケース数 (行・列数着目)

Case	行数変化				列数変化		備考
	1	2	3	4	5	6	
試験体							
行・列	1 x 1	1 x 3	2 x 3	3 x 3	2 x 4	2 x 5	
ボルト数	1	3	6	9	8	10	1試験当たり
ボルト径 ボルト孔	M20・φ22	M20・φ22	M20・φ22	M20・φ22	M20・φ22	M20・φ22	ボルト径±1

- ※1: 列数変化の試験は行数変化の結果を見て実施ケースを判断
- ※2: 全ケースで試験体は3体実施する

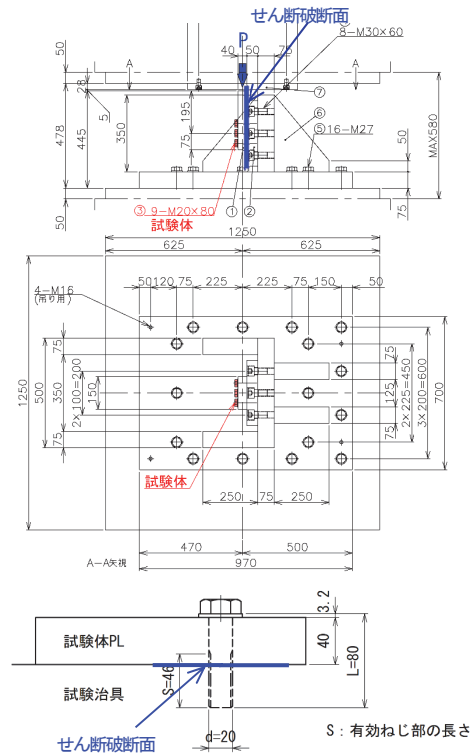


図-14 多列ボルトのせん断試験

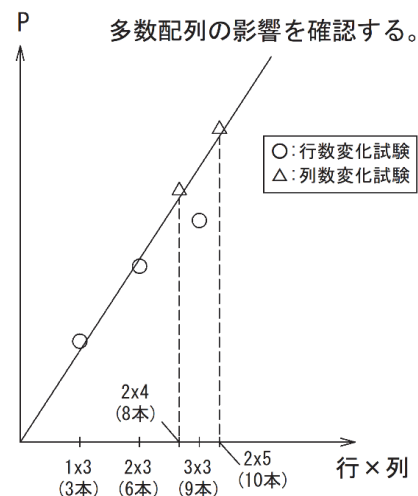


図-15 多列ボルトのせん断力と行列関係 (イメージ)

3) ボルト孔のガタで生じる不均一性によるせん断耐力確認試験(案)

試験体は3×3列配置(=Case4)とし、ボルト孔とボルト設置誤差が生じた場合を想定する。

<試験体のボルト間隔>

設計と同様に、試験の使用ボルト径の2.23倍(45mm)として、ボルト孔位置を調整しガタを設定する(表-10)。

表-10 多列試験体と実験ケース数(孔ガタ着目)

ケース	4-1	4-2	4-3	備考
試験体				孔ガタ
ボルト数	9	9	9	1試験当たり
ボルト孔径	1行目 22 2,3行目 24	1行目 22 2,3行目 24	1行目 22 2,3行目 24	孔径±1, ±2
2,3行目の孔ガタ	2	3	4	

※全ケースで試験体は3体実施する

<評価基準>

孔ガタを考慮した場合であっても考慮しない場合と同様に、多列ボルト(群)の破断荷重が以下の範囲であること。

$$0.96Su \times n(\text{本}) < \Sigma Ps \leq 1.27Su \times n(\text{本})$$

※ボルトせん断耐力 Su : ボルト谷径断面積 $A1 \times$ 引張強さ $\sigma_u / \sqrt{3}$
 ΣPs : 多列ボルトの群としての破断荷重

4) 試験結果のとりまとめ方法及び設計への反映

ボルトの性能試験結果のとりまとめ方法を下記に示す。

① 多列ボルトのせん断耐力試験結果のとりまとめ

試験の結果、ボルト群のせん断耐力試験の補正式を設定し、補正式が設計値の範囲外にある(=0.96~1.27の範囲にない)場合には、設計に反映し、ボルト径または本数、配列の見直し等の対策を取ることとなる(図-16)。

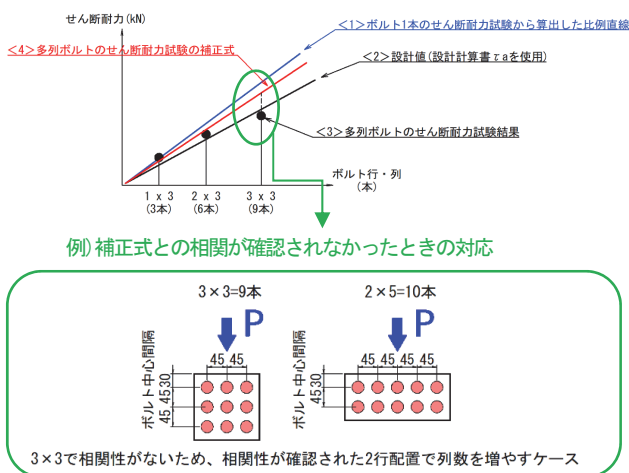


図-16 せん断耐力とボルト本数の関係

② ボルト孔とボルトのガタで生じる不均一性によるせん断耐力確認試験結果のとりまとめ

ボルトのガタをパラメータにした試験結果から、次式によりボルト孔径を設計に反映する。

$$\text{設計ボルト孔径} = \text{ボルト径} + (3) \text{の試験で所定のせん断耐力が得られた孔ガタ} \times 2$$

4. おわりに

本稿は川崎港臨港道路東扇島水江町線における主橋梁部の支承に対して実施する性能試験計画(案)についてまとめたものである。性能試験計画(案)では、本橋の主橋梁部の耐震設計思想を踏まえ、支承構造に対する要求性能を整理し、製品が満足していることを効果的に検証するための基本方針、試験方法、評価基準の検討結果について述べた。また、本稿で報告した項目以外にも、仮に本橋にレベル2地震による被災が起きた場合に、発災後の支承構造の復旧性を確認する観点から、試験後に破断したボルトの撤去性の検証等を性能試験計画(案)に盛り込んでいる。性能試験計画は、本検討を踏まえ、上部工施工者にて正式に策定される予定である。

謝辞

本稿は、国土交通省関東地方整備局京浜港湾事務所発注の「川崎港臨港道路東扇島水江町線技術評価業務」の成果⁸⁾の一部をまとめたものである。業務実施にあたっては、「川崎港臨港道路東扇島水江町線 橋梁技術・施工検討会(委員長:清宮理 早稲田大学名誉教授)」の各委員を始め、元・本州四国連絡橋公団の藤原亨様や関係各所から貴重なご指導をいただいた。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 由井陸粹, 高橋英紀, 多田和正, 山本修司: 川崎港臨港道路東扇島水江町線橋梁の構造形式選定について, 沿岸技術研究センター論文集No. 11, 2011
- 2) 秋本泰治, 吉原昌, 作中淳一郎: 川崎港臨港道路低主塔複合斜張橋の技術的検討, 沿岸技術研究センター論文集No. 15, 2015
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2012
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012
- 5) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004
- 6) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2018
- 7) 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社: 構造物施工管理要領, 2019
- 8) 国土交通省関東地方整備局京浜港湾事務所: 川崎港臨港道路東扇島水江町線技術評価業務, 2019