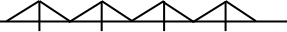


多径間連続斜張橋の長大化および 高性能化に関する研究

杉 山 裕 樹



論文要旨

本研究は、世界最大規模となる支間長 653m を 3 径間有する多径間連続斜張橋（以下、4 主塔連続斜張橋という）を対象に、自然環境の厳しい我が国の状況を踏まえ、長大化を実現するために重要な耐荷性能、耐風安定性および耐震性の観点から構造特性を解明し、多径間連続斜張橋の高性能化に資する手法および構造を提案することを目的としている。支間長 600m を超える多径間連続斜張橋は現在世界に 2 例あるが、いずれも 3 主塔連続斜張橋であり、支間長 650m 級の 4 主塔連続斜張橋における構造特性は明らかにされていない。また、長支間化に伴いたわみやすい特性を有する多径間連続斜張橋の橋全体としての剛性確保が課題となるが、架橋条件に応じた合理的かつ最適な剛性を有する構造は明らかにされていない。さらに、本研究において最適な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋構造として提案した鋼製橋軸 A 型主塔および鋼製分離 2 箱桁は同種の橋梁における事例はなく、空力振動特性や地震時構造特性は未解明である。このような背景を踏まえ、本論文においては以下の 3 点に着目している。

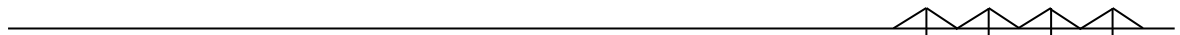
- ・世界最大規模の多径間連続斜張橋の構造特性を明らかにするとともに、斜張橋全体としての最適な剛性を検討する手法を提案し、それを適用した合理的かつ最適な剛性を有する構造を示すこと
- ・最適な剛性を有する構造として提案した橋軸 A 型主塔および分離 2 箱桁を有する多径間連続斜張橋に対して、主桁および主塔の空力振動特性を明らかにするとともに景観および維持管理性を考慮しつつ耐風安定性に優れる構造を提案すること
- ・多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案するとともに、それを適用し危機耐性や冗長性が確保された構造を示すこと

本論文は全 8 章により構成されており、以下に各章の実施内容および主な成果を示す。

第 1 章では、本研究の背景、関連する先行研究、先行事例ならびに研究目的を述べている。特に斜張橋全体としての剛性、耐風安定性および耐震性について解説するとともに、本研究において解決すべき具体的な課題を抽出し、多径間連続斜張橋の長大化および高性能化に資する本研究の目的を達成するための着目点を示している。さらに、本論文の構成について説明している。

第 2 章では、4 主塔連続斜張橋を対象に同規模の 2 主塔斜張橋および 4 主塔連続吊橋と比較することにより静的および動的な構造特性とその構造実現性を明らかにするとともに、鉛直荷重および水平荷重に対する多径間連続斜張橋の連続径間数や荷重載荷位置の違いが構造特性に与える影響を検討している。その結果として、多径間連続斜張橋は、鉛直荷重に対する側径間の拘束効果が低下するため斜張橋全体としての剛性が低下し、その程度は連続径間数の増加にしたがい大きくなるが 4 主塔以降は鈍化するなどの基本的な構造特性を明らかにしている。

第 3 章では、長大化に必要な斜張橋全体としての剛性を確保するための合理的な構造を提案している。ケーブルシステムによる剛性向上構造として新たにタワーサポートケーブル構造を提案し、同種の既往事例による剛性向上構造と比較することにより、剛性向上効果および経済性において提案構造の優位性を示している。また、斜張橋を構成する部材のうち、主塔剛性が最も効率的に斜張橋全体の剛性向上に寄与することを明らかにし、主塔形状は橋軸 A 型とすることが合理的であることを示



している。さらに提案した2つの構造を比較検討し、想定される架橋条件を踏まえると橋軸A型主塔が耐災害性、景観および維持管理性の観点から優位であることを示している。

第4章では、斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査法を提案し、それに基づく最適な剛性を有する構造を検討している。ここでは、橋全体としての剛性やたわみ規定に関する文献調査等から具体的な性能照査項目を提案するとともに、それを4主塔連続斜張橋に適用し、斜張橋全体剛性の違いによる性能照査項目および経済性に与える影響を比較している。その結果として、活荷重たわみを指標とすると $L/300$ (L : 支間長) 以下となる4主塔連続斜張橋構造が最適であることを示している。

第5章では、4主塔連続斜張橋における分離2箱桁の空力振動特性および耐風安定性について、想定される架橋地点における風観測データ等により耐風設計条件および要求性能を設定し、それに基づく2次元剛体模型バネ支持試験により評価している。分離2箱桁は低風速域においてたわみ渦励振が発現することに加え、4主塔連続斜張橋のたわみ振動数が低いことから高次モードが使用性照査の対象となり、わずかな振動振幅において許容振幅を超過することを明らかにしている。また、分離2箱桁は箱桁間開口部側ウェブ下端に適切な面取りを設けること、箱桁間開口部側防護柵に適切なフラップを設けることにより耐風安定性が大きく向上することを明らかにしている。

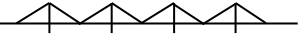
第6章では、4主塔連続斜張橋における橋軸A型主塔に対して、景観および維持管理性を踏まえつつ耐風設計条件を満たす構造を検討するための合理的な手法を提案し、それに基づく剛体模型および弾性模型による風洞試験により空力振動特性および耐風安定性を評価している。橋軸A型主塔は主塔面外1次モードの渦励振および不規則振動が課題となるが、適切な面取り形状を設けることにより振動を抑制することが可能であることを明らかにしている。しかし、斜風に対しては塔頂1柱部の面取り効果が低減することによって渦励振が発現するとともに2柱部が起振源となる不規則振動が発現することが確認されたが、風観測記録に基づく疲労照査により耐風設計条件を満足することを明らかにしている。

第7章では、多径間連続斜張橋の危機耐性を踏まえた耐震構造計画手法を提案している。これまでにない規模の多径間連続斜張橋に対して地震時構造特性および破壊形態を明らかにするとともに、設計基準に基づく性能評価に加え、設計想定と異なる地震作用への危機耐性や冗長性を確保することを目標とした耐震戦略を示している。さらに、構造特性および破壊形態を踏まえて、構造不安定を引き起こす損傷イベントを特定し、致命的な状態に至る過程においても様々なイベントを経ながら荷重支持機能が維持されることを目標とした具体的な検討方法を示すとともに4主塔連続斜張橋に適用した結果を示している。その結果として、耐震戦略を踏まえた4主塔連続斜張橋の損傷過程を明らかにするとともに望ましい破壊プロセスとなることを確認し、危機耐性や冗長性が確保された構造であることを示している。

第8章では、本論文の成果を総括し結論として取りまとめるとともに今後の課題および展望を述べている。

目 次

第1章 序論	1
1.1 概説	1
1.2 斜張橋における長大化技術の現状	1
1.2.1 斜張橋における長大化技術の変遷および現状	1
1.2.2 多径間連続斜張橋における長大化技術の変遷および現状	4
1.3 多径間連続斜張橋の長支間化および性能向上に関する研究と課題	11
1.3.1 斜張橋全体としての剛性	11
1.3.2 たわみの照査および活荷重	12
1.3.3 耐風安定性	13
1.3.4 耐震性	18
1.4 橋梁における構造計画の現状および計画コンセプトの設定	21
1.5 本研究の対象橋梁	23
1.6 本研究の目的と構成	26
1.7 第1章 参考文献	30
第2章 多径間連続斜張橋の構造特性および構造実現性	37
2.1 概説	37
2.2 検討手法	38
2.2.1 研究対象橋梁	38
2.2.2 設計条件	39
2.2.3 各部材の設定	39
2.2.4 解析モデル	43
2.3 静的構造特性の比較	45
2.3.1 桁の構造特性の比較	45
2.3.2 ケーブルの構造特性の比較	48
2.3.3 主塔の構造特性の比較	50
2.3.4 静的構造特性における構造実現性	53
2.4 動的構造特性の比較	54
2.4.1 主塔の構造特性の比較	54
2.4.2 桁の構造特性の比較	65
2.4.3 ケーブルの構造特性の比較	69
2.4.4 動的構造特性における構造実現性	71
2.5 連続径間数の違いによる斜張橋構造特性への影響	72



2.5.1	研究対象モデル	72
2.5.2	鉛直荷重に対する連続径間数の違いによる変形挙動	72
2.5.3	鉛直荷重に対する載荷位置の違いによる変形挙動	73
2.5.4	水平荷重に対する連続径間数の違いによる変形挙動	74
2.5.5	4主塔連続斜張橋の基本的な構造特性	76
2.6	まとめ	77
2.7	第2章 参考文献	79

第3章 合理的な斜張橋全体としての剛性向上構造の提案 81

3.1	概説	81
3.2	ケーブルシステムによる斜張橋全体としての剛性向上効果	82
3.2.1	検討方針	82
3.2.2	研究対象橋梁および検討条件	82
3.2.3	研究対象ケーブルシステム	84
3.2.4	各ケーブルシステムの応答比較	87
3.3	タワーサポートケーブル構造の最適化	90
3.3.1	検討方針	90
3.3.2	研究対象橋梁および検討条件	90
3.3.3	ケーブル数量およびケーブル配置の影響	92
3.3.4	タワーサポートケーブルの最適構造	101
3.4	地震動に対するタワーサポートケーブルの影響	102
3.4.1	検討方針	102
3.4.2	検討条件	102
3.4.3	振動特性に与える影響	102
3.4.4	レベル1地震動による影響	103
3.4.5	レベル2地震動による影響	103
3.5	主塔による斜張橋全体としての剛性向上効果	105
3.5.1	検討方針	105
3.5.2	各部材の剛性が活荷重たわみに与える影響	105
3.5.3	主塔形状による斜張橋全体としての剛性向上効果	106
3.5.4	主塔材料による検討	109
3.6	計画コンセプトを踏まえた斜張橋全体としての剛性向上構造の提案	111
3.7	まとめ	112
3.8	第3章 参考文献	114

4.1 概説	115
4.2 斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目の提案	116
4.2.1 たわみの照査に関する基準	116
4.2.2 既往長大橋における活荷重たわみの現状	116
4.2.3 斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目	118
4.3 斜張橋全体剛性の違いが性能照査項目に与える影響	119
4.3.1 活荷重が主たる作用となる状況	119
4.3.2 風が主たる作用となる状況	130
4.3.3 地震動が主たる作用となる状況	131
4.3.4 2次応力による影響	133
4.3.5 主塔剛性の違いが建設費用に与える影響	139
4.4 まとめ	140
4.5 第4章 参考文献	142

第5章 多径間連続斜張橋における分離2箱桁の耐風安定性の評価

5.1 概説	143
5.2 耐風設計条件および要求性能の設定	144
5.2.1 検討方針	144
5.2.2 現地風の観測方法	144
5.2.3 耐風設計条件の設定	146
5.3 架橋条件を考慮した気流傾斜角の検討	151
5.3.1 検討方針	151
5.3.2 現地風観測結果の分析	151
5.3.3 平均傾斜角に関する検討	153
5.3.4 変動傾斜角に関する検討	165
5.3.5 静的変形に伴う主桁の傾斜角に関する検討	167
5.3.6 主桁の設計に考慮する傾斜角の設定	170
5.4 主桁基本形状の設定	171
5.4.1 主桁に対する現状の課題	171
5.4.2 主桁基本断面形状の提案	172
5.4.3 主桁に取り付く付属構造物の検討	173
5.5 2次元剛体バネ支持試験の方法	174
5.5.1 試験条件	174
5.5.2 風洞試験検討フロー	175
5.5.3 目標とする耐風性能	176
5.6 2次元剛体バネ支持試験による耐風安定性の評価	178

5.6.1	主桁基本断面形状の空力振動特性	178
5.6.2	箱桁ウェブ形状による影響	179
5.6.3	耐風付加物による影響	187
5.6.4	最適主桁断面形状	192
5.6.5	構造減衰および乱流による影響	195
5.7	フラッター解析による耐風安定性の評価	196
5.7.1	検討方針	196
5.7.2	非定常空気力係数試験	196
5.7.3	3次元フラッター解析	197
5.8	主桁形状の計画コンセプトの実現性に対する検証	200
5.9	まとめ	202
5.10	第5章 参考文献	204

第6章 多径間連続斜張橋における橋軸A型主塔の耐風安定性の評価 207

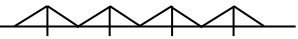
6.1	概説	207
6.2	主塔形状の検討手法の提案	208
6.3	景観検討を踏まえた主塔形状	209
6.3.1	景観コンセプト	209
6.3.2	主塔の基本形状	209
6.3.3	主塔の景観検討	211
6.4	2次元断面可視化試験による空力特性の傾向把握	218
6.4.1	検討方針	218
6.4.2	検討断面形状	218
6.4.3	風洞模型	220
6.4.4	試験方法および評価方法	220
6.4.5	試験結果に基づく断面形状候補案の抽出	220
6.5	3次元ロッキング模型試験による詳細検討対象形状の抽出	224
6.5.1	検討方針	224
6.5.2	研究対象主塔	224
6.5.3	風洞試験条件および試験方法	225
6.5.4	試験結果に基づく詳細検討対象形状の抽出	228
6.6	3次元弾性模型試験による耐風安定性の評価	234
6.6.1	検討方針	234
6.6.2	研究対象主塔	234
6.6.3	風洞試験条件および試験方法	236
6.6.4	試験結果に基づく耐風安定性の評価	237
6.6.5	乱流中における空力振動特性の影響	244
6.6.6	風観測データを用いた累積損傷比による疲労照査	248

6.7 主塔形状の計画コンセプトの実現性に対する検証	253
6.8 まとめ	255
6.9 第6章 参考文献	257

第7章 多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画 259

7.1 概説	259
7.2 危機耐性を考慮した耐震構造計画手法の提案	261
7.2.1 研究対象橋梁	261
7.2.2 危機耐性を考慮した耐震構造計画手法	261
7.3 耐震戦略の設定	263
7.3.1 構造特性の把握	263
7.3.2 破壊形態の評価	267
7.3.3 耐震戦略の提案	273
7.4 架橋条件を踏まえた要求性能の設定	274
7.4.1 架橋地点周辺の特性	274
7.4.2 検討対象断層とシナリオ型地震動の区分	274
7.4.3 シナリオ型地震動の作成	275
7.4.4 要求性能の設定	279
7.5 シナリオ型地震動に対する要求性能の照査	281
7.5.1 解析条件	281
7.5.2 限界状態の目安	283
7.5.3 目標限界状態に対する照査	284
7.6 破壊プロセスの評価	287
7.6.1 プッシュオーバー解析による検証	287
7.6.2 主塔最大耐力の評価	289
7.6.3 漸増動的解析による検証	290
7.7 大阪湾断層帯のとう曲変位による影響	292
7.7.1 検討方針	292
7.7.2 とう曲変位量の推定	292
7.7.3 とう曲変位時の橋梁基礎天端変位量の推定	294
7.7.4 とう曲変位による橋梁応答への影響	295
7.8 耐震構造計画における計画コンセプトの実現性に対する検証	297
7.9 まとめ	298
7.10 第7章 参考文献	300

第 8 章 結論	303
8.1 結論	303
8.2 今後の課題と展望	309
謝辞	311
関連論文	317
1. 本論文を構成する公表論文	317
2. その他の論文および口頭発表等	318



第 1 章 序論

1.1 概説

本研究は、世界最大規模となる支間長 653m を 3 径間有する多径間連続斜張橋を対象に、自然環境の厳しい我が国の状況を踏まえ、長大化を実現するために重要となる耐荷性能、耐風安定性および耐震性の観点から構造特性を解明し、多径間連続斜張橋の高性能化に資する手法および構造を提案することを目的としている。具体的には以下の 3 点にまとめられる。

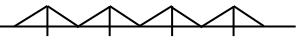
- ・世界最大規模の多径間連続斜張橋の構造特性を明らかにするとともに、斜張橋全体としての最適な剛性を検討する手法を提案し、それを適用した合理的かつ最適な剛性を有する構造を示すこと
 - ・最適な剛性を有する構造として提案した橋軸 A 型主塔および分離 2 箱桁を有する多径間連続斜張橋に対して、主桁および主塔の空力振動特性を明らかにするとともに景観および維持管理性を考慮しつつ耐風安定性に優れる構造を提案すること
 - ・多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案するとともに、それを適用し危機耐性や冗長性が確保された構造を示すこと
- 本章においては、上記の目的に関する実務的背景を示すとともに、本論文の構成を示す。

1.2 斜張橋における長大化技術の現状

1.2.1 斜張橋における長大化技術の変遷および現状

斜張橋の最大支間長（以下、支間長という）と完成年の関係を図 1.1 に示す。斜張橋技術の発展とともに着実に長支間化を実現していることがわかる。以下に既往文献[1-1]を参考に斜張橋技術の変遷を概説する。近代斜張橋の歴史の始まりは、1955 年にスウェーデンの ström 海峡に架けられた strömsund Bridge（支間長 183m）とされる。その後、支間長を伸ばしながらドイツの Rhein 川に Theodor-Heuss Bridge（支間長 260m）および Severin Bridge（支間長 302m）が架けられた。これら 2 橋はいずれも鋼床版を用いることにより軽量化を図り支間の長大化がなされている。いずれもドイツの技術によって架けられ、ケーブル段数の少ない 2 主桁形式である[1-1]。我が国においては、1958 年に国内初の斜張橋（支間長 128m）である勝瀬橋が建設された。この橋は、吊橋の架け替えとして建設され、旧吊橋の主塔やアンカレイジを活用した他碁式の斜張橋である[1-2]。

1960 年代には、Rhein 川を中心にドイツ国内に多くの斜張橋が建設された。1963 年に完成した Norderelbe Bridge（支間長 172m）は 1 面ケーブル形式、1967 年に完成した Friedrich-Ebert Bridge（支間長 280m）はマルチケーブル形式と様々な構造的工夫がなされ、このころは、塔は 1 本柱形式、主桁はねじり剛性の大きい 1 箱桁で構成されることが多かった[1-1]。また、1969 年には Knie Bridge（支間長 319m）が完成し、初めて支間長 300m を越えた。自碁式の斜張橋としてわが国初となる神納橋（支間長 80m）が 1964 年に完成[1-3]、1 本柱形式の主塔、1 箱桁の主桁で構成される摩耶大橋（支間長 139m）が 1966 年に完成[1-4]したのち、200m を超える斜張橋として、尾道大橋（支間長 215m）が耐風安定性



などの種々の検討の末、建設された。

1970 年代には、支間長が 200m から 400m 程度の中規模の橋梁形式として世界各地で建設されるようになった[1-1]。1970 年にはドイツに Duisburg-Neuenkamp Bridge（支間長 350m）が建設され、1975 年にはフランスに St.Nazaire Bridge（支間長 404m）が完成し、400m を超える支間長を有する斜張橋が実現した。支間が長大化するに伴って主桁の耐風安定性が課題となり、フェアリングなどによる耐風安定化対策が施されるようになった。また、我が国においては豊里大橋（支間長 216m）などのケーブルに平行線ケーブルの一種であるパラレルワイヤストランド(PWS) が用いられるようになった。PWS は従来のロックドコイルロープやスパイラルロープに比べ、引張強度および弾性係数が高く、以降のわが国の斜張橋に広く普及するようになった[1-1]。また、我が国初のマルチケーブルを用いたかもめ大橋（支間長 240m）[1-5]や世界初のダブルデッキ斜張橋である六甲大橋（支間長 220m）[1-6]が建設された。

1980 年代になると、世界各地で大規模な斜張橋が建設されるようになった。我が国においても支間長が 400m を越え、名港西大橋（支間長 405m）、櫃石島橋（支間長 420m）、岩黒島橋（支間長 420m）が建設された。これらの斜張橋の特徴として、その大多数においてマルチケーブル形式の平行線ケーブルが使用されているが、従来のケーブルに替わり、疲労強度の高いソケット定着構造を有し直径 7mm の PC 鋼線を平行に束ねポリエチレン管に挿入して空隙にグラウト材を充填する平行線ケーブルが開発され、広く普及するようになった[1-1]。その後、工場において亜鉛メッキ鋼線を束ねてポリエチレン被覆し、架設現地において全く防食処理を必要としない被覆平行線ケーブルが開発され、1989 年に建設された横浜ベイブリッジ（支間長 460m）に適用された。また、マルチケーブル形式では、各段とも 1 本のストランドによりケーブルが構成されるため、剛性が小さくなり風による振動が生じやすくなった。そのため、ケーブル相互をロープにより連結する、ケーブルに直接ダンパーを取り付けるなどの対策が施された[1-1]。

