技術展望

首都高速道路における長大橋耐震補強の
基本方針と入力地震動BASIC PRINCIPLES AND DESIGN GROUND MOTIONS IN SEISMIC RETROFIT DESIGN OF
LARGE CABLE-SUPPORTED BRIDGES ON THE TOKYO METROPOLITAN EXPRESSWAY小森和男¹・吉川博²・小田桐直幸³・木下琢雄⁴・溝口孝夫⁵・
藤野陽三⁶・矢部正明⁷Kazuo KOMORI, Hiroshi KIKKAWA, Naoyuki ODAGIRI, Takuo KINOSHITA,
Takao MIZOGUCHI, Yozo FUJINO and Masaaki YABE¹ 正会員 首都高速道路公団 工務部長 (〒100-8930 千代田区霞ヶ関 1-4-1)

E-mail: komori@mex.go.jp

² 正会員 首都高速道路公団 工務部次長 (〒100-8930 千代田区霞ヶ関 1-4-1)

E-mail: kikkawa@mex.go.jp

³ 正会員 首都高速道路公団 工務部設計技術課長 (〒100-8930 千代田区霞ヶ関 1-4-1)

E-mail: odagiri@mex.go.jp

⁴ 正会員 首都高速道路公団 東東京管理局保全部設計課 (〒103-0015 中央区日本橋箱崎町 43-5)

E-mail: kinoshita.t@mex.go.jp

⁵ 正会員 首都高速道路公団 神奈川管理局保全部設計課 (〒221-0044 横浜市神奈川区東神奈川 1-3-4)

E-mail: mizoguchi@mex.go.jp

⁶ フェロー Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科 (〒113-8656 文京区本郷 7-3-1)

E-mail: fujino@civil.t.u-tokyo.ac.jp

⁷ 正会員 博士(工学) (株)長大 構造事業部 構造防災室 (〒305-0812 つくば市東平塚 730)

E-mail: yabe-m@chodai.co.jp

Key Words : long span bridge, seismic assessment, performance-based design, retrofit, fault
rupture model, asperity

横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋のレベル2地震動に対する耐震性評価と耐震補強構造選定の基本方針とともに、耐震性評価に用いるレベル2地震動を作成した。レベル2地震動としてプレート境界に発生するM8クラスの地震と、内陸直下で発生するM7クラスの地震を想定した。プレート境界に発生するM8クラスの地震による強震動は、1923年関東地震における震源モデルを基本としながら、その破壊の伝搬方向を架橋地点に向かうように設定し、地震動の周期成分には、検討対象とする橋梁の主要な固有振動モードの固有周期と同じ周期のものが多く含まれるようにアスペリティサイズとその配置を定めた。首都圏における内陸直下で発生するM7クラスの地震は、既往最大規範の考えに基づいて、1995年兵庫県南部地震で観測された地震動を対象とした。

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震による橋梁構造物等の甚大な被害に鑑み、首都高速道路公団では兵庫県南部地震のような、供用期間中に発生する確率が低い当該地点において考えられる最大級の強度をもつ地震動(以後レベル2地震動と呼ぶ)に対して構造物が損傷を受けても落橋や倒壊しないことを目標に安全性の強化を図ってきた。首都高速道路の一般高架部の橋脚約7200基に対して耐震性照査を行い、必要に応じてコンクリート製橋脚柱は鋼板巻き立て、鋼製橋脚柱はリブ補強等により耐震補強を平成10年度までに完了させた。

首都高速道路において代表的な吊橋形式の長大橋

梁である横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋の3橋は、各々1989年、1993年、1994年に開通しており、いずれも兵庫県南部地震以前に設計、建設されている。このため、これら3橋は、レベル2地震動を明確に考慮した設計がなされていない。このような状況の中で、レベル2地震動に対して、耐震性評価と耐震補強が必要となり、検討を進めている。

本論文は、レベル2地震動に対する耐震性評価と補強方法選定の基本方針と、3橋の架橋地点と固有振動特性を考慮したシナリオ型地震による入力地震動の設定方法と動的解析モデルについて述べたものである。図-1は、検討対象とする3橋梁の架橋位置を、写真-1は3橋梁の全景を示したものである。

(1) 横浜ベイブリッジ

(2) レインボーブリッジ

(3) 鶴見つばさ橋

写真-1 検討対象とする首都高速道路における長大吊構造系橋梁

図-1 首都高速道路網における検討対象橋梁の架橋位置

2. 検討対象橋梁

表-1 は、対象とする 3 橋梁の構造と建設時の耐震設計の概要を整理したものである^{1)~3)}。

横浜ベイブリッジは、横浜港の入り口である大黒埠頭と本牧埠頭を結ぶ中央径間長 460 m、全長 860 m の 3 径間連続鋼トラス斜張橋である。主桁は上層に首都高速道路、下層に一般国道 357 号が走行するダブルデッキトラスの 2 層構造からなり、その主桁を 2 面のファン型ケーブルで吊っている。下層の一般国道 357 号は 2004.4.24 に暫定 2 車線で供用が開始されている。下部構造は、支持地盤が深く起伏が激しいため多柱式基礎を採用している。主塔と主桁の橋軸方向支持形式は、短いリンク構造を採用し、温度応力を開放するとともに、地震力に対しては橋の固有周期を長くして免震構造とし、塔、端橋脚に作用する地震力を軽減したうえで、地震時における主桁の橋軸方向変位を抑制してい

る^{1),4),5)}。

レインボーブリッジは、東京湾の芝浦地区と台場地区の航路上に架かる中央径間長 570 m、側径間 114 m、全長 798 m の 3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋である。補剛トラスはダブルデッキ構造となっており、上層に首都高速道路、下層に臨港道路と新交通システム“ゆりかもめ”および遊歩道が併設されている。下部構造は、ニューマチックケーソン基礎構造を採用している^{2),5)}。

鶴見つばさ橋は、横浜市内の鶴見航路に架かる中央径間長 510 m、全長 1020 m の 3 径間連続鋼斜張橋である。上部構造は、逆 Y 形の主塔から扁平 1 箱桁を 1 面で吊っており、1 面吊り斜張橋としては世界最長である。鋼製主塔は、鋼殻部を介して SRC 橋脚に支持されており、下部構造は洪積層を支持地盤とするニューマチックケーソン基礎構造を採用している。主塔と主桁を結ぶ橋軸方向支持形式は、弾性拘束ケーブルを採用するとともに、弾性拘束ケーブルの地震時の安全性向上と橋梁全体系としての減衰性能の向上を期待して、主塔部には圧力制御機構を有するベーン型オイルダンパーが設置されている^{3),5)}。

横浜ベイブリッジとレインボーブリッジは、工事着手前の架橋地点において、設計地震動の設定と軟弱な表層地盤の地震時挙動の解明を目的に、鉛直アレー地震観測が行われ、表-1 中に示した設計地震動は、その地震観測の成果に基づいて定められている。両架橋地点とも、耐震設計に直接用いることができるような大きな地震動は観測されていないので、工学的基盤面上で観測された地震動の規準化加速度応答スペクトルを求め、それに、地震危険度解析によって得られた工学的基盤面上の最大加速度を乗じて設計地震動を定めている^{2),4),6)}。なお、鶴見つばさ橋の設計地震動も、これらの地震観測記録を参考に定められている。

3 橋梁とも、基礎構造が大きいことや周辺地盤が軟らかいということから、基礎構造と周辺地盤の動的相互作用効果を考慮するために、上部構造と下部構造および周辺地盤を一体とした動的解析モデルを用いて、橋梁の耐震設計に用いる応答断面力や応答変位を求め