1990 年代になると、橋梁規模はますます長大化し、従来の吊橋の領域と考えられていた 1000m 近くの大規模な斜張橋が建設されるようになった。我が国においては、生口橋（支間長 490m）、東神戸大橋（支間長 485m）、鶴見つばさ橋（支間長 510m）、名港中央大橋（支間長 590m）などが建設され、中国においては Yangpu Bridge（支間長 602m）、フランスにおいては Normandie Bridge（支間長 856m）が建設された。1999 年には当時世界最長となる多々羅大橋（支間長 890m, 写真 1.1）が完成した。多々羅大橋の設計においては、全長 30m の全体模型による耐荷力試験が行われ、高軸力化における全体構造の安定性が確認されている[1-1]。遠藤は支承形式が主塔部に正のバネ効果を有する弾性バネ支持の場合、主塔から主桁が座屈するモードとなり座屈強度が向上することを示している[1-7]。奥川は荷重増分法による弾塑性有限変位解析を実施し、橋梁全体の終局状態は主塔付近の主桁の変形が急速な増加により現れたが、設計荷重倍率の 10.7 倍と十分に高い値であることを確認している[1-8]。ケーブル振動に対しては従来から知られている渦励振に加え、レインパイブレーションなどが確認され、ケーブル自身に制振効果を持つ空力的対策が施されたケーブルが開発された。主塔においても風による振動が問題となり、空力的対策が施されるようになった[1-1]。

2000 年代になり、吊橋の領域であるとされた支間長が 1000m を超える斜張橋が実現するようになった。世界における初めて支間長が 1000m を超える斜張橋として、2008 年に中国において Sutong Yangtze River Bridge（支間長 1088m）[1-9]が完成した。高さ 300m を超える逆 Y 形状の鉄筋コンクリート製（以下、RC という）主塔に引張強度 1770MPa のケーブル、鋼床版 1 箱桁にて構成され、基礎は杭径 2.5~2.8m、杭長約 120m の場所打ち杭にて支持されている。耐風安定性は安全性を左右する重

第 1 章

要な課題であるが、数値シミュレーションを重ね、風洞試験を実施しながら比較検討し、主桁のフェアリング形状やケーブル表面に一樣な粒度を設けることなどの対策が行われた。また、その長大さから非線形性が懸念され、それが各種部材に与える影響を詳細に検討した結果、主桁の変位などに及ぼす影響は 10%程度にとどまることが明らかとなり、供用時の安全性は確保できることが確認された。併せて、非線形性を踏まえた詳細な解析に基づき施工管理が行われた。続いて 2009 年には Stonecutters Bridge（支間長 1018m）[1-10]が完成した。塔は単柱円形構造の RC 主塔が採用され、塔の上部表面は景観および防食の観点からステンレスで覆い、コンクリート部外側の鉄筋にステンレス鉄筋が用いられている。主桁は景観および耐風安定性から中央部で分離した 2 箱桁であるツインボックス形式が採用された[1-11]。また、主塔、主桁およびケーブルにセンサーを配置して風や地震等の影響をはじめ交通荷重のデータ等を計測して橋梁の挙動を観測するための様々なモニタリングシステムが導入されている。2012 年には、ロシアにおいて Russky Island Bridge（支間長 1104m）[1-12]が完成し、現在の世界最長の斜張橋となっている。本橋は、主塔の高さ 321m の A 型 RC 主塔[1-13]、主桁は側径間部を PC 箱桁構造、主径間部を鋼床版箱桁構造とした複合斜張橋である[1-14]。現在、中国において Russky Island Bridge を上回る支間長 1208m の常泰長江大橋が建設中である[1-15]。長江において初となる高速道路、鉄道および一般道路を一体化したトラス構造による主桁を有する斜張橋である。

斜張橋は、鋼材やケーブルの高強度化、耐風安定性に対する検討、幾何学的非線形性、耐震性、基礎、架設などの多くの技術的課題を克服し、着実に支間長を伸ばし、現在は支間長が 1200m まで到達している。

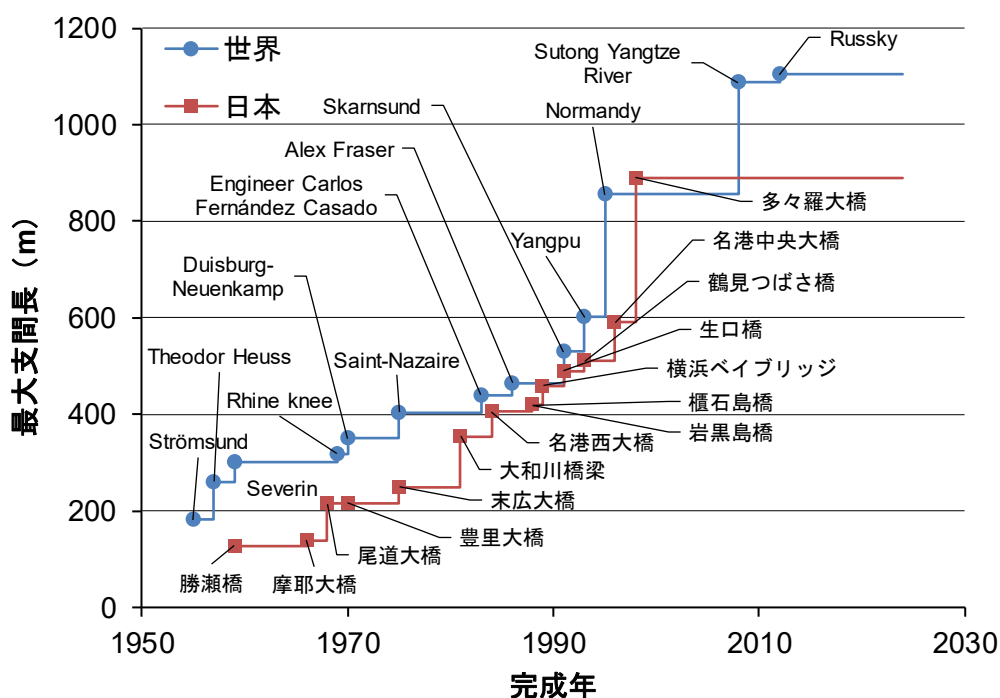


図 1.1 斜張橋の最大支間長と完成年の関係



写真 1.1 我が国最長の斜張橋である多々羅大橋

1.2.2 多径間連続斜張橋における長大化技術の変遷および現状

斜張橋の技術の発展とともに架橋条件の要求などから主径間を複数有する多径間連続斜張橋が建設されている。多径間連続斜張橋の最大支間長と完成年の関係を図 1.2 に示す。多径間連続斜張橋は従来の斜張橋とは異なり、側径間によるアンカーケーブルが機能しないため、主桁に対する鉛直荷重によって大きな変形が生じる懸念がある[1-16]。具体的には、主桁の活荷重たわみの増大、中央主塔の塔頂変位や基部の曲げモーメントの増大、ケーブル張力の増大などの課題が生じる[1-17]ため、長大化とともに様々な構造上の工夫が施されている。

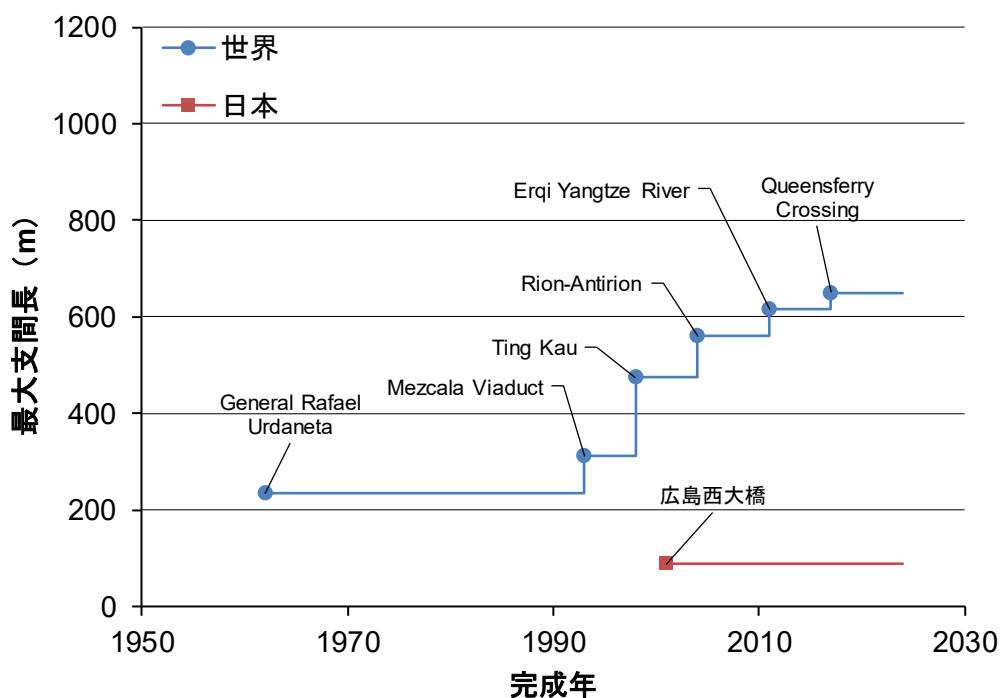
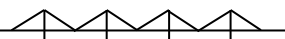


図 1.2 多径間連続斜張橋の最大支間長と完成年の関係



多径間連続斜張橋の原型として最初に建設されたのは、1962 年に完成したベネズエラのマラカイボ湖に架かる General Rafael Urdaneta Bridge（支間長 235m×5 径間，写真 1.2）といわれている[1-18]．この橋は，PC 斜張橋でイタリアの Riccardo Morandi（リッカルド・モランディ）氏によって考案された構造である[1-19]．主塔から張られた 1 対のステイケーブルと，主塔から独立した橋脚と主桁が一体化したラーメン構造の主桁先端をステイケーブルにより支持する構造を 1 つのユニットとし，これが 6 ユニット並び，ユニット間に単純桁が配置されている．鉛直荷重に対しては主塔を A 型形状とすることにより橋軸方向の主塔剛性を向上させ変形を抑制している．なお，イタリアにおいて 2018 年に崩落事故を起こした Polcevera Viaduct（支間長 202.5m，207.9m）も同形式である[1-20]．

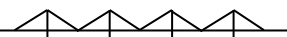


写真 1.2 General Rafael Urdaneta Bridge[1-19]

1993 年にはメキシコにおいて世界初の主径間を 2 連有する本格的な連続斜張橋として Mezcala Bridge（支間長 311.5m および 299.5m，写真 1.3）が建設された[1-21]．本橋は現代的な斜張橋構造であり，主桁は鋼構造，主塔は RC 構造とし中央主塔は基礎からの高さが当時世界最高の 241.8m である．鉛直荷重に対しては，RC 構造として剛性を確保した主塔によって変形を抑制しているものと考えられる．また，一部の側径間において，ケーブルを地盤に定着することにより剛性の確保を行っている．



写真 1.3 Mezcala Bridge[1-22]



1998 年には中国において 3 主塔を有する複合斜張橋の Ting Kau Bridge (支間長 475m および 448m, 写真 1.4) が建設され, 多径間連続斜張橋において初めて支間長が 400m を超えた[1-23]. 本橋は, 主塔が単柱式 RC 構造となっており, 主桁は上下線が分離した構造としてそれぞれ鋼端 2 主鈎桁, 床版はプレキャストコンクリート床版である. また, 主桁には耐風安定性の向上のため整流板が設けられている. ケーブルはファン型マルチケーブルとし, 鉛直荷重に対しては, これまでの主塔剛性による対策からより合理的な方法として中央主塔頂部と側主塔の主桁位置を安定化ケーブルにより連結することによって中央主塔の変形を抑制し, 橋梁全体の剛性を向上させていることが特徴的である. さらに, 単柱式 RC 主塔構造であることから, 橋軸直角方向の安定を保つため, 主塔頂部から上下線分離構造の主桁の主塔位置にケーブルを用いて支持している. また, 中央主塔に設けた安定化ケーブルに対する地震動による影響も検討されている. その結果, 安定化ケーブルを設けることによって中央主塔の地震時応答は大きく低減されることが確認される一方, 側主塔および主桁に影響を与えることが確認されているが, 橋全体としては有利に作用するとまとめられている[1-24].



写真 1.4 Ting Kau Bridge[1-25]

2004 年にはギリシアにおいて 4 主塔を有する複合斜張橋の Rion-Antirion Bridge (支間長 560m×3 径間, 写真 1.5) が建設され, 初めて支間長が 500m を超えるとともに, アンカーケーブル効果の小さい中央主塔を 2 つ有する構造として本格的な長大多径間連続斜張橋が実現した[1-26]. 本橋は, 主桁が鋼端 2 主鈎桁, 床版はコンクリート製プレキャスト床版, ケーブルはファン型マルチケーブル, 主塔は四角錐型 RC 構造である. 鉛直荷重に対しては, 主塔を四角錐型 RC 構造とすることにより主塔の変形を抑制し, 橋全体の剛性を確保している. また, 軟弱地盤と地震時の安定性の両立を図るため, 鋼管杭群により地盤を補強したうえに碎石を敷設し直接基礎を設置するパイルドファンデーションとし, 巨大地震や断層変位が生じた際には基礎が滑動することにより地震力の低減を図っている. さらに, 各主塔部には主桁との間に支承等を設けず, オールフリー構造として長周期化を図りつつ, 大規模なダンパーにより免震効果の向上を図っている. 主桁の耐風安定性に対しては, 主桁にフェアリングを設けた対策を行っている[1-27].

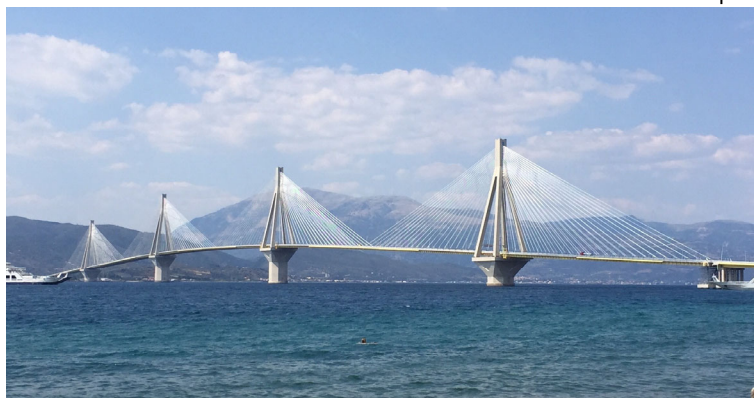


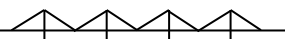
写真 1.5 Rion-Antirion Bridge

同じく 2004 年にはフランスにおいて 7 主塔を有する複合斜張橋の Millau Viaduct（支間長 342m×6 径間，写真 1.6）が建設された[1-28]。本橋は，主桁が 2 本の縦桁と 4.17m 間隔の補剛トラス面を設けた流線形状の鋼床版箱桁，ケーブルはファン型マルチケーブル，主塔上部は A 型鋼製構造，主塔下部は V 型スリットを有する RC 構造である。鉛直荷重に対しては，主桁から 90m ある主塔上部の橋軸方向にスリットを設け A 型形状とすること，それに合わせて主塔下部は V 型スリットを有する RC 構造とすることにより主塔の変形を抑制し，橋全体の剛性を確保している。フランス人橋梁技術者である Michel Virlogeux（ミシェル・ヴィルロジュー）氏とイギリス人建築家 Norman Foster（ノーマン・フォスター）氏によって設計がなされ，構造や架設方法のみならず景観においても高い評価を受けている。架橋地点は Tarn 溪谷に位置し，主塔の主桁までの高さは 77m から 246m までの間であり，建設当時は世界一の高さを誇った。そのため，高さが最高となる 2 径間の主桁架設は，主塔からケーブルによって主桁を支持した状態で送り出し架設にて実施された[1-29]。



写真 1.6 Millau Viaduct[1-30]

2011 年には中国において 3 主塔を有する複合斜張橋の Erqi Yangtze River Bridge（支間長 616m×2 径間，写真 1.7）が建設された[1-31]。本橋は，主桁の大部分が鋼端 2 主鈑桁とコンクリート床版がフレキシブルシアコネクターにより接合された合成桁であり，端橋脚と中間橋脚に挟まれた側径間は PC 桁となっている。ケーブルはファン型マルチケーブル，主塔はダイヤ型 RC 構造である。鉛直荷重に対しては，中央主塔の剛性を向上させることで主塔の変形を抑制し，橋全体の剛性を確保している。



一方、変形に対する幾何学的非線形性の影響が懸念されたため、幾何学的非線形解析により検証を行っている。その結果、側主塔の曲げモーメントや変形、主桁の鉛直変位に対する非線形性の影響は小さいが、主桁の曲げモーメントに対しては非線形性の影響が大きいことを明らかにしている。また、地震による橋梁の破壊モードを実験および解析により検討した結果、側主塔に比べ、中央主塔の変位応答が大きく、3 主塔斜張橋においては中央主塔の剛性向上を図る対策が必要であるとまとめている[1-32]。



写真 1.7 Erqi Yangtze River Bridge[1-33]

2017 年にはイギリスにおいて 3 主塔を有する複合斜張橋の Queensferry Crossing (支間長 $650\text{m} \times 2$ 径間, 写真 1.8) が建設され、現時点において世界最大の支間長を有する多径間連続斜張橋である[1-34]。本橋は、Forth Road Bridge (吊橋) の架け替え橋として計画され、主桁は鋼箱桁とコンクリート床版との合成桁、ケーブルはファン型マルチケーブル、主塔は単柱式 RC 構造である。鉛直荷重による変形に対しては、主塔や主桁の剛性の向上、あるいは隣り合う主塔塔頂をケーブルによって連結する方法、中央主塔塔頂と側主塔主桁位置をケーブルによって連結する方法、斜張橋の斜材ケーブルを支間中央付近においてオーバーラップさせる方法、中間橋脚の設置などを検討し、最も合理的な方法として支間中央付近の斜材ケーブルをオーバーラップさせる方法により主桁や主塔の変形を抑制し、橋全体の剛性を確保している[1-35]。



写真 1.8 Queensferry Crossing[1-36]

また、おなじく 2017 年にイギリスにおいて 3 主塔を有する複合斜張橋の Mersey Gateway Bridge（支間長 318m および 294m, 写真 1.9）が建設された。本橋は主桁がポストテンション形式のコンクリート 1 箱桁、主塔は単柱式 RC 構造の PC 斜張橋であり、ケーブルはファン型マルチケーブル中央 1 面吊りである[1-37]。周辺環境にも配慮した設計がなされ、主塔の高さは 2 つの側主塔と中央主塔を 1:2 とすることにより鉛直荷重に対する主桁や主塔の変形を抑制し、橋梁全体の剛性を確保している[1-38]。

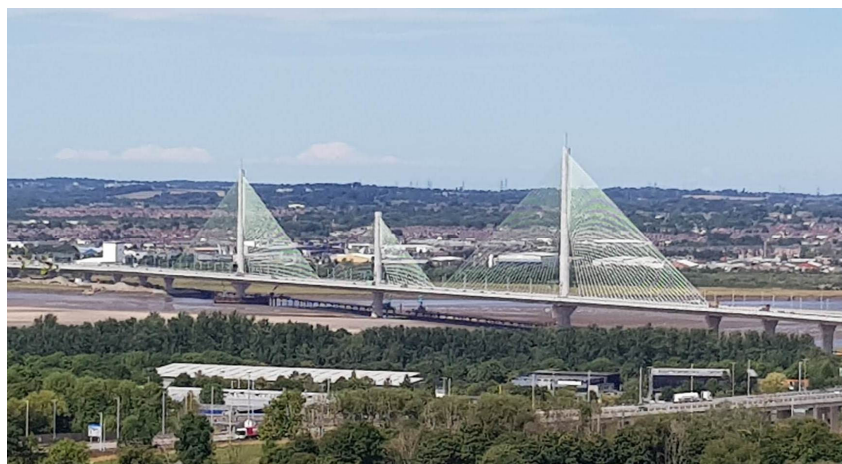


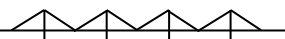
写真 1.9 Mersey Gateway Bridge[1-39]

現在、中国において Queensferry Crossing を上回る支間長 1120m を 2 径間有する 3 主塔連続斜張橋である Ma'an Shan Yangtze River Railway and Road Bridge（馬鞍山公鉄両用長江大橋）が建設中である[1-40]。本橋は高速道路および高速鉄道併用橋であり、主桁はトラス構造、側主塔は A 型形状であるが中央主塔は剛性を確保するため四角錐形状となっている。さらに 3 主塔連続斜張橋として初めて支間長が 1000m を越えるとともに、世界最大の斜張橋である Russky Island Bridge の支間長を超える規模である。また、主塔高さは 345m、橋長 3200m といずれも斜張橋としては世界最大規模である。

国内における多径間連続斜張橋は、2001 年に完成した支間長 88m および 78m を 5 径間有する 6 主塔連続斜張橋である広島西大橋[1-41]（写真 1.10）のみであり、支間長がともに 200m 以下と短く小規模な橋梁である。鉛直荷重に対しては、主桁によって剛性を確保しており、桁高・スパン比が約 1/35 ～1/40 と、桁橋と斜張橋の中間的な値となっているのが特徴である。

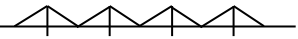


写真 1.10 広島西大橋[1-42]



国内における既往研究として、中村らは、支間長 200m を 6 径間有する多径間連続斜張橋に対して支持条件および主塔材料による静的および地震時挙動を比較し、支間部交互に活荷重を載荷した方が全区間に活荷重を載荷したものに比べ、主塔塔頂変位および主塔基部の曲げモーメントが大きく、鋼製主塔や CFT 主塔に比べ RC 主塔の方が主塔塔頂変位は小さい一方、主塔基部の曲げモーメントは大きくなることを明らかにしている。さらに、地震時挙動においては、支持条件を可動やゴム支承を想定したバネ支持としたものに比べ、減衰機構付きゴム支承を想定したバイリニア支持とした方が主塔基部曲げモーメントは小さく、鋼製主塔や CFT 主塔に比べ RC 主塔の方が主塔基部曲げモーメントは大きいことを明らかにしている[1-43]。

海峡横断プロジェクトの実現性を検討するため、同じ吊り構造として支間長が 200m を超える多径間連続吊橋は、設計活荷重[1-44]や耐荷性能[1-45]～[1-48]、耐風性能[1-49]～[1-51]、耐震性能[1-52]など多くの研究が行われているが、支間長が 200m を超える多径間連続斜張橋の研究・検討事例は少なく、自然環境の厳しい我が国における設計基準に基づく、構造特性や耐荷性能、耐風性能、耐震性能など未解明な部分が多いのが現状である。一方、多径間連続斜張橋は、2 主塔を有する斜張橋を重連するよりも多径間連続斜張橋とすることにより下部構造を減らすことができ、i) 維持管理性や施工性、環境への影響、経済性などが優位になる、ii) 周辺環境と調和した景観や新たなシンボルとなる景観を創出できる、iii) 不静定次数を上げることや振動特性に伴う耐震性の向上など、架橋条件に応じて求められる要求性を実現できる可能性がある指摘されている。そのため、海峡横断プロジェクトをはじめとした様々な架橋条件に対して構造面や維持管理面、あるいは景観など多種多様な要求性能に答えることができるように、さらには世界への我が国の技術の展開を視野に技術力の向上、技術継承など様々な視点から多径間連続斜張橋の長大化に向けた研究が求められる。



1.3 多径間連続斜張橋の長支間化および性能向上に関する研究と課題

1.3.1 斜張橋全体としての剛性

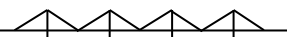
1.2 に示したように多径間連続斜張橋の長大化に伴って斜張橋全体としての剛性を向上させる様々な構造的工夫が提案されている。最大支間長の長い順にこれまで建設された支間長 300m を超える多径間連続斜張橋を表 1.1 に示す。主な剛性向上構造として、主塔剛性を向上させる方法、ケーブルシステムによる方法、主塔高さを変化させる方法がある。最も多い事例としては主塔剛性を向上させる方法である。そのほとんどが、海外での斜張橋や吊橋において比較的多く用いられる RC による主塔の橋軸方向幅を増加させることにより主桁や主塔の変形を抑制し、橋全体の剛性を確保してゐる。支間長が 560m と長大な Rion-Antirion Bridge においては、前述のとおり耐震性能と軟弱地盤、さらには多径間連続斜張橋の剛性向上を両立させるため、四角錐型 RC 主塔にパイルドファンデーションという大胆な組み合わせにより、大規模な RC 主塔による基礎の大型化や地震による慣性力の増加を抑えている[1-27]。これに対して、Nanjing Jiangxinzhou Yangtze River Bridge（支間長 600m）においては、四角錐型 RC 主塔は重量増加に伴い大規模な基礎が必要となるため、それを改善する方法として、橋軸方向に剛性を確保しつつ基礎の縮小を狙って橋軸ダイヤ型の主塔形状に中空断面による鋼殻コンクリート複合構造を採用している[1-53]。また、Jiashao Bridge（支間長 428m）においては、主塔剛性に加え主塔から X 字型に梁を張出して主桁を支持することにより主塔および主桁の変形を抑制している[1-54]。鋼製主塔の例として唯一の事例が Millau Viaduct である。本橋は前述のとおり主桁より上部が鋼製主塔となっており、その橋軸方向の剛性を確保するため、主桁より上において橋軸 A 型形状となっている。また、主桁より下はコンクリート製橋脚であり、橋軸方向に V 形状の切込みによる 2 柱から 1 柱に遷移している[1-29]。

一方、主塔剛性を向上させる方法は架橋条件によって基礎の増大などに伴って不合理となることが指摘されている。そのため、ケーブルシステムによる方法が提案されている。前述した Ting Kau Bridge においては、3 主塔のうち中央主塔頂部から両側に位置する側主塔の主桁位置をケーブルにて連結することにより主塔の変形を抑制している[1-24]。また、2006 年にスウェーデンに建設された Munksjöbron Bridge においては、支間長 43.75m を 6 径間有する小規模な多径間連続斜張橋であるが、隣り合う主塔頂部を連結することによって主塔の変形を抑制している[1-54]。Queensferry Crossing においては、径間中央付近の斜材ケーブルをオーバーラップさせること（クロスケーブル）によって合理的に主桁や主塔の変形を抑制している。その検討において、Ting Kau Bridge のように主塔間を連結するケーブルを配置する場合、支間長が長くなるとそれに伴って連結ケーブルの延長が増大するとともにケーブルサグの影響が大きくなり、たわみ抑制効果が低下すること、また、Rion-Antirion Bridge のように主塔形状により剛性を向上させる方法は、架橋条件によって主塔費用の増大のみならず、主塔基礎の費用も大きく増大することが指摘されている[1-35]。また、Queensferry Crossing において採用されたクロスケーブルは、主塔本数が増大するとたわみ抑制効果が低下することが指摘されている[1-35]。

Mersey Gateway Bridge においては、2 つの側主塔の高さと中央主塔の高さを 1:2 とすることにより、周辺環境と主桁や主塔の変形の抑制の両立を図ったものであり、新しい試みといえる。しかし、支間長が長くなると側主塔の規模が大きくなることや主塔本数が増えるとその効果は低下するなどの課題が考えられる[1-38]。

多径間連続斜張橋の技術進展により様々な橋全体の剛性向上構造が提案されているが、3 主塔の場

第 1 章



合が多く、500m を超える長大な 4 主塔以上の多径間連続斜張橋の事例としては Rion-Antirion Bridg の主塔剛性を向上させる方法のみである。大型の RC 主塔は、架橋条件によって大規模な基礎が必要となるなど不合理となることが懸念され、より合理的かつ最適な剛性を有する構造が求められる。

表 1.1 既往の多径間連続斜張橋における剛性向上方法

橋 名	橋長 (m)	最大支間長 (m)	主塔数 (基)	支間割 (m)	剛性向上方法	主塔形状	主塔材料	所在地	完成年
Queensferry Crossing	2,638	650	3	64-80-90-3x87-89-104-221-2x650-221-104-99	ケーブルシステム	単柱	コンクリート	イギリス	2017
Erqi Yangtze River Bridge	1,732	616	3	90-160-2x616-160-90	主塔剛性向上	ダイヤ型	コンクリート	中国	2011
Nanjing Jiangxinzhou Yangtze River Bridge	1,796	600	3	80-218-2x600-218-80	主塔剛性向上	橋軸ダイヤ型	鋼コンクリート複合	中国	2020
Rion-Antirion Bridge	2,252	560	4	286-3x560-286	主塔剛性向上	四角錐型	コンクリート	ギリシア	2004
Ting Kau Bridge	1,177	475	3	127-448-475-127	ケーブルシステム	単柱	コンクリート	中国	1998
Jiashao Bridge	2,680	428	6	70-200-5x428-200-70	主塔剛性向上	単柱	コンクリート	中国	2013
Dongting Lake Grand Bridge	1,290	406	3	98-140-2x406-140-98	主塔剛性向上	逆Y型	コンクリート	中国	2019
Chishi Bridge	1,470	380	4	165-3x380-165	主塔剛性向上	H型	コンクリート	中国	2016
Yiling Yangtze River Bridge	936	348	3	120-2x348-120	主塔剛性向上	逆Y型	コンクリート	中国	2001
Millau Viaduct	2,460	342	7	204-6x342-204	主塔剛性向上	橋軸A型	上部：鋼製 下部：コンクリート	フランス	2004
Mersey Gateway Bridge	998	318	3	181-294-318-205	主塔高変更	単柱	コンクリート	イギリス	2017
Mezcala Viaduct	882.5	311.5	3	80-311.5-299.5-84-68-39.5	主塔剛性向上	H型	コンクリート	メキシコ	1993
Nhat Tan Bridge	1,500	300	5	150-300-300-300-150	主塔剛性向上	ダイヤ型	コンクリート	ベトナム	2015

1.3.2 たわみの照査および活荷重

道路橋に対する国内基準である道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[1-56]（以下、道示Ⅱという）に示されるたわみの照査における要求性能は、橋全体として必要な剛性を確保しなければならないとされ、みなし規定として、斜張橋形式においては活荷重載荷による主桁の鉛直変位 δ に対して、 $L/400$ (L ：支間長) 以下、吊橋形式においては $L/350$ 以下となるよう求めている。その理由は、道示Ⅱにおいて、橋全体としての剛性が低い場合に 2 次応力による予期せぬ損傷が生じる、過大なたわみや振動によって走行安全性に問題が生じる等が解説されている。また、道路橋示方書・同解説に斜張橋のたわみ規定が導入されたのは 1973 年（昭和 48 年）改定時であり、仕様規定として現行の道示Ⅱのみなし規定と同様の値が規定されている。当時の道路橋示方書・同解説の解説には、数値的に確定するに足る資料は乏しいので、内外の設計事例を参考にして経験的に定めたとされ、吊橋とともに支間長 200m 前後の設計例による最大たわみが示されている[1-57]。なお、道示Ⅱは支間長 200m 以下を対象としつつ、それ以上の支間長に対しても補正して準用できるとされている。

支間長 200m を超える長大橋を対象とした基準のひとつである本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説[1-58]（以下、本四基準という）においては、支間長 200m を超える橋のたわみは、橋の性状を考慮して検討するものとしてされており、具体的なたわみに対する規定は設けられてない。また、海外の基準として、AASHTO LRFD は使用限界状態に対する任意の規定として、たわみの制限値が示されているが、その値は自動車荷重の場合に $L/800$ とされ、過去の慣例として使用を許すが、推奨しないとされている[1-59]。Eurocode は使用限界状態に対して必要に応じて照査することとされているが、具体的な規定はなく、注記に変形および振動に関する使用限界状態の検証として例外的な場合にのみ考慮し、荷重はしばしば起こる作用の組合せ（frequent combination）が推奨されると記載さ



れている。さらに、走行作用による振動は、快適性の基準を考慮する必要があると解説されている[1-60]。中国の公路鋼構造橋梁設計基準においては、支間長に応じてたわみの制限値が規定され、斜張橋は道示Ⅱと同じ $L/400$ 以下とされている[1-61]。ここで、海外の諸基準は活荷重の規模が異なることに注意を要する。

また、Erqi Yangtze River Bridge における検討においては、前述のとおり大きな変形による幾何学的非線形性の影響が懸念され、幾何学的非線形解析により検証を行っている。その結果、主桁の曲げモーメントに対しては非線形性の影響が大きいものの、側主塔の曲げモーメントや変形、主桁の鉛直変位にはその影響は小さいことを明らかにしている[1-31]。

一方、活荷重そのものの見直しを研究している事例もある。齊藤らは、1480m の支間長を 2 径間有する多径間連続吊橋を対象に実態活荷重を踏まえた活荷重シミュレーションにより、設計荷重を影響線載荷する設計方法は実交通流の載荷状態として極めてまれな状態であり現実的に過大であることを明らかにしている[1-44]。西岡らは、600m の支間長を有する斜張橋を対象に都市高速道路における実態活荷重を踏まえた活荷重シミュレーションにより、部材による影響線の着目符号と異符号の面積比が異なることによって活荷重応答がばらつくことを明らかにし、そのばらつきが小さくなる活荷重強度および載荷方法を提案している[1-62]。筆者らは、650m の支間長を 3 径間有する多径間連続斜張橋を対象に都市高速道路における実態活荷重を踏まえた活荷重シミュレーションにより、各部材の活荷重応答が 95% 非超過確率相当となる活荷重係数および載荷方法を提案し、主塔部材断面の合理化が図れることを明らかにしている[1-63]。

支間長が 200m を超える多径間連続斜張橋において、諸外国の事例から種々の活荷重たわみ対策を行っているが、本四基準においては具体的なたわみ規定について言及されていない。また、道示Ⅱにおける必要な橋全体の剛性確保するためのみなし規定として活荷重たわみを $L/400$ 以下に抑えることは示されているが、それによって満足すべき具体的な要求性能や吊り形式橋梁におけるたわみ規定を超過することによって生じる問題は明確に示されていない。さらに、吊り形式橋梁として既往の吊橋においてはより大きな活荷重たわみが許容され供用されている現状もある。たわみやすい特性を有する多径間連続斜張橋に対して、活荷重たわみを抑制する構造的対応を行う場合、建設費用の増加につながり、より合理的な設計を行うためには必要な橋梁全体の剛性を適切に照査する方法が必要である。

1.3.3 耐風安定性

(1) 概要

斜張橋は可撓性に富んだ構造物であり、支間長の長大化に伴い耐風安定性が課題となる[1-1]。これまで斜張橋を構成する部材である主桁、主塔、ケーブルのそれぞれに対して風による影響を研究した多くの成果が報告されており、ここでは特に本研究において課題となる主桁および主塔の動的作用による耐風安定性への研究事例を示す。

(2) 主桁

我が国で初めて支間長が 200m を越えた尾道大橋においては、長支間化に伴う可撓性から風洞試験による主桁の耐風安定性が検討された。原設計である端 2 主桁断面に対して 2 次元剛体バネ支持試



験（以下、バネ支持試験という）を行った結果、設計風速以下において振動が確認され、路面中央に幅 0.6m のオープングレーチングを設けている。また、建設後に実橋振動試験を行い、構造減衰などの振動特性を確認するとともに、小振幅ではあるが渦励振の発現が確認されている[1-64]。石狩川河口橋（支間長 160m）においては、原設計である端 2 主桁断面に対してバネ支持試験を行った結果、ねじれフラッターおよび渦励振が確認され、三角形フェアリングを設けた 1 箱断面に変更している[1-65]。しかし、架設時に振動が生じたため、フェアリングを橋軸方向に 1 ブロックごとに取り外すことにより振動の発生を抑制している[1-1]。末広大橋においては、種々の主桁断面形状を検討した結果、張出し床版付き逆台形断面とすると比較的耐風安定性が良好であるが、たわみ渦励振の発生が懸念された。そのため、高欄やフラップなどによる影響を検討し、高欄を閉塞することによって耐風安定性が低下することや高欄上に適切な形状のフラップを設けることにより渦励振の発生が抑えられることを明らかにしている[1-66]。天保山大橋（支間長 350m）においては、種々の主桁断面形状および耐風付加物を検討した結果、フェアリング付き扁平六角形断面とすると最も耐風安定性が良好であることを明らかにし、渦励振に対しては、図 1.3 に示すスプリッタープレートを設けることにより抑制できることを明らかにしている[1-67]。多々羅大橋においては、フェアリングを有した扁平逆台形断面の主桁に対して、全橋模型による風洞試験により一様流中においてはたわみ対称 1 次モード、ねじれ対称 1 次モード、ねじれ対称 2 次モードの渦励振を確認したが、境界層乱流中においてはいずれの渦励振も発現しないことが確認されている[1-68]。新湊大橋（支間長 360m）においては、供用後に渦励振が観測された。その原因として、事前に行っていた風洞試験の条件と比べ、実橋は構造減衰が 0.014 とが小さいこと、車道部の高欄形状や検査車レール形状などが風洞模型と異なることの複合的な要因であるとまとめられている。対策として TMD（Tuned mass damper）による減衰付加も考えられたが、振動を十分軽減するために必要となる設置数が多く設置費用が膨大となることから、フラップおよび桁下導流板を設ける対策を行っている[1-69]。

上述のとおり耐風安定性を確保するためにフェアリングやフラップなどの耐風付加物が設置されてきたが、構造物材ではないことなどが起因し時間の経過とともに維持管理上の課題が明らかとなってきた。門崎高架橋においては、耐風対策として設置したダブルフラップおよび箱桁下部スカートの腐食が問題となり、これらの耐風付加物による耐風安定性を再評価し、一部撤去を行っている[1-70]。また、天保山大橋においては写真 1.11 に示すフェアリングプレートの腐食損傷が報告されている[1-71]。このような背景を受け、維持管理を踏まえた構造的機能と耐風性能を併せ持つ断面形状の研究が行われている[1-72]。久保らは、構造物の隅角部から発生する剥離流を制御することにより耐風安定性を向上させる剥離干渉法[1-73]、[1-74]を提唱し、主桁形状や地覆、高欄などの部材の形状変更や配置変更により経済的かつ耐久性の高い主桁断面を実現できることを示している。鋼斜張橋においては、浜田マリブリッジ（支間長 199.3m）に初めてこの考え方が適用され、主桁断面形状の変更により耐風安定性を確保している[1-75]。鷹島肥前大橋（支間長 400m）[1-76]や銚子大橋（192.6m）[1-77]、岩城橋（支間長 475m）[1-78]、川崎港臨港道路に計画されている複合斜張橋（支間長 525m）[1-79]においても主桁形状や高欄、地覆、検査車用レール位置などの調整により耐風安定性を確保している。

また、経済合理性に着目し端 2 主桁の耐風安定性に関する研究が行われている。横山らは、カナダにおいて Alex Fraser Bridge（支間長 465m）の実績を踏まえ、端 2 箱桁は我が国においても優れた経済性を発揮し、我が国の厳しい自然条件において実現される可能性が高いと指摘している[1-80]。村上らは、2 主桁桁や端 2 箱桁断面を有する支間長 400m の斜張橋に対して、橋梁添加部材による疑似隅切りを形成することによりフラッター性能が向上することを明らかにしている[1-81]。大東らは、端 2 箱



桁断面を有する支間長 600m の斜張橋に対して、箱桁下フランジに適切な傾斜を設けることによりフラッター性能が向上することを明らかにしている[1-82]. 筆者らは、耐久性および構造合理性に優れる超高強度繊維補強コンクリートを床版に用いた端 2 箱桁を提案し、支間長 650m の多径間連続斜張橋に対して、構造実現性および主桁断面の外側ウェブを適切な台形形状とすることにより十分なフラッター性能を有していることを明らかにしている[1-83].