表-1 首都高速道路における長大吊構造系橋梁の基本的な構造諸元と耐震設計の概要^{1),2),3)}

	横浜ベイブリッジ	レインボーブリッジ	鶴見つばさ橋
開 通	1989.9	1993.8	1994.12
橋梁形式	3 径間連続鋼トラス斜張橋	3 径間 2 ヒンジ補剛トラス吊橋	一面吊り 3 径間連続鋼斜張橋
橋 長 (m)	860	798	1020
支間割 (m)	198.5 + 460 + 198.5	114 + 570 + 114	255 + 510 + 255
主 桁	ダブルデッキトラス桁	主構：平行弦ワーレントラス 横構：K トラス	シングルデッキ箱桁
主 塔	内傾 H 型ラーメン構造（鋼製）	3 層ラーメン構造 （橋軸方向には基部固定塔 頂ヒンジのフレキシブル系）	逆 Y 形ラーメン構造 （基部 SRC 構造）
ケーブル形式	セミファン 2 面吊り	—	マルチファン 1 面吊り
基 礎	多柱基礎	ニューマチックケーソン	ニューマチックケーソン
耐震設計の適用基準	横浜港横断橋設計基準・耐震設計基準	東京港連絡橋（吊橋）設計基準・耐震設計基準	鶴見航路橋耐震設計基準—上部構造編—、—下部構造編—
工学的基盤面上で設定された入力地震動
耐震設計に用いた動的解析モデル	基礎構造と周辺地盤も解析モデルに考慮した上部構造—下部構造—周辺地盤系モデル。 減衰定数は、主塔：2%、補剛桁とケーブル：2%、下部構造～地盤系：10%である。	基礎構造と周辺地盤も解析モデルに考慮した上部構造—下部構造—周辺地盤系モデル。 減衰定数は、塔：2%、補剛桁とケーブル：2%、下部構造：20%、地盤：8%である。	基礎構造と周辺地盤も解析モデルに考慮した上部構造—下部構造—周辺地盤系モデル。 減衰定数は、主塔：2%、補剛桁とケーブル 2%、下部構造：20%、地盤：自由地盤の動的解析より得られた等価減衰定数を用いる。
主要な固有振動モードの固有周期	橋軸方向 Sway：7.8 秒 橋軸直角方向桁の水平たわみ対称 1 次：3.6 秒	中央径間桁の鉛直たわみ逆対称 1 次と橋軸方向 Sway：6.5 秒 芝浦側側径間橋軸方向 Sway：4.4 秒 台場側側径間橋軸方向 Sway：4.3 秒 橋軸直角方向桁の水平たわみ対称 1 次：8.6 秒	橋軸方向 Sway：2.9 秒 橋軸直角方向桁の水平たわみ対称 1 次：4.0 秒

ている。減衰定数は、3 橋梁とも鋼材で構成される要素には 2%が採用されている。下部構造や周辺地盤の減衰定数は、各架橋地点の表層地盤を対象とした非線形動的解析結果や基礎構造と地盤の動的相互作用効果に応じて橋梁ごとに異なる値（表-1 参照）が用いられている。横浜ベイブリッジの多柱基礎は、基礎構造よりも上に存在する構造系の慣性力や周辺地盤の変位によって地震応答が支配され、基礎構造自身の振動が卓越することは少ないため逸散減衰効果も小さいと予想されるので減衰定数 10%を採用している。レインボーブリッジや鶴見つばさ橋のケーソン基礎は、基礎構造自身の振動が短周期領域で卓越するため、逸散減衰効果も大きいと予想されるので減衰定数 20%を採用している。地盤の減衰定数は、上述したように表層地盤の

非線形動的解析結果より得られた等価減衰定数として 8～10%以上の値を考慮している。

表中には、3 橋梁の主要な固有振動モードの固有周期を示してある。横浜ベイブリッジの橋軸方向 1 次の固有振動モードは周期 7.8 秒、橋軸直角方向 1 次の固有振動モードは周期 3.6 秒、レインボーブリッジの橋軸方向の主要な固有振動モードは周期 4.3 秒～6.5 秒、橋軸直角方向 1 次の固有振動モードは周期 8.6 秒とともに長周期構造であることがわかる。3 橋梁の中で一番固有周期が短い鶴見つばさ橋も、橋軸方向 1 次の固有振動モードは周期 2.9 秒、橋軸直角方向 1 次の固有振動モードは周期 4.0 秒とやはり長周期構造であることがわかる。

3. 耐震性評価と補強方法選定の基本方針

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震（タイプⅠ）と当該直下もしくは近傍で生じる直下地震（タイプⅡ）の2種類を考慮している⁷⁾。ここでも、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編と同様に2種類の地震を考慮する。

目標とする3橋の耐震性能は、レベル2地震動によって生じる損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きないことを目標とする。具体的には、損傷箇所とその状態によっては恒久的な補修に時間を要することも想定されるが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能であり、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能な程度を想定している。

図-2は、3橋梁を対象としたレベル2地震動に対する耐震補強検討の大きな流れを示したものである。長大吊構造系橋梁を対象としたレベル2地震動に対する耐震性評価は、耐震設計を構成する入力地震動・耐震計算（地震応答の算出ならびに耐力の計算）・照査という3要素について関連する分野の研究成果を参考にしながら、様々な検討を行い、レベル2地震動に対する3橋梁の耐震補強構造の選定を行った。

入力地震動は、1995年兵庫県南部地震以後、地域防災計画や各種構造物の設計地震動の設定等^{8),9)}に用いられるようになってきた、地震学分野の知見をベースにした強震動の予測方法¹⁰⁾等を用いて定めた。

耐震計算に用いる解析モデルは、表-1に示した建設時の耐震設計（弾性設計）とは異なりレベル2地震動によって損傷が生じると予想された構造要素の非線形性を考慮して作成した。また、鋼部材に与える構造減

図-2 首都高速道路における長大吊構造系橋梁のレベル2地震動に対する耐震性評価と耐震補強構造選定の流れ

(1) ペンデル支承の変形 (2) ペンデル支承のピンの逸脱 (3) 桁端部の浮き上がり

写真-2 東神戸大橋の主桁端部付近に生じた損傷¹⁷⁾

衰定数は、横浜ベイブリッジの地震観測データ^{11),12)}等を参考にしながら定めた。

レベル2地震動によって3橋梁に生じる損傷は、1995年兵庫県南部地震を契機に精力的に進められた非線形域を対象とした耐震構造工学分野の研究成果^{13)~15)}と、1995年兵庫県南部地震において阪神高速道路5号湾岸線の長大橋梁に生じた損傷状況^{20)~22)}を参考にしながら、非線形動的解析によって得られた応答値を用いて推定した。

言うまでもなく、1995年兵庫県南部地震では阪神高速道路5号湾岸線の長大橋梁にも多大な被害が生じた。長大橋梁においては史上初めての損傷である。東神戸大橋では、橋軸直角方向の変位を拘束するウィンド沓がその機能を失い、ペンデル支承の取り付けプレートが面外方向（橋軸直角方向）に変形しピンが脱落したために負反力が開放され主桁端部が約40cm跳ね上がった（写真-2参照）^{16)~18)}。横浜ベイブリッジの端橋脚位置に設置されているエンドリンクも大きな負反力を負担しており、橋軸直角方向の変位を拘束するウィンドタンクに大きな変形が生じると、エンドリンクが面外方向に変形しピンが脱落し、負反力が開放されて主桁端部が跳ね上がると予想される。東神戸大橋では、主塔と端橋脚の間に中間橋脚があり、この橋脚がペンデル支承が負担できなくなった負反力を負担したために、主桁端部の跳ね上がりが致命的な損傷とならなかったと考えられている^{16)~18)}。しかし、中間橋脚がない横浜ベイブリッジでは、エンドリンクが負反力を支持できなくなると、東神戸大橋よりも大きな跳ね上がり量が主桁の端部に生じると予想される。

六甲アイランド橋では、可動支承の水平ストッパーが破損したため、橋体が支承より脱落し、橋体が橋軸直角方向に約3.1m移動した^{16)~18)}。鶴見つばさ橋も、金属製の水平支承によって橋軸直角方向の変位を拘束しているが、水平支承が破損すると、桁の支承からの脱落や橋軸直角方向への移動が生じると予想される。

吊構造形式の長大橋梁は、塔、桁、ケーブルなどか

ら構成されるシステムであり、また、隣接橋も存在することから、個々の損傷が独立して現れるのではなく、ある損傷が起点となって別の損傷を引き起こすというような連鎖現象が現れる。ここでは、橋梁全体系としての耐震性を確保する上で重要な構造要素の損傷や機能の喪失を考慮した解析モデルを作成し、レベル2地震動による地震応答の変化や地震後の死荷重に対する応答を解析的方法によって求めた。

さらに、解析モデルに考慮されていないリンク機構に生じる面外変形や伸縮装置の変形等は、橋梁全体系を対象とした動的解析より得られる桁や橋脚の応答変位をもとに、着目する位置における各構造要素に生じる変形量を詳細設計時の図面上に表すことにより損傷状況を具体化させた。これらの情報に基づいて、主要な構造要素に生じる損傷の関係を整理し、上述したような損傷の連鎖現象を考慮した損傷連関図を作成し、当該橋梁に許容できる損傷と許容できない損傷を分類した。橋梁を構成する各構造要素の限界状態は表-2のように定義した。損傷程度と限界状態の関係は、現在行われている耐震補強構造等の詳細な設計において見直される可能性もある。

耐震補強構造は、損傷連関図に基づいて、耐震補強の効果が効率良く発揮できる構造部位を選定した後、補強の難易度や経済性を踏まえて選定した。選定された耐震補強構造は、耐力が不足している構造部位は耐力を増加し、変位量が過大となる構造部位は追従できる変位を増加し、回避できない損傷に対しては落橋防止構造システムを向上させるような補強を基本としている。