超長大橋を視野により耐風安定性を高めるため、分離 2 箱桁断面に関する研究が行われている. 支間長 2800m の斜張吊橋を対象に、佐藤らは分離 2 箱桁とすることにより経済性および耐風安定性が向上することを明らかにし[1-84], 麓らは箱桁に台形形状フェアリングを設けるとともにスプリッタープレートを設置することによりフラッターに対して十分な耐風安定性を有していることを明らかにしている[1-85]. 我が国の長大橋における分離 2 箱桁の事例はないが、海外では建設されている. 斜張橋の事例としては、中国における Stonecutters Bridge がある. 本橋は、景観および耐風安定性から分離 2 箱桁断面が選定され、流線形の主桁下面にガイドベーンを設置し、それに検査車用レールを設けることにより耐風安定性を確保している[1-86]. 中国における吊橋の Xihoumen Bridge (1650m) に対する検討において、分離 2 箱桁はフラッターに対して有効であることや箱桁間開口幅が大きい方がよりフラッター発現風速の向上がみられることを明らかにしている[1-87]. また、吊橋の Shuangyumen Bridge (支間長 1708m) においては、分離 2 箱桁の箱桁間開口部側に面取りを設け、その形状は大きい方がよりフラッター発現風速の向上がみられることを明らかにしている[1-88]. 分離 2 箱桁断面は、フラッター性能に優れる一方、渦励振が懸念されることが指摘され、種々の研究がなされている. Shanghai Yangtze River Bridge (支間長 730m) の風洞試験において、低風速域における渦励振が確認されたが、分離 2 箱桁断面の下フランジの箱桁間開口部付近にガイドベーンを設けることによって渦励振振幅が低減されることを確認している[1-89]. Laima らは、高欄や手すり、点検車用レールなどの付属物が分離 2 箱桁の耐風安定性に大きな影響を与えることを明らかにしている[1-90]. また、分離 2 箱桁の箱桁間開口部をプレートで覆うことによって渦励振を抑制できることを明らかにしているが、その場合、フラッターに対する耐風安定性が低下することに言及している[1-90]. Yang らは、渦励振振幅は分離 2 箱桁の箱桁間開口幅に依存すること、ガイドベーンの設置は悪影響を及ぼす可能性があること、箱桁間開口部に設置したグリッドプレートやウィンドバリアにより渦励振振幅が低減することを明らかにしている[1-91]. Ma らは、分離 2 箱桁の箱桁間開口部にグリッドプレートを設けた場合、その開口率が渦励振振幅に影響を与えることやグリッドプレートは箱桁上フランジ側に設置する方が渦励振振幅の低減効果があること[1-92], また、分離 2 箱桁の箱桁間開口部に張出しプレートを設けることにより渦励振振幅を低減できることを明らかにしている[1-93].

多径間連続斜張橋は従来の斜張橋に比べ、たわみやすい特性を有しているため、長大化に伴い固有振動数が低下し耐風安定性が懸念される. 本研究の対象とする分離 2 箱桁断面は、上述のとおりフラッターに対する性能は 1 箱桁断面と比べ向上すると考えられるが、渦励振に対しては未解明の部分が多く、さらに固有振動数の低下に伴い照査対象となる振動モードが多く、より高い耐風安定性が求められる. また、耐風安定性のみならず、維持管理性や景観など複合的な性能の向上を図るためには、相互に関係する性能を高度に両立する必要がある.

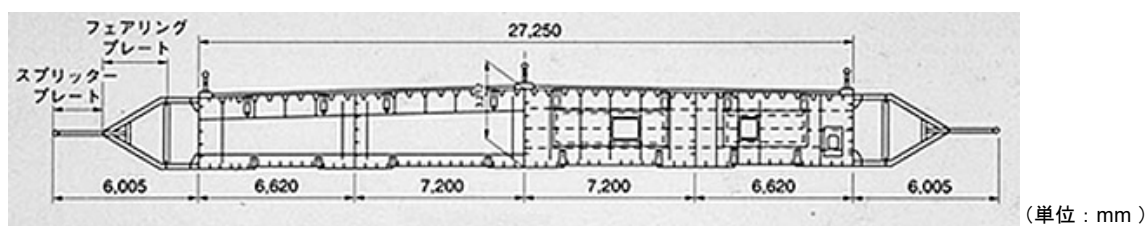


図 1.3 天保山大橋の主桁形状[1-67]

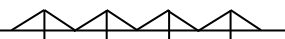


写真 1.11 フェアリングプレートの腐食損傷[1-71]

(3) 主塔

斜張橋主塔は一般に矩形断面が多いため、主として渦励振とギャロッピングが懸念される。また、主塔は橋軸方向にケーブルによって支持され、橋軸直角方向はその形状が門型やA型の場合には剛性が高く、完成系における主塔の耐風安定性は比較的問題とならない場合が多かった。一方、架設時にはケーブルによる支持がないため剛性が低く、渦励振などの振動が生じやすい。また、斜張橋の長大化に伴い完成系においても耐風対策が必要となる場合がある[1-1]。主塔の耐風対策としての事例は、空力的対策と減衰付加による対策が一般的である。

空力的対策として、かつしかハーブ橋（支間長 220m）においては、矩形断面の独立1本柱に対して4隅にデフレクター（導流板）を設けることにより渦励振および不規則振動を抑制できることを明らかにしている[1-94]。東神戸大橋（支間長 485m, 写真 1.12）においては、H型主塔の1本柱部に対するギャロッピングの発生が懸念され、構造的対応やサイドプレートなどを検討した結果、矩形断面の四隅に適切な形状の隅切りを設けることによりギャロッピングの発生を抑制できることを明らかにしている[1-95]。矩形断面の四隅に隅切りを設けた対策は、新尾道大橋（支間長 215m）[1-96]などに適用されている。多々羅大橋においては、景観からスリット付き逆Y型主塔を選定し、種々の隅切り形状を検討し耐風安定性を確認している[1-97]。名港中央大橋（支間長 590m, 写真 1.13）においては、ダイヤ型主塔の矩形断面の四隅に45°面取りを施した8角形断面とすることにより、耐風安定性を確保できることを明らかにしている[1-98]。矩形断面の四隅に面取りを設けた対策は、浜田マリブリッジ[1-75]や気仙沼湾横断橋[1-99]などに適用されている。菅原城北大橋（支間長 238m）においては、矩形断面の独立1本柱に対して橋軸方向にスリットを設けることにより耐風安定性を確保できることを明らかにしている。本橋においては矩形断面の四隅に隅切りを設けることにより耐風安定性を確保できる結果を得ているが、景観を考慮しスリットを設ける案を採用している[1-100]。浦上川歩道橋においては、矩形断面の独立1本柱に対して整流板を設けることにより耐風安定性を確保できることを明らかにしている[1-101]。矩形断面に整流板を設けた対策は、中島新橋（支間長 163m）[1-102]、女神大橋（支間長 480m）[1-103]、荒川横断橋（支間長 230m）[1-104]などに適用されている。名港東大橋（支



間長 410m) においては、ダイヤ型主塔に対して上方に中間横梁を設けることにより耐風安定性を確保できることを明らかにしている[1-105].

減衰付加による対策として、荒津大橋（支間長 115m）においては、独立 1 本柱に TMD（Tuned Mass Damper）を設置することにより構造減衰を向上させ耐風安定性を確認している[1-106]. 幸魂橋（支間長 190m）においては、独立 1 本柱に TLD（Tuned Liquid Damper）を設置することにより構造減衰を向上させ耐風安定性を確認している[1-107]. 吊橋である明石海峡大橋（支間長 1991m）においては、矩形断面の四隅に隅切りを設けるとともに塔内に設置した TMD および塔桁間のダンパーによる制振対策を行っている[1-108]. しかし、多くの TMD 等の設備に対する維持管理費用が大きく、改めて供用後に得られた観測データ等に基づき、制振装置の分解・整備する期間の見直しを図っている[1-109].

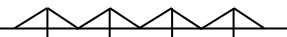
主塔は斜張橋の要でありその形状が耐荷性能や耐震性能、さらには景観、維持管理性などに大きく影響を与える。また、上述したとおり、主塔の耐風安定性に与える影響も大きい。耐風付加物による対策や減衰付加による対策も考えられるが、主桁の事例のように耐風付加物の腐食損傷や減衰装置の分解・整備など維持管理上の課題も多い。本研究の対象とする橋軸 A 型主塔は、これまでにない規模の主塔形状であり、その耐風安定性は未解明である。また、橋軸直角方向の剛性が低く、風による振動が懸念され、より高い耐風安定性が求められる。また、耐風安定性のみならず、維持管理性や景観など複合的な性能の向上を図るためには、相互に関係する性能を高度に両立する必要がある。



写真 1.12 隅切りを設けた東神戸大橋の主塔



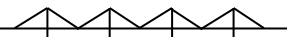
写真 1.13 面取りを設けた名港中央大橋の主塔



1.3.4 耐震性

1995 年に発生した兵庫県南部地震によって、設計想定を上回る規模の地震動により多くの橋梁が致命的な損傷を受け、我が国の斜張橋においても初めて地震による損傷が確認された。東神戸大橋の耐震設計は、地震応答の低減をねらい基本構造を橋軸方向にオールフリーとし、固有周期 4.4 秒の長周期構造としている。また、過度な変位を抑制するため、橋脚端部にベーンダンパーが設置されている。兵庫県南部地震においては、橋軸直角方向に卓越した地震動により橋軸直角方向を固定するウィンド支承が破断したことにより桁端部の不反力を拘束するペンデル支承固定部が脱落し、主桁端部において約 40cm の浮き上がりが生じ、通行不能となった[1-110]。また、摩耶大橋や六甲大橋、天保山大橋も支承や桁端部、ケーブルなどに損傷が発生した[1-1]。1999 年に発生した台湾集集地震により当時建設中の PC 斜張橋である集鹿大橋（支間長 119.9m）が橋軸直角方向の地震力により主塔基部やケーブル定着部の損傷が発生した[1-111]。2013 年に発生した淡路島付近の地震により PC 斜張橋の州浜橋（支間長 73.9m）が橋台部に損傷が発生した[1-112]。2016 年に発生した熊本地震により桑鶴大橋（支間長 99.4m）が橋台上の固定支承が破壊され、主桁端部において約 60cm の浮き上がりが生じ、通行不能となった[1-113]。

甚大な被害を受けた兵庫県南部地震を踏まえ耐震設計基準の見直し[1-114]、[1-115]などを踏まえ、既設斜張橋の耐震補強が進められている。東神戸大橋においては、架橋地点における長周期構造物への影響の大きい地震動として 3 種類のシナリオ地震動を設定し、耐震補強を行っている。橋軸方向に対しては、オールフリー構造として設計されていたことを踏まえ、橋軸方向変位を制御するため主塔と主桁間に縦置きサンドイッチ型ゴムダンパーとケーブルを組み合わせた変位制限装置が設置されている。また、橋軸直角方向に対しては鋼部材の座屈パラメータの改善によるじん性補強が行われ、想定外の地震力に対するフェールセーフとして主桁端部にアップリフト防止ケーブルや主塔と主桁間に衝突緩衝装置などが設置されている[1-116]。天保山大橋においては、東神戸大橋と同様にシナリオ地震動を設定し、それに対する補強を行っている。橋軸方向に対しては、当初設計からの主塔のフレキシビリティを活かし、主塔支承部固定支承の補強や変位制限装置の設置、端橋脚には高減衰ゴム支承の設置を行っている。橋軸直角方向に対しては、主塔下層部斜材上端のガセット部に低降伏点鋼材を用いたせん断パネルを適用し、地震力の低減を図るとともに主塔、端橋脚の支承部に変位制限装置を設けている。また、想定外の地震力に対するフェールセーフとして主桁端部にアップリフト防止ケーブルの設置や端橋脚のコンクリート充填などが行われている[1-117]。横浜ベイブリッジ（支間長 460m）においては、架橋地周辺のシナリオ地震動および道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編[1-115]（以下、H24 道示 V という）のレベル 2 タイプ II 地震動によって予想される許容できない損傷を抽出し、対策が行われている。補強方法は、端橋脚内の縦リブ増設補強や基部のコンクリート充填、主桁端部のアップリフト防止ケーブルの設置、主塔部段差防止構造の設置、下路トラス桁の下弦材の角溶接補強などである[1-118]、[1-119]。鶴見つばさ橋（支間長 510m）においては、横浜ベイブリッジと同様に許容できない損傷を抽出し、対策が行われている。補強方法は、主塔基部の炭素繊維シート補強や端橋脚および主塔の水平支承の脱落防止、ペンデル支承の移動量の確保、弾性拘束ケーブル定着部の補強などである[1-119]。名港西大橋（支間長 405m）においては、架橋地周辺のシナリオ地震動および H24 道示 V[1-115]のレベル 2 地震動に対する補強が行われている。本橋の特徴的な橋軸方向を拘束する弾性拘束ケーブルから免震支承に置き換え、各主塔および橋脚には制振ダンパーを設置するとともに主塔部の橋軸直角方向にも制振ダンパーを設置するなど、様々な制振・免震化を駆使し、部材の補強量の



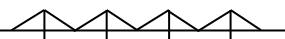
低減を図っている。そのうえで、主桁の縦リブ追加や負反力対策構造の設置、ウィンド支承の取替え、橋脚の炭素繊維巻き立て補強、主桁端部のアップリフト防止ケーブルの設置などが行われている[1-120]。多々羅大橋においても同様に制振ダンパーやせん断パネルストッパーなどの制振・免震技術により耐震補強が行われている[1-121]。以上のように既設斜張橋の耐震補強においては、架橋地点の周辺の断層情報から直下型地震や海溝型地震に対するシナリオ地震動を設定し、設計当初の地震力を上回る外力に対して様々な制震・免震技術を用いることにより部材の補強量の低減を図っている。また、想定外の地震力への備えも検討されている。

次に兵庫県南部地震以降の新設斜張橋の耐震設計に関する既往研究を示す。たっぷ大橋（支間長 281m）においては、前後に隣接する 2 径間連続桁橋と 3 径間連続斜張橋を連続化するとともに免震支承により耐震性能の向上を図っている。また、H 型鋼製主塔の水平中間横梁の塑性化を許容し、低降伏点鋼を用いることによってエネルギー吸収を図り、主塔基部や頂部における地震力を低減し耐震性能の向上に効果的であることを明らかにしている[1-122]。PC 斜張橋である豊田アローズブリッジ（支間長 235m）においては、免震支承による水平 2 方向の免震・制振構造が採用されている[1-123]。生名橋（支間長 315m）[1-124]や鷹島肥前大橋（支間長 400m）[1-125]においては、RC 主塔の水平梁部や主塔基部の塑性化を許容し、エネルギー吸収を図る構造としている。

2008 年に発生した岩手・宮城内陸地震による斜面崩壊により祭時大橋が落橋するなどの甚大な被害を生じた[1-126]。2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震により想像を絶する規模の大津波が発生し東日本の沿岸部を中心に広範囲に甚大な被害が生じた[1-127]。この地震以降、危機耐性という考え方が提唱され[1-128]、設計想定地震動を超える地震動に対する耐震性能やそれに対する社会への影響がより小さくなるように配慮することが求められている[1-129]。2016 年に発生した熊本地震により我が国において初めて深度 7 の揺れが 2 回観測され、斜面崩壊により阿蘇大橋が落橋するなどの甚大な被害を生じた[1-130]。このように様々な想定と異なる地震被害を受け、現在の道路橋示方書・同解説 I 共通編[1-131]（以下、道示 I という）においては、設計供用期間中に設計では具体的には考慮されない不測の外力を受けること等を否定できないと指摘し、橋全体が崩壊するような致命的な状態となることをなるべく回避できるような配慮を行うことが重要とされている。また、道示 I に示される様々な配慮すべき事項や危機耐性の観点からの検討すべき事項等も含めた耐震検討を構造計画段階から取り組むことの重要性が指摘されている[1-132]。これらの知見を踏まえ、新阿蘇大橋においては、断層を跨ぐ橋梁に対して破壊部位と破壊耐力を制御した損傷制御支承を提案し、断層変位が生じた場合には支承の破壊を先行させるとともに桁かかり長を拡張することにより落橋防止機能の向上を図るなどの対策を行っている[1-133]。気仙沼湾横断橋（支間長 360m、写真 1.14）においては、設計コンセプト[1-134]に基づき、機能分離型免震支承を用いた 2 方向免震構造として道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編[1-135]のレベル 2 地震動に対して主部材が弾性範囲の応答に留まるように設計したうえで、想定外地震を考慮した漸増動的解析による損傷制御した構造やケーブルリダンダンシーの確保、漂流船舶の鋼製主塔への衝突を回避するための RC 橋脚の天端高さの設定など様々な危機耐性を考慮した対策が行われている[1-99]、[1-136]。

世界の地震国のひとつであるギリシアでは、前述した支間長 560m を 3 径間有する多径間連続斜張橋である Rion-Antirion Bridge（写真 1.15）において革新的な地震対策がなされている。本橋は、断層を跨ぐ位置に架橋され、断層の変位や想定される地震動が大きく、また、軟弱地盤上であり水深も 60m 以上と深いなど橋梁にとって厳しい条件である。主塔は活荷重の偏載や地震力に対する高い剛性を有する四角錐型 RC 主塔とし、コンクリート床版合成 2 主桁桁の主桁は主塔と分離したオールフリー構

第 1 章



造として温度や地殻変動に自由に対応できる。主桁端部の遊間は使用限界として 2.5m, 地震時には 5.0m まで対応できるよう設計されている。橋軸直角方向には水平ストラットと制振ダンパーにより主塔と主桁が接続されている。主塔を支える基礎は、軟弱地盤を鋼管杭の打設により補強した地盤上に碎石を介して直接基礎として設置されている。それにより、大規模地震や断層変位に対して主塔の回転や変位を許容しており、回転や変位が生じても剛性の高い主塔とオールフリーの主桁によって安定が確保されている。また、主塔のプッシュオーバー解析による破壊過程の確認や船舶衝突による安全性なども確認されている[1-137]。

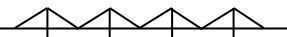
一般に斜張橋は可撓性に富む構造であり、長大な多径間連続斜張橋となるとさらに可撓性が増大する。つまり、長周期構造物であるため既往の研究からもその特性を生かした免震・制振技術の適用が有効である。また、危機耐性という考え方が提唱され、様々な不測の事態に対して橋全体が崩壊するような致命的な状態となることをなるべく回避できるような配慮を行うことなど構造計画段階から取り組む必要があり、損傷制御設計がひとつの方法と考えられるが、その一般的な検討手法は確立されていないのが現状である。また、研究対象としている多径間連続斜張橋は国内での検討事例は少なく、建設事例も最大支間長 88m の広島西大橋のみであり、地震災害が頻発する我が国の設計基準に基づく構造特性や耐震性能など未解明な部分が多い。



写真 1.14 危機耐性を考慮した気仙沼湾横断橋



写真 1.15 Rion-Antirion Bridgeに設置された制振ダンパー



1.4 橋梁における構造計画の現状および計画コンセプトの設定

これまで国内に建設されてきた橋梁は、大量生産時代という背景から画一的な要求性能により効率的な量の整備を実現し、国土の発展に寄与してきたが、インフラが成熟してきた現代においては、個々の橋梁に求められる真の性能を検討し、それを実現していくことが重要である。橋梁技術が発展した現在において、橋梁設計におけるいわゆるマニュアルや過去の事例から設計条件や制約条件を満足したうえで、各種の評価項目を比較検討することにより最適とされる橋の設計を行うことができる。その過程において、数値化しやすくかつ説明のしやすい経済性が重視される傾向にある。つまり、経済性が最も優先される評価項目となり、わずかな経済性の差により他の性能の優位性が認められない場合もある。しかし、今後 100 年以上も存在し続ける橋は、単に対岸に渡る機能だけではなく、街の風景を造り人々の文化を育て、地域の活性化や自然環境への配慮、持続可能性への貢献、防災計画としての多様な機能など社会におけるその役割は広がってきている。春日らはコンセプチュアルデザインが設計のプロセスにおいて最も重要であり、構造の材料や施工法を踏まえ、制約条件と性能にかかわる要求事項を満足するように、設計者の経験に基づいた橋に対する思想や哲学を注ぎ込むことであるとされ、コンセプチュアルデザインの重要性を指摘している[1-138]。このような背景を踏まえると、橋はひとつひとつがその土地に応じて一品受注生産されるものであり、その橋に真に必要なとされる目的あるいは性能をコンセプトとして明確にし、それに基づき一貫した計画・設計あるいは施工、さらには維持管理が行われていくことが肝要であると考えられる。特に大規模橋梁においては 10 年以上の年月をかけ計画、設計、施工を行い、さらには 100 年以上の維持管理を行うことを踏まえると、それに携わる技術者等も変わっていくことが想定され、明確なコンセプトがあるとそれがひとつの羅針盤として機能することも期待できる。

橋梁分野における明確なコンセプトを設定した事例は少ないが、デザインコンセプトに関する事例は比較的多い。松井らは橋梁デザインに関するコンセプトに着目した事例調査からコンセプトには造形イメージや地域性の表現など様々な設定があり、コンセプトからデザインに至るプロセスも多様であることをまとめている[1-139]。東神戸大橋においては、設計方針として、「基本的な形から、付属物の詳細に至るまで美しさを先行させ、これに伴う構造上の問題を解決していくこと」、「耐震計算の手法を踏むのではなく、真に耐震的なものをつくること」、「メンテナンスに十分配慮すること」を掲げ、一貫した計画・設計が行われている[1-140]。これもコンセプトのひとつと考えられる。また、近年は、前述のとおり不測の外力を受けた場合に橋全体が崩壊するような致命的な状態となることを回避するような配慮[1-131]や危機耐性の観点からの検討すべき事項等も含めた耐震検討を構造計画段階から取り組むことの重要性が指摘されている[1-132]。このような背景も踏まえ、気仙沼湾横断橋においては、地域にとって橋がどうあるべきかを示した建設コンセプトとして、「気仙沼湾の象徴となり、自然豊かな風景と調和した地域の発展・復興を支える橋」、設計者が橋の設計にあたっての着目点を示した設計コンセプトとして、「維持管理しやすく、想定外の事象に対しても損傷が制御され、かつ美しい形態の橋」を掲げ、一貫した計画・設計が行われている[1-134]。

2017 年に国土交通省と阪神高速道路株式会社の合併施事業として事業化された大阪湾岸道路西伸部は全長 14.5km のほとんどが橋梁構造であり、3 つの主要な航路を跨ぐための長大橋が計画されている[1-141]。国内の長大橋建設は、本四架橋以降減少し、技術継承や橋梁分野の技術的な発展の課題となっている。一方、海外に目を向けると、多径間連続斜張橋など新しい形式の長大橋が建設され、技術的にも景観的にも高く評価されている。

本事業は、我が国における数少ない大規模な橋梁事業であることから神戸、関西、日本の橋梁技術の発展に大きく貢献できるような橋梁を実現する事業としていく必要がある。また、大規模橋梁であるため長期間にわたる事業となり、合併施行事業であるため、それぞれの事業者が同じ方向性を持って事業を進められるよう、さらには、事業者や設計者、施工者等の技術者が変わったとしてもその方向性がぶれないよう羅針盤が必要となる。このような背景のもと、これまでにあまり例の見ない先進的な取組みとして、本事業に対する計画コンセプトを立案し、それを羅針盤として事業が進められている[1-142]。

計画コンセプトの設定にあたっては、本事業に求められている真の性能を明らかにするため外部環境および内部環境を整理し、そこから導き出された本路線に求められる要件が、図 1.4 に示す 3 つの観点にまとめられている。1 つ目は、阪神・淡路大震災の被災地であることを踏まえ、我が国の震災の被災経験を活かし、将来にわたってインフラの機能を発揮し続ける観点、2 つ目は、「みなと神戸」の将来構想を踏まえつつ、観光資源としての新たな魅力づくりの観点、3 つ目は、世界に誇れる先進的な技術の観点である。

これらを踏まえ、共同事業者や有識者等と議論を重ねた結果、図 1.4 に示す計画コンセプトを設定された。阪神淡路大震災の被災地であり、その教訓を生かすことなどから対災害性に関すること、ユネスコのデザイン都市である神戸のシンボルとなる神戸らしい Elegant な橋を目指すこと、将来にわたって健全な状態を維持しやすいことの 3 つの視点を柱としている。この 3 つの柱は時にトレードオフの関係にある場合もあるが、本事業においては計画理念でもあるこの計画コンセプトを高度に両立することを目指している。

しかし、世界規模の多径間連続斜張橋に対して、このようなコンセプトに基づいた構造計画や橋梁設計を行うための一般的な手法はないのが現状であり、単一的な性能のみを高めるのではなく、様々な性能を同時に高めていくための高性能化に資する技術開発が必要である。

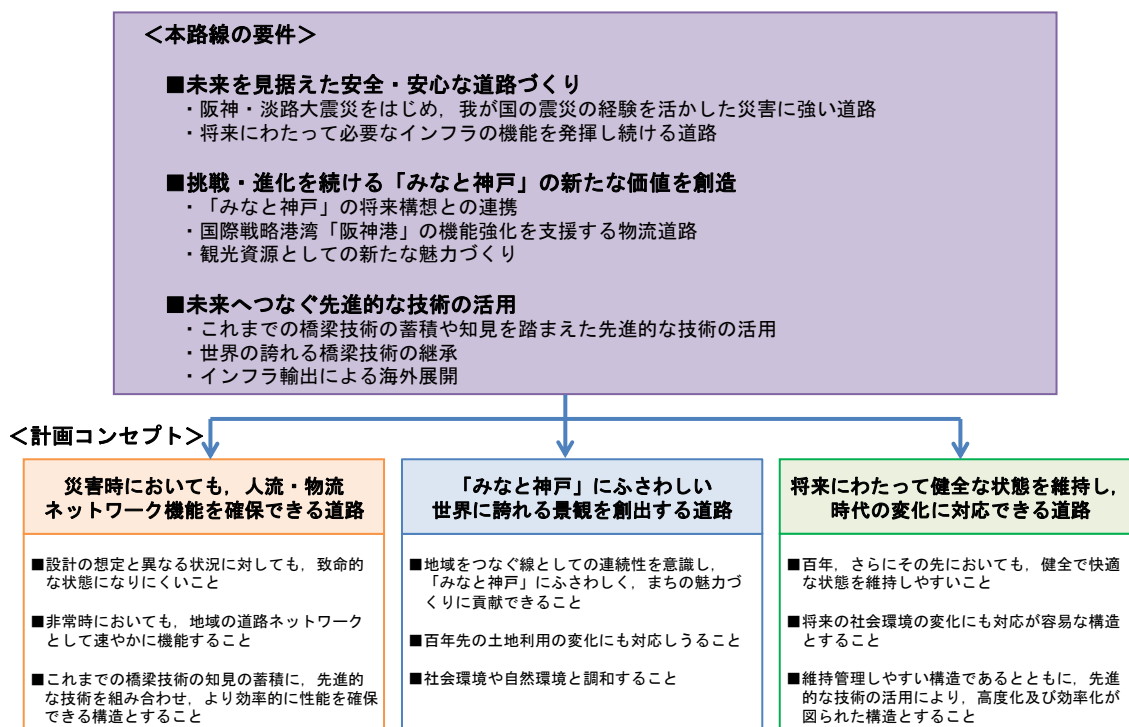
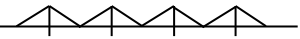


図 1.4 計画コンセプト



1.5 本研究の対象橋梁

大阪湾岸道路西伸部（神戸市東灘区～神戸市長田区）は、国土交通省と阪神高速道路株式会社の合併施行事業である全長 14.5km の路線であり、道路規格は第 2 種第 1 級、設計速度は 80km/h、計画交通量は 97,400 台/日（大型車混入率 39%）、車線数は 6 車線により計画されている。路線の一部が海上部に位置しており、表 1.2 に示す航路条件を満たす必要がある。また、大阪湾沿岸部の地質は「大阪堆積盆地」と呼ばれ、新生代の地層群で構成された軟弱地盤地域に位置する。図 1.5 に地質状況の一例を示すが、水深 15m 程度の海底以深に極軟弱な粘土層（Ac 層）が約 15m 程度堆積している。支持層としては洪積砂層（Dsc1 層もしくは Dsc2 層）が考えられるが、粘性土層と砂礫層の複雑な互層状態であるため支持層の判定が重要となる。また、支持層以深にも粘土層（Dc1 層や Dc2 層）が存在するため、圧密沈下のリスクを適切に評価する必要がある。さらに架橋地点には摩耶断層が交差しておりその影響によって地層には西側が隆起したとう曲が存在しており、これらの影響を適切に考慮する必要がある[1-141]。

新港・灘浜航路部には新港航路および灘浜航路の 2 つの航路が存在し、航路幅の制約から必要な最小支間長がそれぞれ 600m および 520m となる。この条件に対して計画コンセプトに適合性すると考えられる橋梁形式として表 1.3 に示す 2 主塔斜張橋 2 連や多径間連続吊橋などを抽出し、前述の計画コンセプトへの適合性を検討した結果、支間長約 650m を 3 連有する多径間連続斜張橋である(c)等径間案が最も計画コンセプトへの適合性が高いことなどから橋梁形式案として選定されている[1-143]。このような実務的背景も踏まえ、本研究においては長大な多径間連続斜張橋として図 1.6 に示す支間長 653m を 3 径間有する多径間連続斜張橋を対象とする。なお、主塔構造および主桁構造は本研究の成果を踏まえた橋軸 A 型主塔および分離 2 箱桁の構造一般図を示している。また、基礎構造は、鋼管杭の載荷試験[1-144]を行った結果、想定よりも支持力が低いことが明らかとなっており、その支持力を踏まえた大規模な鋼管矢板基礎を想定している[1-145]。

表 1.2 対象橋梁の航路条件

項 目		灘浜航路		新港航路
		主航路	副航路	
航路幅		300m	50m	400m (水深13m)
航路高さ	航路高	+54. 6m	+52. 4m	+65. 7m
	T. P.	+55. 7m	+53. 5m	+66. 8m

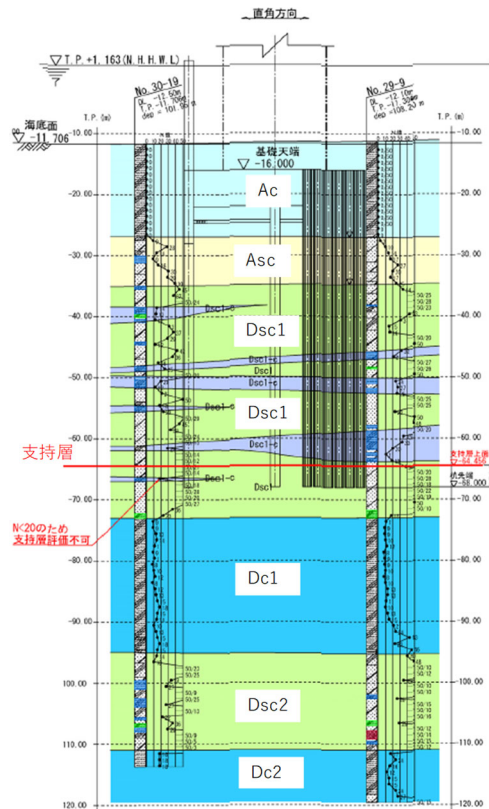
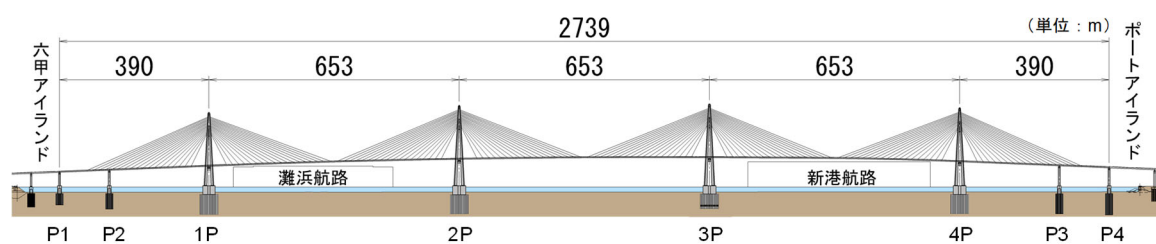


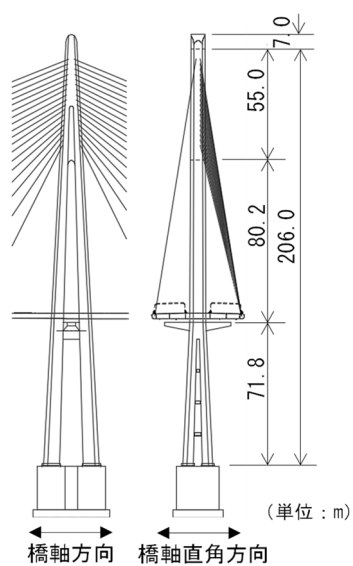
図 1.5 地質状況の一例（六甲アイランド側主塔位置）

表 1.3 橋梁形式詳細検討案の選定

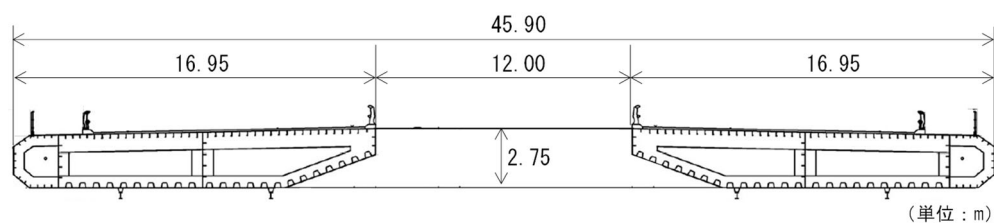
側面図・構造概要		経済性 (コスト)	特徴 (①, ②, ③は計画コンセプトに対応)
単独斜張橋	(a) 基本案 【立案趣旨】 航路幅より決定される最小支間を設定した2連の斜張橋	初期コスト 1.0 LCC 1.0	① これまで実績のある橋梁形式と規模であり、構造上の課題は少ない ② △中間橋脚の存在により、景観や将来の発展性に劣る ③ △弱点となる桁端部、伸縮装置、海上橋脚などが多く、維持管理面で相対的に劣る
	(b) 不等径間案 【立案趣旨】 基本案と同じ塔位置とし不等径間で割付た連続斜張橋	初期コスト 1.1 LCC 1.0	△ (c) 連続斜張橋（等径間）より特に優れる性能がない ③ △側塔の上段ケーブルの移動活荷重による張力変動が非常に大きく課題がある
多径間連続斜張橋	(c) 等径間案 【立案趣旨】 各主径間を均等割にした連続斜張橋案	初期コスト 1.0 LCC 1.0	②, ③ ① 単独斜張橋案と比較し、景観面で連続性やゲート性・ランドマーク性等に優れるとともに、連続化により桁端部も少なくでき、維持管理面でも有利となる ③ △活荷重たわみが大きい
	(d) 5径間案 【立案趣旨】 各主径間を均等割にした連続吊橋案	初期コスト 1.2 LCC 1.1	① △軟弱地盤上に設置するアンカレイジの沈下リスクがある ② △陸上部のアンカレイジ設置に伴う土地改変による影響が大きい ②, ③ ① 単独斜張橋案と比較し、景観面で連続性やゲート性・ランドマーク性等に優れるとともに、連続化により桁端部も少なくでき、維持管理面でも有利となる ③ △活荷重たわみが大きい
	(e) 4径間案 【立案趣旨】 (d) 案の中央塔2基を1基とし4径間とした連続吊橋案	初期コスト 1.4 LCC 1.2	



(a) 橋梁一般図

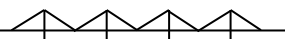


(b) 3P主塔構造一般図



(c) 主桁構造一般図

図 1.6 本研究の対象橋梁



1.6 本研究の目的と構成

本研究の対象橋梁は、支間長 653m を 3 径間有する多径間連続斜張橋である。本橋は、海外における既往最大の多径間連続斜張橋であるイギリスの Queensferry Crossing と同程度の支間長であるが、主塔が 1 基多い 4 基である。4 主塔における既往最大の多径間連続斜張橋は、ギリシアの Rion-Antirion Bridge であるが、本橋の支間長はそれより約 90m 長い 653m である。前述したとおり多径間化および長支間化に伴い、従来の斜張橋に比べ、活荷重による主桁の鉛直たわみや主桁応力、ケーブル張力、主塔下部の曲げモーメントが増大することが懸念されるが、多径間化および長大化による構造特性は明らかにされていない。また、斜張橋全体の剛性向上構造として Ting Kau Bridge に採用された主塔間を連結するケーブルを配置する構造は、支間長が長くなるとそれに伴って連結ケーブル延長が増大するとともにケーブルサグの影響が大きくなり、たわみ抑制効果が低下することや、Rion-Antirion Bridge に採用されたコンクリート主塔の形状により剛性を向上させる構造は、特に架橋条件が軟弱な地盤において主塔規模の大型化のみならず、主塔基礎の大型化に伴う経済性の悪化が指摘されている[1-35]。一方、3 主塔である Queensferry Crossing に採用されたケーブルシステムは上述の課題を解決した構造であると考えられるが、4 主塔以上の場合に剛性向上効果の低下が指摘されている[1-35]などの課題があり、4 主塔を有する多径間連続斜張橋における合理的な剛性向上構造や最適な剛性を検討する方法は明らかにされていない。さらには、本橋は世界にも類を見ない規模であり、自然環境の厳しい我が国において、これまでに事例のない剛性向上構造を踏まえた多径間連続斜張橋の耐風安定性を確保する方法や多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法は明らかにされていない。

以上の背景および課題を踏まえ本研究は、世界最大規模となる支間長 653m を 3 径間有する多径間連続斜張橋を対象に、自然環境の厳しい我が国の状況を踏まえ、長大化を実現するために重要となる耐荷性能、耐風安定性および耐震性の観点から構造特性を解明し、多径間連続斜張橋の高性能化に資する手法および構造を提案することを目的としている。具体的には以下の 3 点にまとめられる。

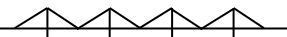
- ・世界最大規模の多径間連続斜張橋の構造特性を明らかにするとともに、斜張橋全体としての最適な剛性を検討する手法を提案し、それを適用した合理的かつ最適な剛性を有する構造を示すこと
- ・最適な剛性を有する構造として提案した橋軸 A 型主塔および分離 2 箱桁を有する多径間連続斜張橋に対して、主桁および主塔の空力振動特性を明らかにするとともに景観および維持管理性を考慮しつつ耐風安定性に優れる構造を提案すること
- ・多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案するとともに、それを適用し危機耐性や冗長性が確保された構造を示すこと

この目的を達成するために、本研究においては以下の 6 点に着目する。

1. 多径間連続斜張橋の構造特性および構造実現性
2. 合理的な斜張橋全体としての剛性向上構造の提案
3. 斜張橋全体剛性に対する性能照査法の提案および最適化
4. 多径間連続斜張橋における分離 2 箱桁の耐風安定性の評価
5. 多径間連続斜張橋における橋軸 A 型主塔の耐風安定性の評価
6. 多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画

本論文の構成は図 1.7 に示すとおりであり、各章の概要は以下のとおりである。

第 1 章



第 1 章では、本研究の目的を述べるとともに、その背景として、斜張橋技術および多径間連続斜張橋技術の変遷、斜張橋全体としての剛性や耐風安定性、耐震性の現状及び既往研究の成果を示す。また、それらを踏まえた種々の課題を抽出し、多径間連続斜張橋の長大化および高性能化に資する本研究の目的を達成するための着目点を示している。

第 2 章では、多径間連続斜張橋として支間長 650m を 3 径間有する 4 主塔多径間連続斜張橋を対象に同規模の 2 主塔斜張橋および 4 主塔多径間連続吊橋と比較することにより静的および動的な構造特性を明らかにするとともに構造実現性を示している。併せて、鉛直荷重および水平荷重に対する多径間連続斜張橋の連続径間数や荷重載荷位置の違いが構造特性に与える影響を検討し、多径間連続斜張橋の基本的な構造特性を明らかにしている。

第 3 章では、長大化に必要なとなる斜張橋全体としての剛性を確保するための合理的な構造を提案している。ケーブルシステムによる剛性向上構造として新たにタワーサポートケーブル構造を提案し、同種の既往事例による剛性向上構造と比較することにより、剛性向上効果および経済性において提案構造の優位性を示している。また、斜張橋を構成する部材のうち、主塔剛性が最も効率的に斜張橋全体剛性の向上に寄与することを明らかにし、主塔形状は橋軸 A 型とすることが合理的であることを示している。さらに提案した 2 つの構造を比較検討し、想定される架橋条件を踏まえると橋軸 A 型主塔が耐災害性、景観および維持管理性の観点から優位であることを示している。

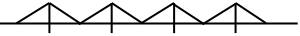
第 4 章では、斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査法を提案し、それに基づく最適な剛性を有する構造を検討している。ここでは、橋全体としての剛性やたわみ規定に関する文献調査等から具体的な性能照査項目を提案し、斜張橋全体剛性の違いによる性能照査項目および経済性に与える影響を比較することによって、最適な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋構造を示している。

第 5 章では、4 主塔多径間連続斜張橋における分離 2 箱桁の空力振動特性および耐風安定性について述べている。想定される架橋地点における風観測データ等により耐風設計条件および要求性能を設定し、それに基づく 2 次元剛体模型バネ支持試験により国内において事例のない分離 2 箱桁の空力振動特性を明らかにしている。さらに、耐風安定性を向上させるために種々の主桁形状等に対する空力的影響を評価し、分離 2 箱桁に対して有効な耐風対策を提案するとともに耐風安定性の照査結果を示している。

第 6 章では、4 主塔多径間連続斜張橋における橋軸 A 型主塔の空力振動特性および耐風安定性について述べている。国内において事例のない橋軸 A 型主塔に対して、景観および維持管理性を踏まえつつ耐風設計条件を満たす構造を検討するための合理的な手法を提案し、それに基づく剛体模型および弾性模型による風洞試験により橋軸 A 型主塔の空力振動特性を明らかにしている。さらに、耐風安定性を向上させるために種々の主塔形状に対する空力的影響を評価し、橋軸 A 型主塔に対する有効な耐風対策を提案するとともに耐風安定性の照査結果を示している。

第 7 章では、多径間連続斜張橋の危機耐性を踏まえた耐震構造計画手法を提案している。これまでにない規模の多径間連続斜張橋に対して地震時構造特性および破壊形態を明らかにするとともに、設

第 1 章



計基準に基づく性能評価に加え、設計想定と異なる地震作用への危機耐性や冗長性を確保することを目標とした耐震戦略法を示している。さらに、構造特性および破壊形態を踏まえて、構造不安定を引き起こす損傷イベントを特定し、致命的な状態に至る過程においても様々なイベントを経ながら荷重支持機能が維持されることを目標とした具体的な検討方法を示すとともに 4 主塔多径間連続斜張橋に適用した結果を示している。

第 8 章では、本論文の成果を総括し結論として取りまとめるとともに今後の課題および展望を述べている。

次に、本研究と関連する既発表論文を以下に示す。

- 1) 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規: 主径間長 650m の多径間連続長大橋の構造特性と実現性に関する基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.78, No.3, pp.331-349, 2022.
- 2) 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規, 丸山祥平: 4 主塔を有する多径間連続斜張橋のたわみ抑制効果をねらったタワーサポートケーブルの提案とその効果, 土木学会論文集, Vol.80, No.11, 23-00192, 2024.
- 3) 杉山裕樹, 川崎雅和, 坂井紀之, 内田良始, 宮下康一, 勝地弘, 金恵英, 八木知己: 長大斜張橋主桁の耐風設計に係る気流傾斜角の検討, 風工学研究論文集, 第 26 巻, pp.185-194, 2020.
- 4) 杉山裕樹, 安積恭子, 川田歩美, 中村正人, 吉岡勉, 平山博, 八木知己: 多径間連続斜張橋における分離二箱桁断面の耐風性検討, 風工学研究論文集, 第 27 巻, pp.173-182, 2022.
- 5) 杉山裕樹, 安積恭子, 松井哲平, 平山博, 川崎雅史, 八木知己: 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の景観検討, 景観・デザイン研究講演集, No.20, pp.1-9, 2024.
- 6) 杉山裕樹, 平山靖之, 松浦雅史, 八木知己: 多径間連続斜張橋における橋軸 A 型主塔の耐風性検討, 構造工学論文集 A, Vol.69A, pp.364-372, 2023.
- 7) 杉山裕樹, 安積恭子, 篠原聖二, 吉澤努, 吉岡勉, 平山博: 4 主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえた耐震構造計画の検討, 土木学会論文集, Vol.80, No.13, 23-13157, 2024.