このような耐震補強と異なり、制震装置を用いてそのエネルギー吸収能力によって地震応答を低減するような耐震補強がある。例えば、橋軸方向から作用する地震動に対しては、塔や橋脚と桁の間にダンパーを設置することによって、橋軸方向に生じる大きな変位を抑制することができると考えられる。橋軸直角方向から作用する地震動に対しては、ラーメン構造である橋

表-2 長大吊橋造系橋梁を構成する構造要素の損傷程度と限界状態

対象 橋梁	主要な 構造要素	損傷程度と限界状態			
		軽微な損傷	← 損傷レベル II →		重度な損傷
		損傷レベル I	損傷レベル II	損傷レベル III	
横浜 ベイブリッジ	補剛桁	トラス部材の一部が降伏した状態	トラス部材の多くが降伏している状態、 上路箱桁の一部も降伏に達している	上路箱桁とトラスからなる構造系としての 耐力が低下し始めた状態	
	主 塔	降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、 最大耐力に対してはまだ十分な余裕を 残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きい ものの、構造系としての耐力と変形性能は、 安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	端橋脚	降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、 最大耐力に対してはまだ十分な余裕を 残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きい ものの、構造系としての耐力と変形性能は、 安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	タワーリンク エンドリンク	発生応力度が降伏応力度をわずかに超 過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過してい るが、構造系としての耐力と変形性能は 安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超 過したり、設計では想定していない変形 を生じた状態	
	ウインドタン グ	発生応力度が降伏応力度をわずかに超 過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過してい るが、構造系としての耐力と変形性能は 安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超 過したり、設計では想定していない変形 を生じた状態	
	ケーブルシス テム	ケーブルの引張応力度が許容応力度を わずかに超過したり、張力抜けが生じた 状態	ケーブルの引張応力度が降伏応力度を 超過するが、破断強度に対しては十分 な余裕を有している状態	ケーブルの引張軸力等によってケー ブル定着部が損傷を生じた状態	
	基礎構造	基礎構造としての降伏に達していない 状態	基礎構造としての降伏に達しているが、 最大耐力に対しては余裕を残している 状態	基礎構造としての最大耐力に達してい る状態	
レイン ボートブリッジ	補剛桁	トラス部材の一部が降伏した状態	トラス部材の多くが降伏している状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	主 塔 側 塔	降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、 最大耐力に対してはまだ十分な余裕を 残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きい ものの、構造系としての耐力と変形性能は、 安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	タワーリンク エンドリンク	発生応力度が降伏応力度をわずかに超 過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過してい るが、構造系としての耐力と変形性能は 安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超 過したり、設計では想定していない変形 を生じた状態	
	ウインドタン グ	発生応力度が降伏応力度をわずかに超 過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過してい るが、構造系としての耐力と変形性能は 安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超 過したり、設計では想定していない変形 を生じた状態	
	主ケーブル	引張応力度が許容応力度を超過した状態。 ケーブルスリップの安全率が許容 安全率 1.5 以下となった状態	引張応力度が許容応力度を超過するが、 降伏応力度以下にとどまっている状態	引張応力度が降伏応力度を超過した状態。 ケーブルスリップの安全率が 1.0 以下になる状態	
	ハンガー	引張応力度が許容応力度を超過したり、 張力抜けが生じた状態	引張応力度が降伏応力度を超過した状態	引張応力度が破断強度を超過した状態	
	基礎構造	基礎構造としての降伏に達していない 状態	基礎構造としての降伏に達しているが、 最大耐力に対しては余裕を残している 状態	基礎構造としての最大耐力に達してい る状態	
鶴見つばき橋	主 桁	デッキプレート・下フランジ、ウェブ 最外縁の発生応力度が降伏応力度をわ ずかに超過した状態	複数の箇所で降伏し、一部、断面の内部 まで塑性化が進展した状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	主塔（鋼断面 部）	降伏に達し局部座屈も生じ始めているが、 最大耐力に対してはまだ十分な余裕を 残している状態	一部の箇所では局部座屈の進展が大きい ものの、構造系としての耐力と変形性能は、 安定した領域にある状態	構造系としての耐力が低下し始めた状態	
	主塔（SRC 橋 脚）	曲げによる損傷を生じているものの、 曲げの降伏耐力やせん断耐力に対して はまだ十分な余裕を残している状態	せん断損傷が生じているが、せん断力 は、せん断耐力以下にとどまっている 状態	せん断力がせん断耐力を超過した状態	
	端橋脚	曲げによる損傷を生じ、降伏に達してい る状態	曲げによる損傷を生じているものの、 終局には至らない状態	曲げによる損傷が終局に達した状態	
	支承（水平・鉛 直）	移動量が可能移動量に達しており、発 生応力度が降伏応力度をわずかに超過 した状態	移動量が可能移動量を超えているが、 支承の逸脱は生じていない状態	支承が逸脱した状態	
	ペンデル	発生応力度が降伏応力度をわずかに超 過した状態	発生応力度が降伏応力度を超過してい るが、構造系としての耐力と変形性能は 安定した領域にある状態	発生応力度が降伏応力度を大きく超 過したり、設計では想定していない変形 を生じた状態	
	弾性拘束 ケーブル	発生応力度が許容応力度をわずかに超 過した状態	ケーブルの引張応力度が降伏応力度を 超過するが、破断強度に対しては十分 な余裕を有している状態	ケーブルの引張軸力等によってケー ブル定着部が損傷を生じた状態	
	ペーン型オイル ダンパー	最大応答が建設時の性能試験で確認し た応答範囲をわずかに超過した状態	最大応答が建設時の性能試験で確認し た応答範囲を大幅に超過した状態	地震開始の初期において応答が建設時 の性能試験で確認した応答範囲を大幅 に超過した状態	
	ケーブルシス テム	引張応力度が許容応力度をわずかに超 過した状態	ケーブルの引張応力度が降伏応力度を 超過するが、破断強度に対しては十分 な余裕を有している状態	ケーブルの引張軸力等によってケー ブル定着部が損傷を生じた状態	
	基礎構造	基礎構造としての降伏に達していない 状態	基礎構造としての降伏に達しているが、 最大耐力に対しては余裕を残している 状態	基礎構造としての最大耐力に達してい る状態	

脚と塔およびトラス構造である桁に座屈拘束ブレースを設置することによって、塔と橋脚および桁（トラス部材）に生じる塑性化の程度を軽減できると考えられる。しかし、長大橋梁に対して確実な制震効果を発揮できる制震装置は、その減衰力と可能移動量および規模が非常に大きいものが必要となり、既存の制震装置の実績をはるかに上回る要求性能が必要となるため、制震装置の製作、実績を上回る要求性能の実現性、設置後の信頼性、施工法とも新たな技術開発が必要となる。例えば、1995年兵庫県南部地震で被災した東神戸大橋には、耐震設計で想定していないような地震によって主桁に生じる橋軸方向変位を抑制する目的で桁端位置にベーン型オイルダンパーが設置されていたが、写真-2に示したように桁端位置では、様々な構造要素が損傷しており、ベーン型オイルダンパーにも損傷が生じていた^{16)~18)}。このように、ある損傷を起点として別の損傷が引き起こされるという損傷の連鎖現象が現れる吊橋形式の長大橋梁では、制震装置が確実に機能するかという不安が残るため、前述した制震装置の実現性、信頼性、施工性に対して十分な検証が必要となる。これと首都高速道路に対する耐震補強計画を照らし合わせると、これらの課題を解決するために要する時間が多く、制震装置を用いた耐震補強を検討対象から外すことにした。

制震装置の採用が有効と考えられる橋軸方向に生じる大きな変位に対しては、次のように考えた。横浜ベイブリッジは、主桁と主塔の橋軸方向支持形式として短いリンク構造を採用することにより橋軸方向のSway振動の固有周期を長くして免震構造としたうえに、地震時における主桁の橋軸方向変位を抑制できる構造となっている⁴⁾。また、横浜ベイブリッジは、表-1に示すように、建設時の設計地震動の長周期成分が他の2橋梁よりも大きかったために、桁端部の伸縮装置の可能移動量は $\pm 1500\text{ mm}$ と大きく設定されている。これより、レベル2地震動によって桁端に生じる可能移動量を超過する変位が生じても、隣接桁の落橋防止構造システムを向上させることで隣接桁の桁落下という最悪の状態は回避できると判断した。3径間2ヒンジ吊橋であるレインボーブリッジは、橋軸方向に生じる大きな変位によって補剛桁端部と主塔が衝突するため、衝突力を緩衝させるような補強が必要となる。衝突力を緩衝させるデバイスとして緩衝材の設置を考えている。