本論文を構成する各章のうち、第 2 章は 1), 第 3 章は 2), 第 5 章は 3)および 4), 第 6 章は 5)および 6), 第 7 章は 7)に示す論文をもとに加筆・修正したものである。

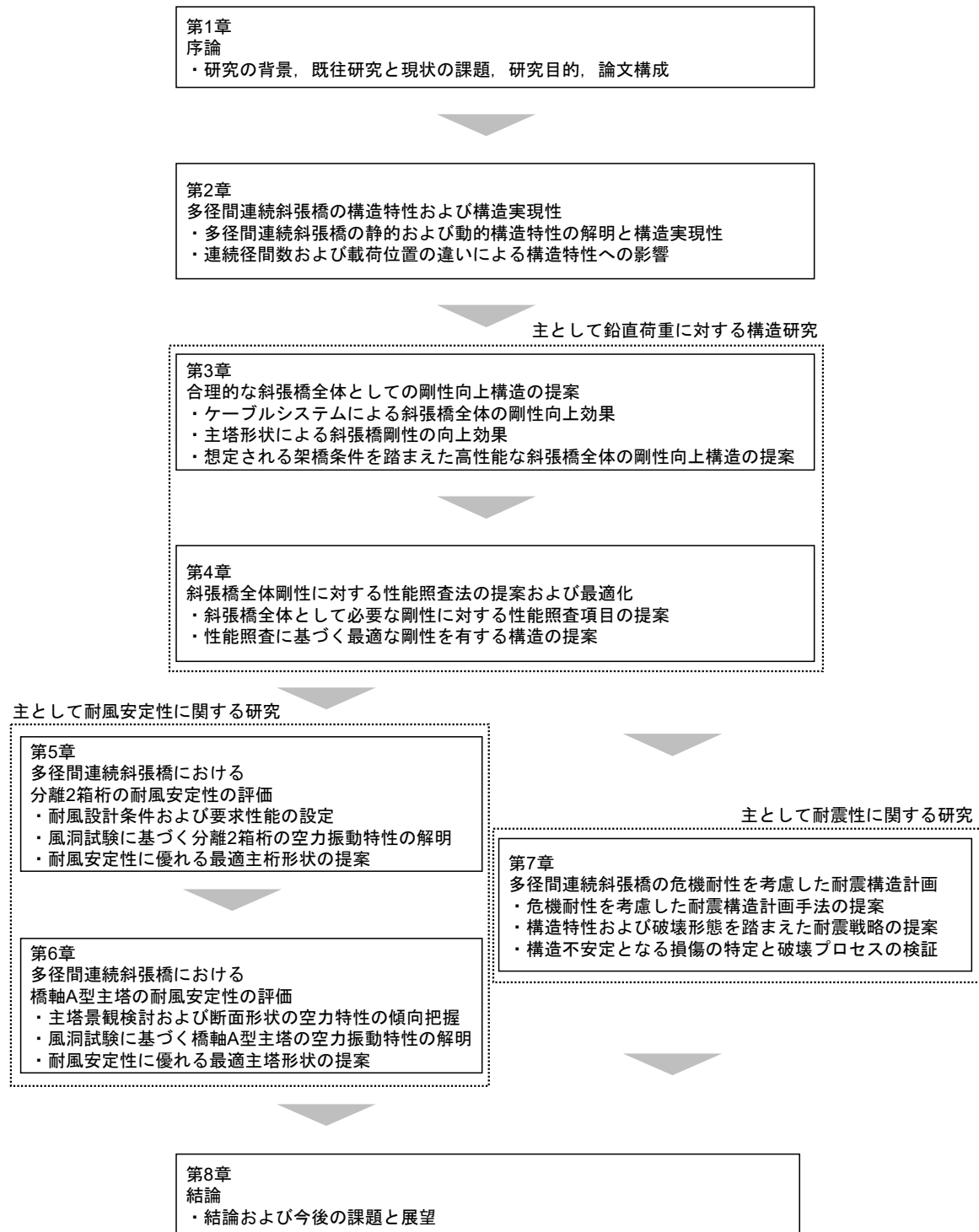
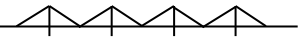
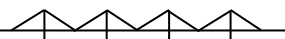
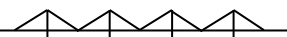


図 1.7 本論文の構成

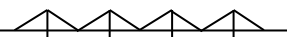


1.7 第 1 章 参考文献

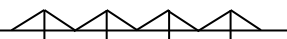
- [1-1] (社) 土木学会：鋼斜張橋－技術とその変遷－「2010 年版」，2010.
- [1-2] <https://www.pref.kanagawa.jp/docs/bd2/hashi100sen/98-katsuse.html>，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-3] 外崎忍：斜張橋（神納橋）の設計及び模型実験について，土木学会第 16 回年次学術講演会概要集，II-20，pp.47-48，1961.
- [1-4] 毛利治，岡田重豊，池田貞夫，中野雄太：摩耶大橋の設計と施工，土木学会誌，Vol.52，No.4，pp.18-23，1967.
- [1-5] 石岡英男，田辺肅郎，西島勝臣：かもめ大橋，三菱重工技報，Vol.14(3)，pp.451-458，1977.
- [1-6] 松浦勢一，横山頭二，田外吉則：六甲大橋上部工の設計と架設，土木学会誌，Vol.61(10)，pp.26-33，1976.
- [1-7] 遠藤武夫：長支間斜張橋の構造計画に関する 2, 3 の考察，土木学会論文集，No.567/VI-35，pp.171-188，1997.
- [1-8] 奥川淳志：長大斜張橋－多々羅大橋－の計画概要，溶接学会誌，Vol.60，No.8，pp.29-33，1991.
- [1-9] Zhishen WU, Jiandong ZHANG, Jien LIN, Bei YAO：世界最大斜張橋の建設とその取り組み～蘇通長江公路大橋（中国）～，土木学会論文集 F，Vol.65，No.2，pp.163-178，2009.
- [1-10] (一社) 日本橋梁建設協会：ストーンカッターズ橋工事報告－世界最大級の複合斜張橋の製作・架設について－，平成 21 年度技術発表会，2009.
- [1-11] Falbe-Hansen, K., Hauge, L. and Wong, C. : Stonecutters Bridge – International Design Competition and Reference Scheme Reviewing, International Conference on Bridge Engineering – Challenges in the 21st Century, 2006.
- [1-12] <https://structurae.net/en/structures/russky-bridge>，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-13] <https://www.nakanihon.co.jp/gijyutsu/Shimada/BridgeImages/StampAndBridge/MTM032.pdf>，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-14] 今井義明：ウラジオストク（ロシア）で建設中の世界最大の斜張橋－ルースキー島橋－，土木技術，Vol.67，pp.53-58，2012.
- [1-15] <https://xtech.nikkei.com/atcl/nxt/column/18/02406/061300020/>，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-16] 藤野陽三，長井正嗣：吊形式橋梁の現状と将来，鋼構造論文集，第 1 巻 3 号，pp.17～35，1994.9.
- [1-17] 杉山裕樹，金治英貞，渡邊裕規：主径間長 650m の多径間連続長大橋の構造特性と実現性に関する基礎的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），vol.78，No.3，pp.331-349，2022.
- [1-18] W.ポドルニー，J.B.スカルジー：斜張橋の設計と施工，九州大学出版会，1986.
- [1-19] https://en.wikipedia.org/wiki/General_Rafael_Urdaneta_Bridge，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-20] https://en.wikipedia.org/wiki/Ponte_Morandi，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-21] Holger Svensson : Cable-Stayed Bridges: 40 Years of Experience Worldwide, Ernst & Sohn, 2012.
- [1-22] https://en.wikipedia.org/wiki/Mezcala_Bridge，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-23] Bergermann B., Schlaich M. : The Ting Kau Bridge in Hong Kong, IABSE Symposium Kobe 1998，pp.409-414，1998.
- [1-24] Ni Y. Q., Wang J. Y. and Lo L. C. : Influence of Stabilizing Cables on Seismic Response of a Multispan Cable-Stayed Bridge, Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol.20, No.2, pp.142-153, 2005.
- [1-25] https://en.wikipedia.org/wiki/Ting_Kau_Bridge，2024 年 10 月 1 日閲覧



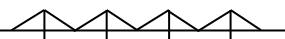
- [1-26] Combault J., 須藤誠, 小沼恵太郎: リオン・アンティリオン橋の建設—計画と設計—, 橋梁と基礎, 建設図書, Vol.34, No.12, pp.17-21, 2000.
- [1-27] 森元峯夫: リオン・アンティリオン橋 不可能を可能としたイノベーション, エスイー, 2007.
- [1-28] 坪井善昭, 大泉楯, 原田公明, 鳴海祐幸, 小堀徹: [広さ][長さ][高さ]の構造デザイン, 建築技術, 2007.
- [1-29] Virlogeux M, Servant C., Cremer J. M., Martin J. P. and Buonomo M. : Millau Viaduct, France, Structural Engineering International, Vol.15, No.1, pp.4-7, 2005.
- [1-30] https://en.wikipedia.org/wiki/Millau_Viaduct, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-31] Muyu LIU, Feng WANG : Geometrically Nonlinear Analysis of Long Span Composite Girder Cable-stayed Bridge with three Towers under live Load, Applied Mechanics and Materials, Vol.34-35, pp.371-375, 2010.
- [1-32] Zhou R., Zong Z., Huang X. and Xia Z. : Seismic response study on a multi-span cable-stayed bridge scale model under multi-support excitations. Part II: numerical analysis*, Journal of Zhejiang University-SCIENCE A (Applied Physics & Engineering), Vol.15(6), pp.405-418, 2014.
- [1-33] https://en.wikipedia.org/wiki/Erqi_Yangtze_River_Bridge, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-34] <https://structurae.net/en/structures/bridges/multiple-span-cable-stayed-bridges>, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-35] Hussain N., Carter M., Kite S., Minto B. : Forth Re-placement Crossing Concept Design, IABSE Symposium London 2011, 2011.9.
- [1-36] https://en.wikipedia.org/wiki/Queensferry_Crossing, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-37] Sanders P., Nielsen L. L., Wood H., Martin J. R., Brennan G. and Banks J. : Design and Construction of the Mersey Gateway Bridge, 37th IABSE Symposium Madrid, pp.1956-1963, 2014.
- [1-38] Marginson A., Preliminary Design of the Mersey Gateway Structures, 35th IABSE Symposium London, pp.454-461, 2011
- [1-39] https://en.wikipedia.org/wiki/Mersey_Gateway_Bridge, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-40] <https://www.bridgeweb.com/Design-revealed-for-worlds-longest-and-tallest-cable-stayedbridge/7214> , 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-41] 福原一光, 岩田耕治, 大泉楯, 秦恒夫, 坂本仁昭: 広島西大橋の計画と設計, 橋梁と基礎, 建設図書, pp.25-32, 2010.
- [1-42] <https://ja.wikipedia.org/wiki/広島西大橋>, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-43] 中村俊一, 岡本裕, Ismatullah AMIRI : CFT・鋼・RC 主塔を有する多径間連続斜張橋の静的および耐震挙動, 第 11 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム, pp.304-313, 2015.
- [1-44] 齊藤展生, 村越潤, 西川和廣: 活荷重シミュレーション解析による四径間吊橋の設計活荷重に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1253-1262, 1999.
- [1-45] 佐藤浩一: 塔の変形を考慮した多径間吊橋の撓度理論と各種影響線の計算, 土木学会論文報告集, 第 190 号, pp. 11-22, 1971.
- [1-46] 吉田修, 守矢健生: 4 径間吊橋の構造特性と実用化に向けての一考察, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 1197-1208, 1997.
- [1-47] 野上邦栄, 大久保亜衣, 森園康之: 4 径間超長大吊橋の弾塑性挙動と終局強度特性に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 817-826, 2010.
- [1-48] 岸祐介, 小沢武仁, 村越潤, 野上邦栄, 岩下慎吾, 平山博, 石井喜代志: 径間数, サグ比の異なる超長大径間吊橋の耐力特性, 構造工学論文集, Vol. 64A, pp. 86-98, 2018.



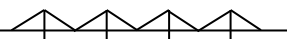
- [1-49] 勝地弘, 山田均 : 4 径間吊橋のフラッター特性に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp. 658-665, 2007.
- [1-50] 岩下慎吾, 中村一史, 野上邦栄, 村越潤, 石井喜代志, 平山博 : 中央径間長 3000m を有する超長大多径間吊橋の耐風安定性に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol. 65A, pp. 342-350, 2019.
- [1-51] 岩下慎吾, 中村一史, 平野廣和, 野上邦栄, 村越潤, 石井喜代志, 平山博 : 中央径間長 3000m を有する二箱桁多径間吊橋の耐風安定性に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol. 66A, pp. 317-328, 2020.
- [1-52] 岩下慎吾, 中村一史, 野上邦栄, 岸裕介, 馬越一也, 野中哲也, 石井喜代志, 平山博 : 中央径間長 3000m を有する超長大多径間吊橋の地震応答特性, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 74, No. 4 (地震工学論文集第 37 巻), pp. I_803-I_817, 2018.
- [1-53] Wei L., Yan Y., Huang L., Ma Z. and Song Y. : Overall Design of the Nanjing Jiangxinzhou Yangtze River Bridge, IABSE Congress Nanjing, pp. 157-164, 2022.
- [1-54] Chen A., Ma R. and Zang X. : Recent achievements in the design and construction of multi-span cable supported bridges in China, Multi-Span Large Bridges, pp.93-102, 2015.
- [1-55] <http://structurae.net/structures/data/index.cfm?id=s0019393>, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-56] (公社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編, 2017.
- [1-57] (社) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 1973.
- [1-58] 本州四国連絡橋公団 : 上部構造設計基準・同解説, 1995.
- [1-59] American Association of State Highway and Transportation Officials : AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications (5th Edition), 2010.
- [1-60] European Committee for Standardization : Eurocode , Basis of structural design (EN 1990:2002), 2002.
- [1-61] Ministry of Transport of the People's Republic of China : Specifications for Design of Highway Steel Bridge (JTG D64-2015), 2015.
- [1-62] 西岡勉, 堀江佳平, 明田修 : 都市高速道路の交通特性に基づく斜張橋の活荷重に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.4, pp.737-751, 2010.
- [1-63] Hiroki Sugiyama, Hidesada Kanaji, Hironori Watanabe and Osamu Aketa : A study on vehicular live load design based on actual vehicular load for a multi-span large cable-stayed bridge, Multi-Span Large Bridges, pp.417-426, 2015.
- [1-64] 菅生直孝, 大久保忠良, 榎波義幸 : 尾道大橋の耐風性に関する二・三の実験について, 土木学会第 23 回年次学術講演会概要集, pp.287-290, 1968.
- [1-65] 新山惇, 高橋陽一 : 石狩河口橋主径間上部工の計画-耐風設計について-, 寒地土木研究所昭和 43 年度技術研究発表会, pp.71-80, 1969.
- [1-66] 建設省土木研究所 : 第 799 号末広大橋耐風性調査報告書, 1973.
- [1-67] 阪神高速道路公団 : 天保山大橋工事誌, 1992.
- [1-68] 北川信, 鳥海隆一, 勝地弘 : 多々羅大橋の大型風洞試験(第一報), 本四技報, Vol.20, No.77, pp.38-42, 1996.
- [1-69] 由井陸粹, 山本修司, 森川陽介, 中垣毅, 森越健二 : 新湊大橋の鋼桁耐風対策について, 沿岸技術研究センター論文集, No.13, pp.45-50, 2013.
- [1-70] 遠山直樹, 秦健作, 楠原栄樹 : 門崎高架橋の耐風性再評価, 第 18 回風工学シンポジウム論文集, pp.491-496, 2004.



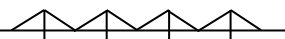
- [1-71] 阪神高速道路株式会社：2021 年度第 1 回長期維持管理技術委員会資料，2022.
- [1-72] 久保喜延：維持管理の観点から構造設計と融合させた合理的な耐風設計のあり方，橋梁と基礎，Vol.38，pp.33-36，2004.
- [1-73] 久保喜延，本多健二，野上千秋，加藤九州男，田崎賢治：PC 斜張橋の閉断面桁および開断面桁の剥離流相互干渉法による耐風性能改善対策に関する研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.919-924，1992.
- [1-74] 林田宏二，久保喜延，池田隼人，野田辰徳：剥離干渉法による空力振動制振メカニズムに関する研究，第 19 回 風工学シンポジウム論文集，pp.429-434，2006.
- [1-75] 内田一人，中西良知，脇長正：浜田マリンプリッジの設計と施工，川崎製鉄技報，Vol.32，No.2，pp.15-21，2000.
- [1-76] 本田好司，今金真一，大廻聡，本田明弘，深谷茂広，杉山貞人：鷹島肥前大橋主桁の耐風性について，土木学会第 59 回年次学術講演会概要集，I-667，pp.1331-1332，2004.
- [1-77] 鈴木泰之，久保喜延，佐野啓介，加藤九州男，木村吉郎：剥離干渉法を用いた鋼 2 主桁斜張橋の耐風安定性に関する検討，日本風工学会論文集，Vol.31，No.2(No.107)，pp.51-61，2006.
- [1-78] 八木裕紀，河本卓朗，深谷茂広，田中剛，森野真之，野田辰徳，松田一俊：鋼・コンクリート混合斜張橋用箱桁の耐風対策の検討ー岩城橋一，第 24 回風工学シンポジウム，pp.349-354，2016.
- [1-79] 秋本泰治，安原晃，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，pp.7-10，2015.
- [1-80] 横山功一，日下部毅明，若狭忠雄，大場誠道：二主桁合成床版を有する斜張橋に関する総合的検討，構造工学論文集，Vol.38A，pp.1153-1160，1992.
- [1-81] 村上琢哉，武田勝昭，高尾道明，由井陸粹：2 主桁断面を有する低コスト型斜張橋の耐風性検討，NKK 技報，No.175，pp.11-15，2001.
- [1-82] 大東義志，松本勝，白土博通，八木知己，武内隆文：長大斜張橋の 2 主桁を有する動的耐風安定化断面の空力特性に関する実験的研究，第 19 回 風工学シンポジウム論文集，pp.423-428，2006.
- [1-83] 杉山裕樹，川崎雅和，金治英貞，八木知己：多径間連続斜張橋の軽量合成端 2 箱桁の構造提案とその特性，土木学会論文集，Vol.79，No.3，A1-0719，2023.
- [1-84] 佐藤弘史，楠原栄樹，大儀健一，北川信，伊藤進一郎：超長大橋の一樣流中における耐風性，第 16 回風工学シンポジウム論文集，pp.351-356，2000.
- [1-85] 麓興一郎，秦健作，楠原栄樹：吊橋の超長大化の可能性に関する基礎的研究，土木学会論文集 A，Vol.63，No.1，pp.220-231，2007.
- [1-86] S.H. Robin and Tom A. : Construction aerodynamics of cable-stayed bridges for record spans : Stonecutters Bridge, Structures, Vol.8, Part 1, pp.94-110, 2016.
- [1-87] Yao-Jun Ge : Aerodynamic challenge and limitation in long-span cable-supported bridges, The 2016 World Congress on Advances in Civil, Environmental, and Materials Research (ACEM16), Keynote Paper, 2016.
- [1-88] Yong-Xin YANG and Yao-Jun GE : Wind-induced vibrations and equivalent static wind loading for cable-stayed bridges, The Seventh International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications (BBAA7), pp.399-409, 2012.
- [1-89] Shujin Laima, Hui Li, Wenli Chen and Jinping Ou : Effects of attachments on aerodynamic characteristics and vortex-induced vibration of twin-box girder, Journal of Fluids and Structures, Vol.77, pp.115-133, 2018.
- [1-90] Shujin Laima, Hui Li, Wenli Chen and Fengchen Li : Investigation and control of vortex-induced vibration



- of twin box girders, *Journal of Fluids and Structures*, Vol.39, pp.205-221, 2013.
- [1-91] Yongxin Yang, Rui Zhou, Yaojun Ge and Lihai Zhang : Experimental studies on VIV performance and countermeasures for twin-box girder bridges with various slot width ratios, *Journal of Fluids and Structures*, Vol.66, pp.476-489, 2016.
- [1-92] C. M. Ma, J. X. Wang, Q. S. Li, H. Qin and H. L. Liao : Vortex-Induced Vibration Performance and Suppression Mechanism for a Long Suspension Bridge with Wide Twin-Box Girder, *Journal of Structural Engineering*, Vol.144, No.11, 04018202, 2018.
- [1-93] Rujin Ma, Fangkuan Li, Xiaohong Hu, Baixue Ge and Qifeng He : Experiment study on vortex-induced vibration of a twin-box girder with large cantilever plates, *Structures*, Vol.55, pp.891-907, 2023.
- [1-94] 大野惣平, 安藤憲一, 佐野信一郎, 坂井藤一 : 曲線斜張橋主塔の耐風安定性とその防振対策－全体模型実験－, 土木学会第 39 回年次学術講演会概要集, I-294, pp.587-588, 1984.
- [1-95] 水元義久, 石崎浩, 吉田聰 : 東神戸大橋主塔の耐風安定性, 阪神高速道路公団技報, 第 6 号, pp.62-70, 1987.
- [1-96] 鈴木周一, 植田利夫, 田口松義, 南條正洋 : 新尾道大橋主塔の三次元対風応答特性, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集, I-A250, pp.500-501, 1996.
- [1-97] 藤原亨, 森山彰 : 多々羅大橋塔完成時の耐風性, 本四技報, Vol.19, No.74, pp.24-37, 1995.
- [1-98] 横山正則, 鈴木裕二, 樋上秀一, 森内昭 : 名港中央大橋の塔風洞試験, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集, I-246, pp.530-531, 1991.
- [1-99] 平山博, 吉岡勉, 松浦雅史, 石井喜代志, 末松慎介, 平野貴之 : (仮称) 気仙沼湾横断橋海上部の耐震・耐風設計と架設計画, 橋梁と基礎, Vol.54, pp.20-26, 2020.
- [1-100] 藤沢政夫, 亀井正博, 井下具 : 菅原城北大橋主橋梁部の設計と施工, 土木学会論文集, 第 403 号, pp. 239-247, 1989.
- [1-101] 本田明弘, 堤満晴, 浦上川歩道橋主塔の耐風安定性に関する実験的研究, 土木学会第 47 回年次学術講演会概要集, I-265, pp.706-707, 1992.
- [1-102] 横田哲也 : 中島大橋 (仮称) の耐風設計, 関西道路研究会会報, Vol.21, pp.16-26, 1995.
- [1-103] 今金真一, 藤田武彦, 本田明弘 : 女神大橋完成系主塔の耐風性について, 土木学会第 51 回年次学術講演会概要集, I-A249, pp.498-499, 1996.
- [1-104] 杉本高志, 森田雅文, 本間信之, 上島秀作, 黒田眞一, 松田一俊 : 荒川横断橋梁(仮称)主塔の風洞試験, 土木学会第 56 回年次学術講演会概要集, I-B337, pp.674-675, 2001.
- [1-105] 馬場敦美, 小川一志, 下土居秀樹 : 斜張橋 A 型塔の耐風性について, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集, I-243, pp.524-525, 1991.
- [1-106] 井上朝登, 吉崎信之, 田中千秋, 藤田敏夫, 加地健一, 阿比留久徳, 吉村健, 武藤賢司 : 荒津大橋の塔の耐風安定性について, 土木構造・材料論文集第 2 号, pp.127-138, 1987.
- [1-107] 米田昌弘, チャイセリ・ビヤワット, 藤野陽三, 河田寛行, 前田研一, 片山哲夫 : 斜張橋主塔に対する T. L. D. の制振効果について－せん断振り子タイプの 1 自由度系モデルを用いた実験的検討－土木学会第 44 回年次学術講演会概要集, I-309, pp.670-671, 1989.
- [1-108] 秦健作, 辰巳正明, 大倉幸三, 大西悦郎 : 明石海峡大橋主塔の制振対策, 土木学会論文集, No. 507, I-30, pp.279-289, 1995.
- [1-109] 福永勸, 角和夫, 竹口昌弘 : 明石海峡大橋主塔の制振対策再評価, 本四技報, Vol.36, No.117, pp.34-35, 2011.

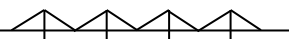


- [1-110] 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて 震災復旧工事誌，1997.
- [1-111] 田崎賢治，幸左賢二，池田隆明，小郷政弘：台湾集集地震で被災した PC 斜張橋（集鹿大橋）の詳細分析，構造工学論文集，Vol.50A，pp.487-494，2004.
- [1-112] 堺淳一，中尾尚史，星隈順一：PC 斜張橋の地震応答特性に関する一検討，第 16 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2013.
- [1-113] 宮原史，今村隆浩，西田秀明，星隈順一：熊本地震で被災した斜張橋の復旧対策と復旧後の状態変化の把握方法の提案，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.76，No.4（地震工学論文集第 39 巻），pp.I_461-I_471，2020.
- [1-114]（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.
- [1-115]（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- [1-116] 角和夫，長澤光弥，曾我恭匡，木田秀人，田崎賢治，小塚幹夫：オールフリー形式鋼斜張橋の耐震補強設計に関する検討，第 12 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.53-60，2009.
- [1-117] 間嶋信博，川村勝，小林寛，流田寛之，榎本修二：天保山大橋における耐震補強設計，鋼構造年次論文報告集，Vol.17，pp.467-472，2009.
- [1-118] 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：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，土木学会論文集，Vol.794，I-72，pp.1-19，2005.
- [1-119] 小森和男，吉川博，小田桐直幸，木下琢雄，溝口孝夫，藤野陽三，矢部正明：首都高速道路における長大橋耐震補強検討，土木学会論文集，Vol.801，I-73，pp.1-20，2005.
- [1-120] 若林大，池端信哉，上田博士，伊藤和馬，新名裕，田崎賢治：伊勢湾岸道路名港西大橋（上り線）の耐震補強設計，橋梁と基礎，Vol.52，No.11，pp.7-12，2018.
- [1-121] 山口和範，溝上善昭，大串弘幸：新尾道大橋・多々羅大橋の耐震補強設計，本四技報，Vol.44，No.134，pp.2-11，2020.
- [1-122] 林川俊郎，田中寿弥，松本高志，何興文：損傷部材を用いた鋼斜張橋タワーの地震応答性状，平成 20 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 65 号，A-31，2008.
- [1-123] 寺田典生，上東泰，山本徹，奥山元：第二東名高速道路矢作川橋の設計，プレストレストコンクリート，Vol.46，No.5，pp.14-22，2004.
- [1-124] 田中剛，岡村英樹，岡本光晴：生名橋の RC 主塔の設計，土木学会第 66 回年次学術講演会概要集，I-200，pp.399-400，2011.
- [1-125] 中村泰博，坂本弘明，深谷茂広，元山寿，梅原健生，藤木剛：（仮称）鷹島肥前大橋の設計，橋梁と基礎，Vol.42，No.10，pp.27-34，2008.
- [1-126] 堺淳一，運上茂樹，星隈順一，張広鋒：平成 20 年岩手・宮城内陸地震により落橋した祭時大橋の被害と地震応答特性に関する一検討，第 3 回近年の国内外で発生した大地震の記録と課題に関するシンポジウム，pp.107-114，2010.
- [1-127]（公社）土木学会地震工学委員会東日本大震災による橋梁等の被害分析小委員会：最終報告書，2015.
- [1-128]（公社）土木学会東日本大震災フォローアップ委員会・原子力安全土木技術特定テーマ委員会：原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言（土木工学からの視点），2013.
- [1-129] 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系一試案構築に向けての考察一，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 72, No. 4, pp.



I_459-472, 2016.

- [1-130] 国土交通省国土技術政策総合研究所, (国研) 土木研究所: 平成 28 年 (2016 年) 熊本地震土木施設被害調査報告, 国総研資料第 967 号/土研資料第 4359 号, 2017.
- [1-131] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017.
- [1-132] (公社) 土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁の耐震構造計画・設計法に関する研究小委員会: 性能に基づく橋梁の耐震構造計画・設計法に関する研究小委員会活動報告書, 土木学会, 2022.
- [1-133] 星隈順一, 今村隆浩, 宮原史, 西田秀明: 新阿蘇大橋の性能に及ぼす地盤変状の影響を小さくするための構造的な配慮と工夫, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), vol.77, No.2, pp.339-355, 2021.
- [1-134] 向田昇, 浦田昌浩, 竹田竜一, 渡辺歩, 池田大樹, 太田泰弘: (仮称) 気仙沼湾横断橋鋼斜張橋部の設計コンセプトと計画, 橋梁と基礎, Vol.54., No.10, pp.12-18, 2010.
- [1-135] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
- [1-136] 吉岡勉, 松浦雅史, 竹田竜一, 渡辺歩: 気仙沼湾横断橋の設計段階における危機耐性向上の取り組み, 土木学会第 76 回年次学術講演会概要集, CS3-29, 2021.
- [1-137] Jacques Combault: The RION-ANTIRION Bridge – When a dream becomes reality, Frontiers of Structural and Civil Engineering, Vol.5, Issue(4), pp.415-426, 2011.
- [1-138] 藤野陽三, 畑山義人, 佐藤靖彦, 久保田善明, 松井幹雄, 八馬智, 春日昭夫, 安江哲: 橋をデザインする, 技報堂出版, 2023.
- [1-139] 松井哲平, 佐々木葉: 現代橋梁のデザインにおけるコンセプトの位置づけと展開, 景観・デザイン研究講演集, No.4, pp.32-38, 2008.
- [1-140] 阪神高速道路公団: 東神戸大橋工事誌, 1994.
- [1-141] <https://www.hanshin-exp.co.jp/company/torikumi/useful/wanganseishinbu/>, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [1-142] 杉山裕樹, 佐藤彰紀, 岡上政史: 計画コンセプトと新港・灘浜航路部の橋梁計画, 阪神高速道路技報第 30 号, 2021.
- [1-143] 杉山裕樹, 佐藤彰紀, 岡上政史, 谷成二, 上中一弘, 平山博, 池田大樹, 松井哲平: コンセプト設計に基づく長大橋の橋梁計画～みなと神戸に架かる橋～, 土木学会第 75 回年次学術講演会, CS3-15, 2020.
- [1-144] 服部駿佑, 杉山裕樹, 佐藤彰紀, 藤倉友大, 矢幡圭司, 佐藤文郎, 岩原克仁, 豊島孝之, 後閑勇: 鉛直載荷試験をふまえた大口径鋼管杭の支持力評価方法, 土木学会第 78 回年次学術講演概要集, III-262, 2023.
- [1-145] 服部駿佑, 杉山裕樹, 谷口惺, 山田和夫, 矢幡圭司, 渡邊耕記, 豊島孝之, 後閑勇: 大深度鋼管矢板基礎における施工上の課題に対する検討, 第 35 回日本道路会議, No.5054, 2023.



第 2 章 多径間連続斜張橋の構造特性および構造実現性

2.1 概説

近年、世界では長大橋技術の発展により、主径間を複数有する多径間連続斜張橋や同じ吊り構造である多径間連続吊橋が建設されている。例えば、2017 年に完成した支間長 650m を 2 径間有する Queensferry Crossing (イギリス) [2-1] が世界において最も支間長が長い多径間連続斜張橋であり、2012 年に完成した支間長 1,080m を 2 径間有する泰州大橋 (中国) [2-2] が世界において最も支間長が長い多径間連続吊橋である。一方、国内の多径間連続斜張橋は、2001 年に完成した支間長 88m および 78m を 5 径間有する広島西大橋 [2-3]、多径間連続吊橋は 1961 年に完成した支間長 160m を 2 径間有する小鳴門橋 [2-4] であり、支間長がともに 200m 以下と短く小規模な橋梁である。また、海峡横断プロジェクトの実現性検討の一環として支間長が 200m を超える長大多径間連続吊橋の研究は、設計活荷重 [2-5] や耐荷性能 [2-6] ~ [2-9]、耐風性能 [2-10] ~ [2-12]、耐震性能 [2-13] など様々な観点から研究されているが、多径間連続斜張橋は、支間長 200m の研究事例 [2-14] があるものの、支間長が 200m を超える長大橋 (以下、長大橋という) の事例は少ない。

本四架橋が建設されて以降、国内の長大橋プロジェクトは規模および数量とも縮小し、活発な研究や検討が少なくなっている。一方、海峡横断プロジェクトの計画推進や様々な架橋条件に対する安全性や維持管理性、あるいは景観など多種多様な要求性能に対応できるように、さらには世界への我が国の橋梁技術の展開を視野に技術力の向上、技術継承など様々な視点から多径間連続長大橋を研究することは重要である。例えば、2 主塔斜張橋または吊橋を重連するよりも多径間連続斜張橋または多径間連続吊橋とすることにより、橋脚や基礎、アンカレイジを減らすことができ、維持管理性や施工性、経済性が有利になる、周辺環境に調和した景観や新たなシンボルになる景観を創出できる、不静定次数を上げることや振動特性の変化に伴う耐震性の向上など、架橋条件に応じて優位になる可能性がある。

しかしながら、多径間連続吊橋は、活荷重たわみが大きい、塔頂部におけるケーブルの滑り、中央主塔の塔頂変位が大きい、中央主塔を挟んだ両側のケーブルの張力が大きいなどの課題が明らかにされており、いずれも設計活荷重を影響線載荷した場合、つまり活荷重の偏載荷によって生じる課題である [2-5]、[2-7]。また、多径間連続斜張橋に対してはこれまで国内の研究事例は少ないが、吊橋構造特有のものを除けば同様の課題がある [2-15] と考えられ、自然環境の厳しい我が国における長大な多径間連続斜張橋の構造実現性は明らかにされていない。

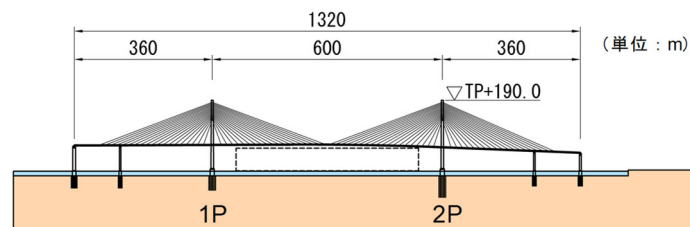
そこで本章では、支間長 650m を 3 径間有する長大多径間連続斜張橋 (以下、4 主塔連続斜張橋という) を対象に、国内基準である道路橋示方書等に基づく試設計結果から既往実績のある 2 主塔斜張橋および吊り形式として同じ支間長を 3 径間有する長大多径間連続吊橋 (以下、4 主塔連続吊橋という) との比較により静的構造特性および動的構造特性を明らかにするとともに、構造実現性を検討する。併せて、鉛直荷重および水平荷重に対する多径間連続斜張橋の連続径間数や荷重載荷位置の違いが構造特性に与える影響を検討し、4 主塔連続斜張橋の基本的な構造特性を明らかにする。

第 2 章

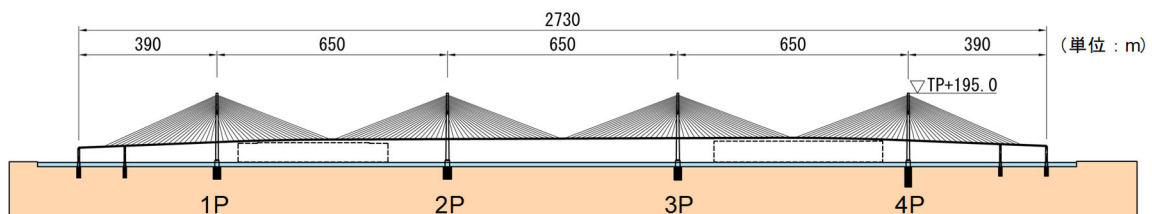
2.2 検討手法

2.2.1 研究対象橋梁

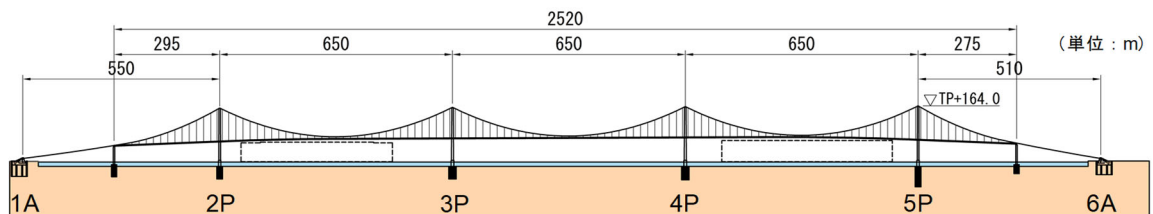
本研究において対象とした橋梁形式を図 2.1 に示す。ケース 1 は支間長 600m を有する 2 主塔斜張橋とし、国内長大斜張橋の実績として比較的多い最大支間長である約 500～600m に着目し、既往技術により実現可能な橋梁として、名港中央大橋（支間長 590m）[2-16]と同規模の橋梁形式を設定した。ケース 2 は支間長 650m の 3 径間有する 4 主塔連続斜張橋とし、多径間連続斜張橋としての最大支間長は、世界最長の Queensferry Crossing と同規模であるが、主塔本数はそれより 1 主塔多い 4 主塔である。ケース 3 は同じ吊り形式橋梁の吊橋を対象に 4 主塔連続斜張橋と比較するためケース 2 と同様の支間長 650m を 3 径間有する 4 主塔連続吊橋とし、多径間連続吊橋としての最大支間長は、世界最長の泰州大橋と比べ 2/3 程度であるがそれより 1 主塔多く、4 主塔連続吊橋としては世界最長の最大支間長となる。



(a) ケース1：2主塔斜張橋（最大支間長600m）



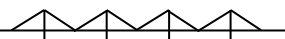
(b) ケース2：4主塔連続斜張橋（最大支間長650m）



(c) ケース3：4主塔連続吊橋（最大支間長650m）

図 2.1 研究対象の橋梁形式

第 2 章



2.2.2 設計条件

設計条件となる要求性能は、2017 年（平成 29 年）に改定された道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編[2-17]（以下、道示Ⅰという）に基づき、B 種の橋として、橋の耐荷性能 2 を満足させることとした。ただし、レベル 2 地震動に対しては構造物の重要性から主要部材の塑性化を許容しないこととする。設計は、道示Ⅰに基づき実施しているが、支間長が 200m を超える長大橋であることを踏まえ、次に示す条件を考慮している。

活荷重は本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説[2-18]（以下、本四基準という）に基づき設定し、幅員方向の載荷幅は地覆内に全幅載荷とした。載荷方法は道示Ⅰに基づき影響線載荷とする。衝撃の影響は、本四基準に準じて、斜張橋はケーブルを無視した連続桁として取り扱い、吊橋は衝撃の影響を考慮しないこととした。