4. 入力地震動に関する検討

(1) 想定する地震と地震動の予測方法

首都圏の周辺で発生する地震のうち、3橋梁に大き

な影響を与える地震のタイプは、大きくは次の2つに分けられる¹⁹⁾。

- 1) 相模湾から房総半島南東沖にかけてのプレート境界付近で発生する地震
- 2) 活断層などで発生する浅い地震

これらの地震の中でも、1)に属するフィリピン海プレートの沈み込みによるプレート間地震である1703年元禄地震(M7.9~8.2)や1923年関東地震(M7.9)は、震源域の一部が陸域にかかるほど陸域に近いところで発生しており、事実東京、横浜地区で甚大な被害を生じさせている¹⁹⁾。1995年兵庫県南部地震のような内陸直下で発生する地震は2)に分類され、陸域の浅いところで発生した1931年西埼玉地震(M6.9)や1949年今市地震(M6.2とM6.4)が関東平野では被害地震として知られている²³⁾。しかし、3橋梁の架橋地点周辺では、このような被害地震が過去に起きた記録がない。首都圏におけるこのような地震環境を考慮して、耐震補強検討に用いる照査用地震動として、道路橋示方書V耐震設計編に規定されているレベル2地震動と同様に、プレート境界に発生するM8クラスの地震と、内陸直下で発生するM7クラスの地震を想定した。

プレート境界に発生するM8クラスの地震は、横浜ベイブリッジや鶴見つばさ橋の架橋地点にその震源が接近していた1923年関東地震^{20)~22)}を基本としたシナリオ型地震とする。シナリオ型地震では、震源のパラメータや震源域における不均質な破壊過程(地震のシナリオ)を設定する必要がある。これを確定的に行うことは大変難しいため、複数のシナリオを考えることになる。この複数のシナリオから平均的な地震動を決めることはできるが、震源過程は不均質でばらつきが大きく標準偏差が平均値程度に大きくなるために、平均的な地震動を用いた耐震設計や耐震性評価は、ある程度のリスクを伴うことになる。公共構造物の耐震設計では、そのリスクを可能な限り小さくすることが求められる。今回のように地震動を求めるべき地点(架橋地点)が限定されており、そこに建設されている構造物(3橋梁)も確定している場合は、当該構造物にとって大きな影響を与えるシナリオを設定することが重要となる^{23)~25)}。

図-3は、横浜ベイブリッジの工学的基盤面で観測された地震動の加速度応答スペクトル^{11),12)}を示したものである。図には、1990.2.20伊豆大島近海地震(M6.5, 492km)と1992.2.2東京湾地震(M5.9, 427km)で観測された地震動を示している。図より、加速度応答スペクトルの最大値は東京湾地震の方が大きい。横浜ベイブリッジの地震応答に寄与する長周期成分が多く含まれているのは、伊豆大島近海地震であることがわかる。地震動には、構造物にとって大きな影響を与

えるものとそうでないものがあり、対象とする構造物の固有周期と地震動に含まれる周期成分の強弱がわかれば、構造物にとって大きな影響を与える地震動を容易に抽出することができる。ここでは、このような観点に立って、検討対象とする3橋梁の主要な固有振動モードにおける固有周期と同じ周期成分を強く含む地震動が得られるような地震のシナリオを、最新の地震学の知見に照らして発生がありうると考えられる震源

過程の範囲で作成することにした^{23)~25)}。

首都圏における内陸直下で発生する地震は、具体的な地震を想定するほどの情報がないので、地震を想定せずに既往最大規範の考えに基づいて、1995年兵庫県南部地震の際に観測された地震動を対象とする。

(2) プレート境界に発生する地震

プレート境界に発生する地震による強震動は、1923年関東地震における震源モデルを基本としながら、その破壊の伝搬方向を架橋地点に向かうように設定し、地震動の周期成分には、検討対象とする橋梁の主要な固有振動モードの固有周期と同じ周期のものが多く含まれるようにアスペリティサイズとその位置を変化させた。

強震動の予測方法には、多数の提案がある⁹⁾。前述したように3橋梁の耐震設計上主要な固有振動モードの固有周期が周期約2.9秒よりも長周期の領域にあるため、ここでは、地震動の長周期成分を精度良く求めることができ、震源過程の逆解析や観測波形の再現等を実績のある、水平成層構造の理論解（水平成層グリーン関数）²⁶⁾を用いる。

図-3 横浜ベイブリッジの工学的基盤面上で観測された地震動^{11), 12)}

表-3 1923年関東地震の震源モデル^{21), 25)}

位置 (緯度, 経度)		断層パラメータ	
断層の東隅	(35.29N, 140.55E)	走向 ϕ (deg)	290
横浜ベイブリッジ	(35.45N, 139.68E)	傾斜 δ (deg)	25
レインボーブリッジ	(35.63N, 139.77E)	断層長さ L (km)	130
鶴見つばさ橋	(35.25N, 139.75E)	断層幅 W (km)	70
		破壊伝播速度 V_r (km/s)	2.72
		断層上端の深さ (km)	2.0
		断層最深点の深さ (km)	31.6
アスペリティ			
パラメータ	アスペリティ 1	アスペリティ 2	
長さ L (km)	20	30	
幅 W (km)	15	25	
滑り量 U (cm)	500	800	
応力降下量 $\Delta\sigma$ (MPa)	10.0	9.6	
地震モーメント M_0 (dyne-cm)	4.51×10^{26}	1.80×10^{27}	
モーメントマグニチュード M_w	7.0	7.4	

表-4 架橋地点の深部地下構造モデル²²⁾

深部地下構造モデル (4層モデル)					
層厚 (km)	弾性波速度 (km/s)		Q 値		密度 (g/cm ³)
	P 波	S 波	P 波	S 波	
2.70	2.80	1.30	2.30	200	100
3.40	5.60	2.90	2.50	400	200
12.90	6.00	3.40	2.60	500	230
31.00	6.80	4.00	3.00	600	270

図-4 測地データと遠地地震記録を用いたインバージョンによる1923年関東地震の震源断層モデル²¹⁾

図-5 1923年関東地震の震源断層 (case 0) と3橋梁の架橋地点

表-3は強震動の予測に用いる震源断層の情報、表-4は深部地下構造の情報を整理したものである。1923年関東地震の震源断層に関する情報は、数多くの提案^{20)~22)}があるが、それぞれの提案モデルに大きな差はみられない。ここでは、図-4に示す測地データと遠地地震記録を用いたインバージョンによって得られたWald and Sommervilleのモデル²¹⁾を用いる。このモデルは、2つのアスぺリティからなっている。首都圏における深部地下構造に関する研究は、東京大学地震研究所を中心に旧くから行われており²⁷⁾、今回は、1923年関東地震における地震動の長周期成分を研究対象とした文献²²⁾で採用されている4層モデルを用いる。

図-5は、1923年関東地震の震源域と横浜ベイブリッジ(YBB)とレインボーブリッジ(TRB)および鶴見つ

図-6 深部地下構造を4層モデルとした場合の増幅スペクトル

ばさ橋(TTB)の架橋地点の関係を示したものである。横浜ベイブリッジと鶴見つばさ橋は、架橋地点が震源域にかかっていることがわかる。図-6は、4層モデルを用いた地盤の増幅スペクトルである。表-1と図-6より、深部地下構造の増幅スペクトルは、周期11秒、8.5秒、6.5秒、5.5秒、4.5秒付近に卓越周期があり、これらは、検討対象とする橋梁の固有周期に接近していることがわかる。

図-4と図-5および表-3に示した震源情報を基本としながら、アスぺリティの配置、アスぺリティのサイズ、破壊伝播方向を定めた。近年の研究成果によれば、それぞれの地震区域の最大地震やその発生パターンはアスぺリティの分布と密接に関連している^{28),29)}ことがわかってきており、アスぺリティの配置は、図-4に示したWald and Sommervilleの滑り分布から大きくは変更しなかった。アスぺリティ1のサイズは、表-1に示した検討対象とする橋梁の主要な固有振動モードの固有周期が卓越するようにサイズを調整した。図-4の1923年関東地震におけるアスぺリティ1のサイズ20×15kmは8秒付近の周期が卓越するが、さらに、3~

(1) 西隅からせまる場合 (case 1-1)

(2) 横からせまる場合 (case 1-2)

図-7 アスペリティ 1 を分割し西側から破壊開始させたケース (case 1)

4 秒付近の周期が卓越するようにアスペリティ 1 のサイズを $10 \times 10 \text{ km}$ として 3 分割した。分割は、分割したアスペリティの地震モーメント量 M_0 の和がアスペリティ 1 と同じになるようにした方法 (地震モーメント量 M_0 を一定とする方法) と応力降下量 $\Delta\sigma$ を一定とする方法の両方を用いた。なお、大きなアスペリティ 2 は 1923 年関東地震の特徴と考えサイズは変更しなかった。破壊伝播方向は、架橋地点に向かう方向に限定した。このような方針の下に作成したシナリオを図-7～図-10 に示す。図中に示す星印は、破壊開始点を示している。

図-7 は、破壊開始点を 1923 年関東地震のように西側から破壊するとし、破壊伝播の指向性を考慮して破壊が西隅 (南西部) から迫る場合 (case 1-1) と横 (北西部) から迫る場合 (case 1-2) を想定したものである。図-8 は、破壊が南部から迫る場合 (case 2) を想定したものである。図-9 は、断層の浅い部分で破壊が生じると表層の震動が励起されて大きな地震動が得られるこ

図-8 アスペリティ 1 を分割し南側から破壊開始させたケース (case 2)

図-9 アスペリティ 2 の位置を浅くし西側から破壊開始させたケース (case 3)

とが考えられたため、アスペリティ 2 の位置を断層上端の浅い位置にずらしたものの (case 3) である。破壊開始点は、図に示した星印の 4 箇所とした。図-10 は、アスペリティ 2 が 3 橋梁に影響を与えるように、アスペリティ 2 の南隅から破壊が迫るようにしたもの (case 4) である。アスペリティ 2 の位置は、断層上端からアスペリティ 2 の上端までの距離を変化させた。

これらのすべてのシナリオに対して、滑り角 180° (右横ずれ) と滑り角 90° (完全逆断層) を想定した。日本列島のように 2 つのプレートが近づく海溝に面した場所では、圧縮性の力で岩盤が歪んでいるために、逆断層性と横ずれ性の断層や地震が優勢となる³⁰⁾。

地震動は、アスペリティを含む断層面を小断層に分割し、各小断層の中央に点震源を配置し、破壊時間の差や震源から架橋地点までの波動伝播による時間差を考慮して、各点震源による地震動波形を足し合わせるにより求めた。このようにして、横浜ベイブリッジと鶴見つばさ橋は 72 成分、レインボーブリッジは 76

図-10 アスぺリティ 2 の位置をずらし南隅（南東側）から破壊開始させたケース（case 4）

成分の水平方向加速度波形が得られた。加速度波形は、表-4 に示した 4 層モデルの最上層 ($V_s = 1.3 \text{ km/s}$ の層) が露頭しているとみなして求めた。対象とした 3 橋の工学的基盤面におけるせん断弾性波速度は、 $V_s = 500 \sim 700 \text{ m/s}$ 以上と大きいことから、4 層モデルの最上層から工学的基盤面までの地震動の増幅は実用上小さいと考え、この路頭基盤波を、工学的基盤面への入射波とみなした。

図-11 は、震源断層モデルより求めた露頭基盤波の応答スペクトル（減衰定数 5%）である。横浜ベイブリッジと鶴見つばさ橋の図中には、MM21 に建設される建築物のために作成されたレベル 2 地震動³¹⁾の加速度応答スペクトルを、レインボーブリッジの図中には、臨界副都心に建設される建築物のために作成されたレベル 2 地震動³²⁾の加速度応答スペクトルをそれぞれ示している。図より、ここで作成したレベル 2 地震動は、建築分野で提案されているものよりも、周期 3 秒よりも長周期側で大きな応答レベルを示していることがわかる。

これらの中から、3 橋梁に大きな影響を与えると予想される加速度波形を抽出する。具体的には、周期 1 秒～20 秒の間で周期 0.01 秒ごとに加速度応答スペクトルを求め、各周期で最も大きな加速度応答スペクトルを示す加速度波形を抽出した。そして、その加速度波形を各橋梁の工学的基盤面への入射波として作用させ、1 次元の非線形せん断振動系モデルを用いた自由地盤の非線形動的解析を行い、後述する動的解析モデルの地震動入力位置に相当する位置の加速度波形を求めた。最終的に照査用地震動として採用された加速度波形は、横浜ベイブリッジは 7 波、レインボーブリッジは 6 波、鶴見つばさ橋は 5 波である。以後、これらの加速度波形を総称して、震源断層解と呼ぶことにする。

(1) 加速度応答スペクトル

(2) 速度応答スペクトル

図-11 1923 年関東地震を基本とした露頭基盤波 (2E 表示)

図-12 は横浜ベイブリッジの架橋地点、図-13 はレインボーブリッジの架橋地点における震源断層解である。図中、加速度応答スペクトルを周期 1 秒から表示しているのは、今回の震源断層解は、短周期領域の地震動に大きな影響を与える震源や媒質の比較的細かなスケールの不均質性には、着目していないからである。前述したように、震源や伝播経路における不均質性のうち、アスぺリティの大きさや配置という大きなスケールの不均質性のみに着目しているため、ここで用いた強震動の予測方法の精度が保証できる範囲は、周期 1 秒よりも長周期側となる。震源や媒質に関するすべての情報が既知であれば、理論上はここで用いた水平成層グリーン関数によっても周期 1 秒よりも短周期側の地震動を精度良く求めることができる¹⁰⁾が、地盤の探査技術等も含めてまだそのような状況には至っておらず、周期 1 秒よりも短周期側の強震動を予測する場合は、統計的グリーン関数を用いることが多く¹⁰⁾、経験則に基づいている。後述するように、内陸直下型地震に関する地震動は、既往最大規範の考えに基づいて 1995 年兵庫県南部地震によって観測された地震動に基づいて作成されている道路橋示方書 V 耐震設計編の標準加速度応答スペクトル⁷⁾を検討対象とする。図-12 と図-13 に示すように、標準加速度応答スペクトルは、周期約 2 秒よりも短周期の領域（周期 1 秒よりも短周期側も含む）に関しては、内陸直下型地震動（タイプ II 地震動）の方がプレート境界型地震動（タイプ I 地震動）よりも大きな応答を示していることがわかる。こ

図-12 横浜ベイブリッジの耐震補強検討に用いるプレート境界型地震動（長周期地震動）

図-13 レインボーブリッジの耐震補強検討に用いるプレート境界型地震動（長周期地震動）

れより、周期1秒よりも短周期側の地震動が3橋梁に与える影響は、内陸直下型地震を用いた耐震性評価や耐震補強構造の検討において評価されるため、短周期領域の地震動に対する耐震性や補強量を過小評価することはない。

図-12に示す横浜ベイブリッジの架橋地点における地震動は、周期6秒～10秒と周期3秒～4秒に加速度応答スペクトルの大きなピークがみられる。これは、表-1に示した横浜ベイブリッジの橋軸方向と橋軸直角方向の主要な固有振動モードの固有周期が存在する周

期帯である。同様に、図-13に示すレインボーブリッジの架橋地点における地震動も、表-1に示したレインボーブリッジの橋軸方向と橋軸直角方向の主要な固有振動モードの固有周期が存在する周期帯に相当する周期6秒～10秒と周期3秒～4.5秒に加速度応答スペクトルの大きなピークがみられる。

横浜ベイブリッジの架橋地点の地震動強度の方が、レインボーブリッジの架橋地点よりも大きいのは、横浜ベイブリッジの架橋地点の方が1923年関東地震の震源に近いことと、工学的基盤面より上に存在する軟弱な表層地盤の厚さが横浜ベイブリッジでは約100mと厚いため、レインボーブリッジの架橋地点よりも地震動の増幅度が大きいからである。

(3) 内陸直下型地震

前述したように、首都圏における内陸直下で発生する地震は、具体的に地震を想定するほどの情報がないので、既往最大規範の考えに基づいて、1995年兵庫県南部地震で観測された地震動を対象とした。図-14は、3橋梁の架橋地点における工学的基盤面に、神戸ポートアイランドの工学的基盤面上で観測された地震動を作用させ、1次元の非線形せん断振動系モデルを用いて求めた地表面上の加速度応答スペクトルである。図には、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されるⅢ種地盤上のレベル2地震動の加速度応答スペクトルも示してある。図より、当該橋梁の架橋地点に1995年兵庫県南部地震で観測された工学的基盤面の地震動を作用させると、地表面上では、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されるタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトル相当の加速度波形が得られることがわかる。これより、内陸直下型地震による地震動として、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されるタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトルにその加速度応答スペクトルを

図-14 1995年兵庫県南部地震において神戸ポートアイランドの工学的基盤面で観測された地震動を用いた架橋地点の自由地盤の非線形動的解析より得られた地表面上の地震動

適合させた標準加速度波形を用いることにする。

耐震性評価や耐震補強構造の検討は、図-12や図-13に示した震源断層解数波と標準加速度波形3波を用いた非線形動的解析を行い、各構造要素ごとに最も大きな応答値を抽出して行った。

5. 動的解析モデル

レベル2地震動のような地震動強度が大きな地震動に対する地震応答を求める場合には、長大吊橋系橋梁の建設時の耐震設計で厳密に考慮されていなかった材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮する必要がある。複雑なトラス構造も建設時の耐震設計のように1本の梁要素でモデル化するのではなく適切なモデル化が必要となる。適切なモデル化は、精度の良い損傷評価やより合理的な耐震補強構造の選定につながることになる。このような観点から、図-2に示すように、動的解析に用いるモデル化に関して数多くの検討を行った。

吊橋形式の長大橋梁の動的解析モデルは、線形域であればその妥当性は、地震観測記録を用いた固有振動モードの同定¹¹⁾や動的解析による観測記録の再現^{33)～35)}によって確認されているが、非線形域における動的解析モデルの妥当性は、ほとんど検証されていない。このため、建設時の耐震設計で用いられていた動的解析モデルが、レベル2地震動を対象とした耐震設計に適用できるかを様々な角度から検討した。表-5は、3橋梁の耐震性評価や補強構造の検討を行う過程の中で実施した解析的検討を整理したものである。レベル2地震動に対する長大橋梁の耐震補強検討を行うためには、地震応答をできるだけ精度良く求めるための検討、耐力や変形性能を推定するための検討、隣接橋梁に与える影響を評価する検討、耐震性評価(損傷評価)、予想される損傷が橋梁全体系への地震応答に不安定な現象を起こさないかの検討などが必要となる。

表からわかるように、基礎構造と周辺地盤を動的解析モデルにどのように考慮するかの検討は、横浜ベイブリッジに対して行い、その結果を、他の2橋にも反映させた。横浜ベイブリッジを検討対象としたのは、他の2橋に比較して基礎構造体の剛性が軟らかく、表層地盤の層厚も厚いことから、基礎構造と周辺地盤間の相互作用の影響が他の2橋に比較して顕著になると考えられたからである。

工学的基盤面である土丹層の起伏が他の2橋に比較して激しい横浜ベイブリッジの架橋地点における地表面上の地震動を求める場合には、表層地盤を1次元でモデル化する場合と2次元でモデル化する場合で得られる地表面上の地震動に差が生じる可能性があったの

表-5 耐震補強検討において実施された解析的検討一覧

解析的検討の内容	対象橋梁										検討目的と検討結果を反映させる項目				
	横浜ベイブリッジ	レインボーブリッジ	鶴見つばさ橋	入力地震動の作成	動的相互作用と周辺地盤系化	基礎構造と周辺地盤系との相互作用のモデル化	幾何学的非線形性の影響	が地震応答に与える影響	影響	橋梁の地震応答に与える影響	非線形特性のモデル化	耐力や変形性能の評価	隣接橋梁への影響の評価	橋梁全体系としての安全性と安定性の確認	橋梁全体系としての安全性と安定性の確認
建設時と同様に基礎構造と周辺地盤系を解析モデルに考慮したものと基礎構造と周辺地盤系をS-Rモデルによって表した橋梁全体系モデルを用いた線形動的解析	○			○	○					○					
表層地盤を1次元モデルと2次元モデルで表した非線形動的解析	○			○	○										
動的相互作用解析とその結果を用いた橋梁全体系モデルによる非線形動的解析	○			○	○					○					
地震時保有耐力法に用いるモデルを用いた基礎構造のプッシュオーバー解析	○	○	○		○						○	○			
ファイバーモデルを用いた橋梁全体系を対象としたプッシュオーバー解析	○		○												○
地震観測データより推定した減衰定数を与えた橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析	○									○					
桁を建設時と同様に1本の換算梁としたものと箱桁とトラス構造からなる3次元トラスモデルとした橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析	○									○					
2次元骨組みモデルと3次元骨組みモデルを用いた橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析	○	○	○							○					
線形化有限変位理論と有限変位理論による橋梁全体系モデル（3次元骨組みモデル）を用いた非線形動的解析	○	○	○				○			○					
インパクトパネによって桁間や桁と塔の間の衝突の影響を表した橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析	○	○	○							○			○		
橋梁全体系モデルを用いて大きな損傷が生じると予想された構造要素の有限要素モデルを用いたプッシュオーバー解析	○	○	○								○	○			
構造要素の損傷を考慮した非線形要素を加えた橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析	○	○	○							○					
損傷が大きいと予想される構造要素が破壊した状態を想定した橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析と静的解析	○	○	○							○					
主塔や橋脚のアンカーフレームの浮き上がりを考慮した非線形要素を加えた橋梁全体系モデルを用いた非線形動的解析	○	○													○

(1) P2 主塔位置

(2) P3 主塔位置

図-15 横浜ベイブリッジ架橋地点の表層地盤のモデル化が地表面の地震動に与える影響

で、表層地盤のモデル化に関する検討を行った。図-15は、前述した震源断層モデルによって求められた地震動（露頭基盤波）を、工学的基盤面に入射させて地表

面上の地震動を求める際に、表層地盤のモデル化を1次元で行うか、2次元で行うかを検討したものである。図には、MM21に建設される建築物のために作成され

(1) 建設時の耐震設計に用いたモデル (1列モデル)

(2) レベル2地震動の耐震性評価 (S-Rモデル)

図-16 横浜ベイブリッジの動的解析モデルにおける基礎構造のモデル化

たレベル2地震動³¹⁾を工学的基盤面から入射させたときの地表面上の加速度波形から求めた加速度応答スペクトルを示している。1次元モデルは、各基礎構造位置の表層地盤を質量点と非線形せん断バネからなる1次元せん断振動系で表した。2次元モデルは、平面ひずみ要素を用いて、横浜ベイブリッジのすべての基礎が入る範囲を対象に有限要素で表した。1次元、2次元とも、地盤の非線形性は、双曲線モデル (H-Dモデル)³⁶⁾で表した。図より、1次元モデルでも2次元モデルに対して遜色のない結果が得られることがわかった。ここには示さなかったが、地盤に生じるせん断ひずみは、1次元、2次元とも最大で2~3%以内に収まっており、地盤の深さ方向における分布も1次元モデルと2次元モデルで近いものになっていた。

図-16は、横浜ベイブリッジの建設時の耐震設計に用いられていたモデルとレベル2地震動に対する耐震性評価に用いた解析モデルである。前者は1列モデル、後者はS-R (Sway-Rocking) モデルと呼ばれているものである。両モデルに道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動タイプI地震動の標準加速度応答スペクトルに相当する標準加速度波形I-III-1を作用させて、線形動的解析を行い、主要な着目量に関する応答値の大小を比較した。なお、1列モデルには、標準加速度波形I-III-1を工学的基盤面位置の地震動に変換して作用させた。検討の結果、主塔基部に生じる曲げモーメントを除けば、1列モデルの方が、S-Rモデルよりも小さな応答値が得られることがわかった。主塔基部に生じる曲げモーメントは、1列モデルの方が、S-Rモデルよりも15~20%ほど大きく得られた。実際には、周辺地盤、基礎構造、基礎構造-地盤間ばね、上部構造とも非線形域まで地震応答が達するため、1列モデルがレベル2地震動によって生じる周辺地盤や基礎構造および基礎構造-地盤間ばねの非線形現象をどれだけ精度良く再現できるが課題となった。基礎構造と周辺地盤および両者を結ぶ地盤バネがともに非線形化す

図-17 基礎構造-周辺地盤間のモデル化

ような解析モデルは、研究途上にあることから、ここでは、不確定要素が大きいと判断した。そして、一般的に応答値が大きく得られるS-Rモデルを、レベル2地震動に対する耐震性評価に用いることにした。

S-Rモデルは、図-17に示すように、基礎構造の地震時保有耐力照査モデル⁷⁾に、橋梁全体系の動的解析より得られた曲げモーメントと水平力を漸増载荷させて求めた荷重-変形関係に基づいて作成した非線形弾性バネモデルとした。このような非線形弾性バネモデルでは、基礎構造と周辺地盤間の動的相互作用効果を厳密に考慮することができないので、動的相互作用効果が横浜ベイブリッジの地震応答に与える影響を、水平多層地盤を準解析的に取り扱った薄層要素法を用いた小長井が提案する方法³⁷⁾によって検討した。具体的には、小長井の方法によって求めた動的インピーダンスをS-Rモデルの初期剛性として与え、やはり小長井の方法によって求めた有効入力地震動を動的解析の入力地震動として用いた。検討の結果、動的相互作用効果をより厳密に考慮すれば、横浜ベイブリッジに生じる地震応答は小さくなることが確認できた。しかし、非線形域における基礎構造と周辺地盤間の動的相互作用の効果を耐震設計で考慮するためには、まだ多くの点が解明されていないことから、上述した地震時保有耐力照査モデルより求めた非線形特性のみをS-Rモデルには考慮した。

表-6 動的解析における非線形性の扱い

対象橋梁		幾何学的非線形性		骨組みモデル	
		有限変位	線形化有限変位	2次元	3次元
横浜ベイブリッジ	橋軸方向		○	○	
	直角方向		○		○
レインボーブリッジ	橋軸方向	○		○	
	直角方向	○			○
鶴見つばさ橋	橋軸方向		○		○
	直角方向		○		○
対象橋梁	構造要素	非線形性のモデル化			
横浜ベイブリッジ	主塔・端橋脚	曲げモーメント-曲率関係をトリリニアモデルで表現			
	補剛桁	線形要素			
	ケーブル	非抗圧部材			
	タワーリンク	幾何学的に非線形性による復元力を非線形弾性（硬化型バネ）で表現			
	ウインドタンク	3次元シェル要素を用いた Push-over 解析より得られた荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現			
	基礎構造～周辺地盤系	基礎構造の地震時保有耐力照査モデルより得られるフーチング底面位置における荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現			
	本橋と隣接橋梁間の衝突	インパクトバネで表現			
レインボーブリッジ	主塔・側塔	曲げモーメント-曲率関係をトリリニアモデルで表現			
	補剛桁	線形要素			
	主ケーブル	線形要素			
	ハンガー	非抗圧部材			
	センターステイとエンドステイ	レベル1地震動で破断するので無視			
	ウインドタンク	3次元シェル要素を用いた Push-over 解析より得られた荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現			
	アンカレイジ	剛体2自由度系			
	基礎構造-周辺地盤系	基礎構造の地震的保有耐力照査モデルより得られるケーソン基礎上面位置における荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現			
鶴見つばさ橋	補剛桁と塔間の衝突	インパクトバネで表現			
	主塔	曲げモーメント-曲率関係をトリリニアモデルで表現			
	SRC 橋脚（端橋脚）	曲げモーメント-曲率関係を Takeda 型モデルで表現			
	SRC 橋脚（主塔位置）	せん断損傷が先行すると予想されたので、線形要素とした場合と、曲げモーメント-曲率関係を Takeda 型モデルで表した場合の2種類のモデルを作成			
	ケーブル	非抗圧部材			
	弾性拘束ケーブル	圧縮力に抵抗できない、スリップ型のバイリニアモデルで表現			
	橋軸方向ストッパー	3次元シェル要素を用いた Push-over 解析より得られた荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現			
	ベーン型ダンパー	レベル2地震動が作用すると早い段階でその機能が失われると予想されたので、減衰力と速度の関係を考慮した非線形粘性ダンパーで表した場合と、ベーン型ダンパーを無視した場合の2種類のモデルを作成			
	基礎構造-周辺地盤系	基礎構造の地震的保有耐力照査モデルより得られるケーソン基礎上面位置における荷重-変位関係を非線形弾性バネで表現			
	本橋と隣接橋梁間の衝突	インパクトバネで表現			

図-18 は、横浜ベイブリッジの地震観測記録から求めたモード減衰定数¹²⁾である。図には、固有周期とモード減衰定数の関係とともに、地震観測記録から同定された固有振動モードの変位振幅とモード減衰定数の関係も示してある。伊豆大島近海地震では橋軸方向の Sway（遊動円木）の固有振動モードが卓越し、東京湾地震では桁の面内たわみ対称1次（橋軸方向）と面外たわみ対称1次（橋軸直角方向）が卓越しており、卓

越した固有振動モードの変位振幅、モード減衰定数ともに大きな値が得られていることがわかる。このように、作用する地震動が小さくとも、それなりに励起された固有振動モードであれば、モード減衰定数として2%よりも大きな値が見込めることがわかる。このような地震観測結果と振動実験結果^{38),39)}および既往の研究成果^{32)~35),40),41)}を参考に、各構造要素に与える構造減衰定数は、次のように与えた。従来からケーブルの

(1) 固有周期とモード減衰定数の関係

(2) 固有振動モードの変位振幅とモード減衰定数の関係

図-18 地震観測記録より得られた横浜ベイブリッジのモード減衰定数¹²⁾

構造減衰は小さいとされているが地震時には定着部の摩擦等による減衰性能の向上が期待されるので1%, 曲げ変形が生じる主桁は2%, 材料非線形性を履歴モデルで考慮した主塔や端橋脚は1%, 鶴見つばさ橋の端橋脚と主塔橋脚はSRC 構造であることと材料非線形性を履歴モデルで考慮したので2%, 基礎構造-地盤間バネは逸散減衰効果と地盤と基礎構造の履歴減衰効果(主に地盤)を含めて20%とした。

このほかにも、数々の検討を行っているが、細かい点は文献 42) や 43) を参照されたい。

表-6 は、表-5 に示した様々な検討を踏まえて到達した解析モデルを整理したものである。各橋梁における幾何学的非線形性の考慮の方法や骨組みモデルの次元は、3次元モデルを用いた有限変位理論による材料非線形動的解析(複合非線形動的解析)をすべての橋梁に対して行い、この解析結果と同等レベルの地震応答が得られたものを選定している。横浜ベイブリッジは主塔と主桁の橋軸方向支持形式として短いリンク構造を採用しているため、橋軸方向の振動は振り子のような振動特性を示す。振り子が大幅の変位で振動すると、幾何学的非線形性を無視できない。横浜ベイブリッジにおける短いリンク構造の幾何学的非線形性は、硬化型バネでモデル化することによって、線形化有限変位理論による材料非線形動的解析でも、複合非線形動的解析と同等レベルの解を得ることができることが確認された⁴²⁾。横浜ベイブリッジのような幾何学的非線形性の影響が大きい構造系の複合非線形動的解析は、高

(1) 横浜ベイブリッジ

(2) レインボーブリッジ

(3) 鶴見つばさ橋

図-19 レベル2地震動の耐震補強検討に用いた3橋の動的解析モデル(橋軸直角方向)

性能のCPUを用いたとしても数十時間の計算時間が必要となり、線形化有限変位理論による材料非線形動的解析を行うことができるならば計算時間の飛躍的な効率化が可能となる。

レインボーブリッジは、長さが短いハンガーや補剛桁と側塔を結んでいる連結材に生じる軸力の変化を適切に求めるために、橋軸方向と橋軸直角方向の両方向とも、複合非線形動的解析を実施する必要があった。鶴見つばさ橋の主桁は、1面のケーブルで吊られた広幅員の鋼箱桁であり、そのねじれ振動が橋軸直角方向から地震動が作用する場合だけでなく橋軸方向から地震動が作用する場合もその影響が大きいと予想されたので橋軸方向と橋軸直角方向の両方向とも、3次元モデルを用いた。

図-19 は、3橋の橋軸直角方向の動的解析モデルを示している。横浜ベイブリッジは、建設時の設計では箱桁とトラスからなる主桁を等価な1本梁でモデル化していたが、ここでは3次元トラス構造として忠実にモデル化した。これは、タワーリンクとケーブルで支持された主桁を等価な1本梁でモデル化すると、レベル2地震動によって主桁に生じるねじれモーメントを過

大評価するからである。さらに、そのねじれモーメントに釣り合うためにタワーリンクに生じる軸力も過大評価される。そのようなモデルでは、横浜ベイブリッジにおける重要な構造要素であるタワーリンクシステムに生じる損傷を適切に評価することができなかったからである。

6. おわりに

首都高速道路における代表的な長大橋梁である横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋のレベル2地震動に対する耐震性評価と耐震補強構造選定の基本方針を示すとともに、耐震性評価に用いるレベル2地震動に関する検討結果を示した。また、レベル2地震動に対する地震応答の算出に用いた解析モデルの作成に関する検討や、レベル2地震動によって生じた損傷が対象とする橋梁に与える影響に関する検討の内容や解析モデルについても整理した。

レベル2地震動は、プレート境界に発生するM8クラスの地震と、内陸直下で発生する地震を想定した。プレート境界に発生するM8クラスの地震による強震動は、1923年関東地震における震源モデルを基本としながら、その破壊の伝搬方向を架橋地点に向かうように設定し、地震動の周期成分には、検討対象とする橋梁の主要な固有振動モードの固有周期と同じ周期のものが多く含まれるようにアスペリティサイズとその位置を変化させた。

首都圏における内陸直下で発生する地震は、既往最大規範の考えに基づいて、1995年兵庫県南部地震で観測された地震動を対象とした。3橋梁の架橋地点における工学的基盤面から、神戸ポートアイランドの工学的基盤面上で観測された地震動を作用させて求めた地表面上の加速度応答スペクトルは、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されるタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトルに近似していたので、内陸直下型地震として、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に規定されるタイプⅡ地震動の標準加速度応答スペクトルにその加速度応答スペクトルを適合させた標準加速度波形を用いることにした。

これらのレベル2地震動に対して、3橋が目標とする耐震性能は、レベル2地震動によって生じる損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きないことを目標としている。具体的には、損傷箇所とその状態によっては恒久的な補修に時間を要することも想定されるが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能であり、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修

を行いながらの走行が可能な程度を想定している。現在、この耐震性能を満足するように、耐震補強構造の検討や詳細な設計が進められている。

謝辞：本検討は「首都高速道路の橋梁に関する調査研究」委員会（委員長：東京大学 藤野陽三教授）にて審議され、各委員、幹事には様々な助言をいただいた。また、プレート境界に発生する地震動の推定では、独立行政法人防災科学技術研究所地震防災フロンティア研究センター 東原紘道所長、東京大学地震研究所 宮武隆助教授、独立行政法人産業技術総合研究所活断層研究センター 吉見雅行氏にご指導いただいた。基礎構造と地盤の動的相互作用効果の評価に関しては、東京大学生産技術研究所 小長井一男教授にご指導いただいた。ここに、深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 首都高速道路公団：横浜ベイブリッジ工事誌，1994。
- 2) 首都高速道路公団：レインボーブリッジ工事誌，1996。
- 3) 首都高速道路公団：鶴見つばさ橋工事誌，1994。
- 4) 前田邦夫：短いリンク支承を有する斜張橋の力学特性と実用性に関する研究，東京大学学位請求論文，1990。
- 5) 土木学会田中賞選考委員会編：Bridges 田中賞の橋，鹿島出版会，1999。
- 6) 財団法人首都高速道路協会：横浜港横断橋下部構造の設計施工に関する調査研究報告書，1980。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002。
- 8) 例えば，内閣府中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」，「東南海・南海地震に関する専門調査会」，<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/tokai/>，<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/>。
- 9) 片岡正次郎，村越潤，田村敬一：統計的グリーン関数法を用いた震源近傍における強震動のシミュレーション，第11回日本地震工学シンポジウム（CD-ROM），2002。
- 10) 総特集「最近の強震動予測研究—どこまで予測可能となったのか？—」，月刊地球，号外No.37，2002。
- 11) 若林登，高野晴夫，七井英子，矢部正明：地震観測記録による横浜ベイブリッジの固有振動特性，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.336-337，1993。
- 12) 矢部正明，七井英子，若林登，高野晴夫：地震観測記録による横浜ベイブリッジのモード減衰定数の推定，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部，pp.334-335，1993。
- 13) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，鋼材倶楽部，日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅰ）～（Ⅷ），（総括編），共同研究報告書第178号～184号，第212号，第219号，1997-1999。
- 14) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility of thin-walled steel box stub-columns, *Journal of Structure Engineering*, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1304-1311, 2000。
- 15) Zheng, Y., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility evaluation procedure for thin-walled steel structures, *Journal of Structure Engineering*, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1312-1319, 2000。
- 16) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—，（財）阪神高速道路管理技術センター，1997。
- 17) 阪神高速道路公団監修：阪神高速道路震災から復旧まで1995.1.17-1996.9.30 [写真集]，（財）阪神高速道路管理技

- 術センター, 1997.
- 18) 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, 第1章橋梁, 土木学会, 1996.
 - 19) 総理府地震調査研究推進本部地震調査委員会編：日本の地震活動－被害地震から見た地域別の特徴－(追補版), (財)地震予知総合研究振興会, pp.109-127, 1999.
 - 20) 佐藤良輔編著：日本の地震断層パラメータハンドブック, 鹿島出版会, pp.141-151, 1989.
 - 21) Wald, D. J. and Somerville, P.G.: Variable-slip rupture model of the great 1923 Kanto, Japan, earthquake: geodetic and body-wave-from analysis, *Bulletin Seismology Society of America*, Vol.85, pp.159-177, 1995.
 - 22) Takeo, M. and Kanamori, H.: Simulation of Long-Period Ground Motion near a Large Earthquake, *Bulletin Seismology Society of America*, Vol.87, pp.140-156, 1997.
 - 23) 土木学会地震工学委員会, 減震・免震・制震小委員会：減震・免震・制震構造設計法ガイドライン(案), pp.13-17, 2002.
 - 24) 宮武隆：強い揺れの生成メカニズム, 地球科学の新展開 2 地球ダイナミクスと地震発生, 東京大学地震研究所編者, 朝倉書店, pp.179-195, 2002.
 - 25) 吉見雅行, 宮武隆, 東原紘道：震源近傍の特定地点の周期帯の波を卓越させる地震断層モデル－全無限等方均質弾性体における検討－, 応用力学論文集, Vol.6, pp.799-808, 2003.
 - 26) 額縁一起, 竹中博士：近地震波の伝播に関する理論, 地震 2, Vol.42, pp.391-403, 1989.
 - 27) 首都圏基盤構造研究グループ：夢の島人工地震実験資料集, 1989.
 - 28) 永井理子, 菊池正幸, 山中佳子：三陸における再来大地震の震源過程の比較研究－1968年十勝沖地震と1994年三陸はるか沖地震の比較－, 地震 2, Vol.54, pp.267-280, 2001.
 - 29) EIC 地震学ノート No.139: 遠地実体波解析 2003年9月26日十勝沖地震 (Mj8.0), http://www.eic.eri.u-tokyo.ac.jp/EIC/EIC_News/030926.html, 2003.
 - 30) 松田時彦著：自然景観の読み方 2 動く大地を読む, pp.1-29, 岩波書店, 1992.
 - 31) (財)日本建築構造技術者協会：横浜市高層建築物耐震指導基準策定委員会報告書, 1992.
 - 32) (財)日本建築防災協会, 臨海部構造安全委員会：臨界部における大規模建築物群の総合的な構造安全に関する調査・検討報告書総集編, 1992.
 - 33) Filiatrault, A., Tinawi, R. and Massicotte, B.: Damage to Cable-Stayed Bridge during 1988 Saguenay Earthquake. II: Dynamic Analysis, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No.5, pp.1450-1463, 1993.
 - 32) Unjoh, S. and Adachi, Y.: Damping Characteristics of Long-Span Suspension Bridges, IABSE Symposium Kobe 1998 Long-Span High-Rise Structures, pp.335-340, 1998.
 - 34) 吉澤努, 森谷俊美, 福永勲, 川端淳：本州四国連絡橋の地震時挙動とシミュレーション解析, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.685-694, 2000.
 - 35) 萩原勝也, 西森孝三, 新田勉：芸予地震による安芸灘大橋の地震応答解析, 橋梁と基礎, Vol.36, No.5, pp.31-36, 2002.
 - 36) Hardin, B. O. and Drenevitch, V. P.: Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equation and Curves, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, SM7, pp.667-692, 1972.
 - 37) Konagai, K.: Shaking Table Test Allowing Interpretation of Damage to Structure in Terms of Energy Influx and Efflux through Soil-Structure Interface, Report of Research Project 1999 Grant-in-Aid for Scientific Research (B), No. 10450174, 2000.
 - 38) 和田克哉, 小山次郎, 高野晴夫, 津村直宜, 林寛之：横浜ベイブリッジの振動実験, 橋梁と基礎, Vol.26, No.2, pp.15-18, 1992.
 - 39) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 岡田淳：鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.247-258, 1996.
 - 40) Kawashima, K., Unjoh, S. and Tunomoto, M.: Estimation of Damping Ratio of Cable-Stayed Bridges for Seismic Design, *Journal of Structural Engineering*, Vol.119, No.4, pp. 1015-1031, 1997.
 - 41) Brownjohn, J. M. W.: Estimation of damping in suspension bridges, *Proc. Instn. Civ. Engrs. Structs. & Bldgs.*, Vol.104, pp.401-415, 1994.
 - 42) 吉川博, 並川賢治, 溝口孝夫, 山口宏樹, 矢部正明：短リンクを有する斜張橋の複合非線形地震応答に現れる飛び移り現象とその解決, 土木学会地震工学論文集, Vol.27 (CD-ROM), 2003.
 - 43) 並川賢治, 崎濱秀仁, 溝口孝夫, 土屋智史, 臺原直, 矢部正明：中空 SRC 橋脚の破壊形態と耐力評価の一方法, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.1051-1058, 2004.

(2004. 7. 29 受付)

For the Yokohama Bay Bridge, Rainbow Bridge and Tsurumi Tsubasa Bridge, the basic principles were developed for seismic assessment for level-2 ground motions and for selection of seismic retrofit structures. Level-2 ground motions were defined for seismic assessment. For level-2 ground motions, plate boundary earthquakes with magnitude of 8 and near-field inland earthquakes with magnitude of 7 were assumed. The strong ground motions of plate boundary earthquakes with magnitude of 8 were defined based on the source model of the 1923 Kanto Earthquake. The asperity size and those locations were determined so that the ground motions were composed of numerous periods identical to the natural periods of major normal modes of vibration of the bridges, and that rupture was propagated toward the location of the bridge. For the ground motions of near-field inland earthquakes with magnitude of 7 in the Tokyo metropolitan area, the ground motions of the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake, the highest existing criteria, were adopted.