風荷重は基本風速 U_{10} を 43m/s とし、高度補正に用いるべき指数は 1/7 とした。風荷重強度の算出ならびに載荷方法は本四基準に準じて設定した。

地震荷重は、第 1 章に示した条件に基づき、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[2-19]（以下、道示Ⅴという）に示されるⅢ種地盤の地震動とした。

作用の組合せは道示Ⅰに示されるもののうち、部材設計に支配的と考えられる死荷重と活荷重の組合せ（D+L）、死荷重と活荷重、温度荷重の組合せ（D+L+TH）、死荷重と風荷重の組合せ（D+WS）、死荷重とレベル 1 地震動の組合せ（D+EQ1）、死荷重とレベル 2 地震動の組合せ（D+EQ2）とした。

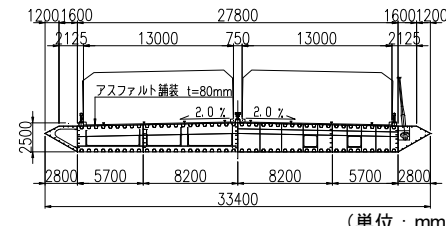
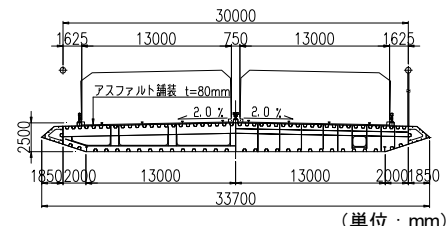
活荷重たわみは、本四基準に基づき個別の橋梁ごとに詳細に検討することとし、ここでの検討においては制限を設けていない。

2.2.3 各部材の設定

(1) 桁構造

斜張橋の主桁および吊橋の補剛桁を表 2.1 に示す。桁は既往事例を参考に扁平六角形断面の鋼 1 箱桁とし床版は鋼床版である。吊橋の補剛桁は斜張橋と異なり、ケーブルに懸垂される部材であるため、下フランジの作用応力度に余裕があることから図 2.2 に示すように板厚を 8mm とするとともに、柱モデルアプローチを適用[2-20]し、縦リブによる補剛を合理化した構造としたことから、斜張橋主桁に比べ、吊橋補剛桁の方が長さ当たりの重量が小さい結果となっている。

表 2.1 斜張橋主桁および吊橋補剛桁の諸元

	斜張橋主桁	吊橋補剛桁
断面図		
長さ当たりの重量 (鋼材質量)	199.6 kN/m (15.2 t/m)	181.7 kN/m (13.4 t/m)
断面積	1.30m ²	1.12m ²
断面2次モーメント	鉛直曲げ, 水平曲げ, ねじり 1.46m ⁴ , 90.7m ⁴ , 3.93m ⁴	鉛直曲げ, 水平曲げ, ねじり 1.22m ⁴ , 89.8m ⁴ , 3.53m ⁴

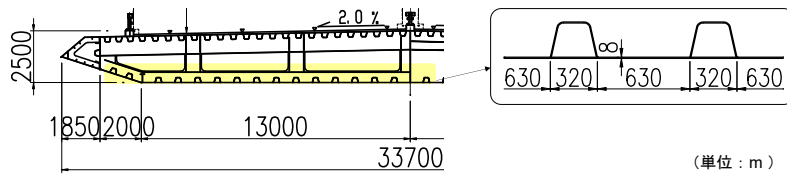
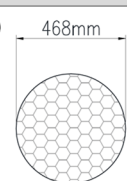


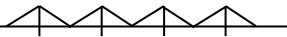
図 2.2 吊橋補剛桁における下フランジの合理化構造

(2) ケーブル

ケーブルの断面諸元を表 2.2 に示す。斜張橋のケーブルはファン形式とし、多々羅大橋[2-16]を参考に引張強度 1570N/mm² の平行線ストランドとした。一方、吊橋の主ケーブルは明石海峡大橋[2-21]を参考に引張強度 1770N/mm²、ハンガーケーブルは引張強度 1570N/mm² とした。ケーブル安全率は、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[2-22]（以下、道示Ⅱという）に準じて設定した。

表 2.2 斜張橋ケーブル、吊橋主ケーブルおよびハンガーケーブルの諸元

	2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋	4主塔連続吊橋
	(最上段ケーブル)	(最上段ケーブル)	(主ケーブル)
断面図			
断面構成	φ7mm×109本 ～φ7mm×253本	φ7mm×91本 ～φ7mm×499本	(主ケーブル) φ7mm×256本×14st (ハンガーケーブル) φ5mm×223本～φ5mm×349本
断面積	41.94×10 ² ～97.35×10 ² mm ²	35.02×10 ² ～192.02×10 ² mm ²	(主ケーブル) 1379.28×10 ² mm ² (ハンガーケーブル) 43.79×10 ² ～68.53×10 ² mm ²
ケーブル本数, 間隔	152本 (15m間隔)	336本 (15m間隔)	(ハンガーケーブル) 250本 (20m間隔)

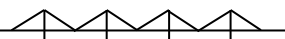


(3) 主塔構造

主塔形状および断面諸元を表 2.3 に示す。表中の主塔形状は 2 主塔斜張橋 1P 主塔および 4 主塔連続斜張橋 2P 主塔、4 主塔連続吊橋 3P 主塔を代表として示しており、主塔形状図には橋軸方向 (LL) および橋軸直角方向 (TT) の断面外側の鉄筋量を示している。斜張橋の主塔高さは一般的な塔高・支間比である 1/5 程度[2-16]を確保するように設定し、吊橋の主塔高さは一般的なサグ比は 1/10[2-21]であるが、事前の試算結果により経済性において優位であった 1/8 とした。主塔は鉄筋コンクリート製とし、コンクリート強度は 60N/mm²、鉄筋は SD490 とした。

表 2.3 斜張橋および吊橋の主塔形状および断面諸元

	2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋	4主塔連続吊橋
主塔形状図	(1P主塔) 	(2P主塔) 	(3P主塔)
主要断面図	(塔頂部) (塔中間部) (塔基部) 	(塔頂部) (塔中間部) (塔基部) 	(塔頂部) (塔中間部) (塔基部)



(4) 基礎構造

基礎構造およびアンカレイジ構造を図 2.3 に示す。主塔基礎構造は鋼管矢板基礎とし、斜張橋の台座ブロックは鉄筋コンクリート製（以下、RC という）の中空構造（海水充填）、吊橋の台座ブロックは塔柱と一体化した 2 本柱に RC 壁を設けた構造とした。アンカレイジは地中連続壁基礎とし、アンカレイジ規模を縮小することを目的にケーブル着力点を地上付近に配置した。

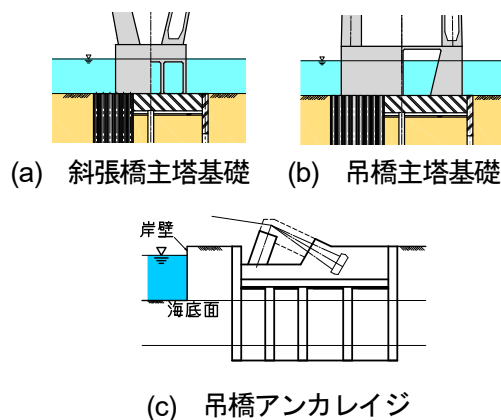


図 2.3 主塔基礎構造およびアンカレイジ構造

(5) 支承条件

支承条件を表 2.4 に示す。斜張橋主塔部の支承は一般的な免震支承を適用するものとし、レベル 2 地震動に対して桁端変位を 1.5m 程度に抑えること、支承のせん断ひずみを 250%以下に抑えることを条件に必要な平面寸法と支承の個数、高さを設定した。なお、免震支承は減衰を有する積層ゴム支承を想定し、2 方向免震とした。中間橋脚の橋軸方向は可動、橋軸直角方向は弾性支持とし、端橋脚の橋軸方向は可動、橋軸直角方向は固定とした。

吊橋の支承条件は表 2.4 に示すとおり、橋軸方向を可動とし主塔部には支承等の装置を配置していない。これは、4 主塔連続吊橋において主塔部に支承を配置した場合、活荷重による反力が大きくこれにより支承の諸元が決定されるため、地震時に支承の非線形履歴等による免震効果が得られないためである。一方、活荷重による補剛桁の橋軸方向の移動を抑制し、ケーブル滑り安全率を確保するため、補剛桁と主ケーブルを連結するステイロープを設置した。表 2.5 にステイロープの効果を確認した簡易な試算結果を、図 2.4 にステイロープの配置を示す。ステイロープ無の場合、ケーブル滑り安全率が満足しないが、ステイロープを設置した場合、活荷重たわみがやや大きくなるもののケーブル滑り安全率が改善されるとともに主塔の規模が縮小され経済性が有利となることを確認した。

表 2.4 斜張橋および吊橋の支承条件

	斜張橋			吊橋	
	端橋脚	中間橋脚	主塔	端橋脚	主塔
橋軸方向	可動	可動	免震	可動	可動
鉛直方向	固定	固定	固定	固定	可動
橋軸直角方向	固定	弾性	免震	固定	固定

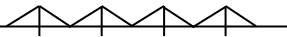


表 2.5 スティロープ有無による影響検討

		スティロープ 無	スティロープ 有
活荷重たわみ		6.74 m	7.66 m
桁端変位	常時	1.19 m	1.15 m
	L1地震時	1.05 m	0.58 m
ケーブル滑り安全率		1.61<2.0 (NG)	2.82>2.0 (OK)
主塔の経済性比率		1.00	0.81
選定		—	○

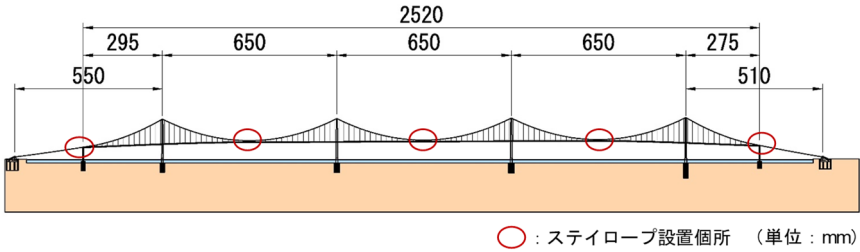
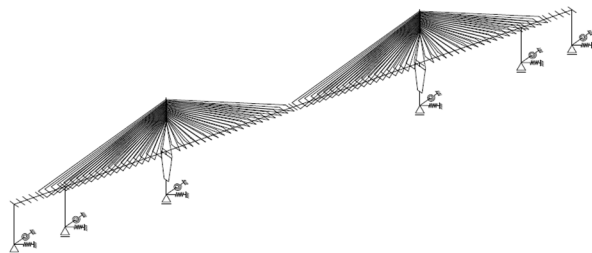
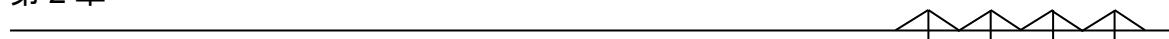


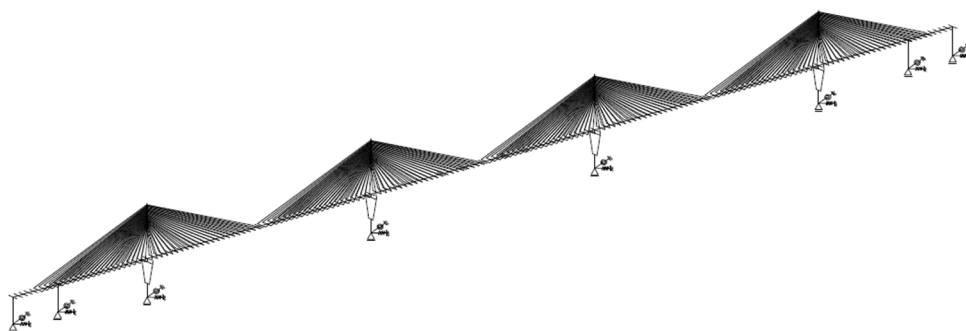
図 2.4 スティロープの配置図

2.2.4 解析モデル

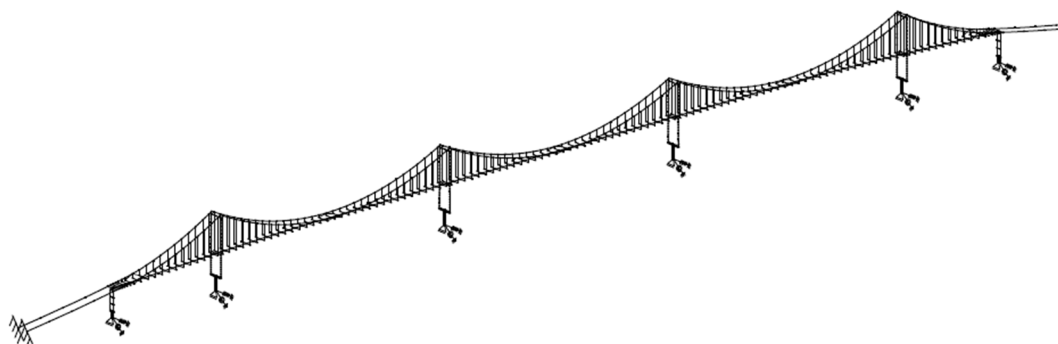
解析モデルは立体骨組モデルとし、初期形状を考慮した線形化有限変位解析とした。図 2.5 に風荷重および地震動を与える際の解析モデルを示す。なお、活荷重および温度荷重に対しては基礎や橋脚の影響が小さいと考えられるため、図 2.5 のうち主塔基部を固定、中間橋脚および端橋脚を支点（鉛直および水平を固定、回転をフリー）としている。動的作用に対する解析方法は、レベル 1 地震動に対しては線形動的解析として応答スペクトル解析、レベル 2 地震動に対しては非線形動的解析として時刻歴応答解析とした。材料構成則等は、道示 I[2-17]に準じて設定した。



(a) 2主塔斜張橋

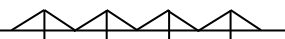


(b) 4主塔連続斜張橋



(c) 4主塔連続吊橋

図 2.5 各ケースの解析モデル



2.3 静的構造特性の比較

2.3.1 桁の構造特性の比較

活荷重時 (D+L) および活荷重と温度荷重時 (D+L+TH) における桁の活荷重たわみ, 軸力, 曲げモーメントの最大値の包絡線と断面構成の分布を図 2.6 に, それらの最大応答値を表 2.6 に示す. 表 2.6 より桁の活荷重たわみの比較を行うと, 2 主塔斜張橋の 1.22m に対して, 4 主塔連続斜張橋は 3.50m と約 2.9 倍, 4 主塔連続吊橋は 5.32m と約 4.4 倍の活荷重たわみが生じている. これは, 既往の文献の通り, 多径間連続斜張橋および多径間連続吊橋は側径間の端橋脚や中間橋脚, アンカレイジによるケーブルを介した主塔および主桁の拘束効果 (以降, アンカー効果という) が機能しないためである[2-5],[2-7],[2-15]. 活荷重たわみ δ と支間長 L の比 δ/L (たわみ支間比) をみると, 2 主塔斜張橋は $1/492$ であり, 道示 II に示される斜張橋のたわみ規定値である $1/400$ を下回っていることが確認できるが, 4 主塔連続斜張橋は $1/186$ であり, 道示 II のたわみ規定値を超過している. また, 4 主塔連続吊橋は $1/122$ であり, 道示 II に示される吊橋のたわみ規定値である $1/350$ を超過している. 研究対象橋梁は支間長が 200m を超えるものであり, 道示 II の適用範囲を超えること, 既往の長大吊橋においては道示 II のたわみ規定である $1/350$ を超過している事例が多いことなどから, たわみ規定に関する検討は今後の課題とし, ここでは活荷重たわみの対策を行わない前提の多径間化による構造特性を考察することとした.

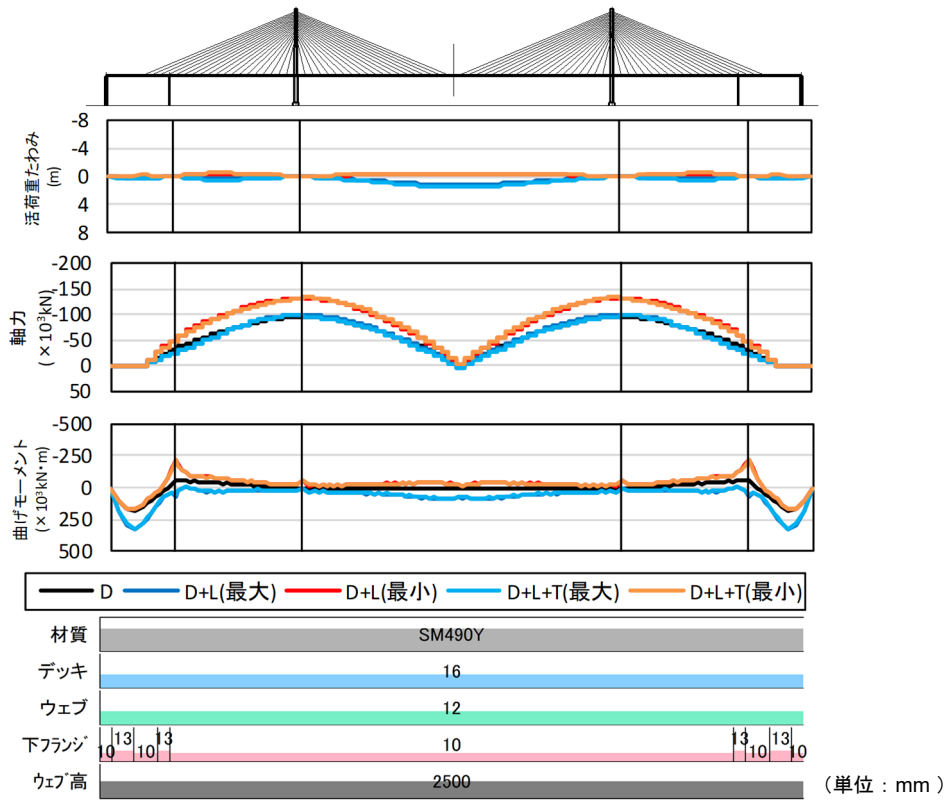
表 2.6 より最小軸力の比較を行うと, 2 主塔斜張橋に比べ, 4 主塔連続斜張橋は 19% 程度絶対値が増加している. これは, 2 主塔斜張橋の支間長は 600m に対して, 4 主塔連続斜張橋は 650m と約 8% 程度長いことに加え, 4 主塔連続斜張橋はその構造特性から, 着目点から離れた位置の活荷重載荷により生じる主桁の橋軸方向の移動をケーブル等により拘束され, それにより生じる軸力が加わるためである. 4 主塔連続吊橋は斜張橋に比べると絶対値は小さいながら, 桁に軸力が発生している. これは, 各支間中央に設置したステイロープにより活荷重の影響線載荷に伴う桁の移動を拘束しているためである.

表 2.6 より最大および最小曲げモーメントの比較を行うと, 2 主塔斜張橋に比べ, 4 主塔連続斜張橋における図 2.6(b)の主径間中央部付近の曲げモーメントが支間長差の比率を大きく超える最大約 2.2 倍である. これは, 多径間連続斜張橋の変形特性として一つの径間のみに活荷重が満載された状態において, その径間の両側の主塔と主桁が一体的に「やじろべえ」のように変形することにより, 3 つの主径間中央部付近に大きな曲げモーメントが生じるためである. また, 図 2.6(a)および (b)の曲げモーメント分布より 2 主塔斜張橋および 4 主塔連続斜張橋とも中間橋脚上の負の曲げモーメントおよび中間橋脚と端橋脚の間の非吊り区間の正の曲げモーメントの絶対値が大きい. これは, 端橋脚上の負反力の低減を目的に非吊り区間を設けたためであり, 4 主塔連続斜張橋は 2 主塔斜張橋に比べ, 負の曲げモーメントが最大約 1.5 倍, 正の曲げモーメントが最大約 1.4 倍生じており, 支間長に応じて非吊り区間の延長も増加していることに加え, 前述と同様に多径間連続斜張橋の変形特性の影響を受け絶対値が増加しているものと考えられる. 4 主塔連続吊橋は図 2.6(c)の曲げモーメント分布より, 一般的な 2 主塔吊橋と同様に, 径間全域に渡りほぼ一様の最大および最小曲げモーメント分布となる. 主塔位置において桁が連続するが, 主塔部に鉛直支承を設けずハンガーのみで低弾性支持されることから, 主塔部の曲げモーメントはわずかに大きくなる程度である.

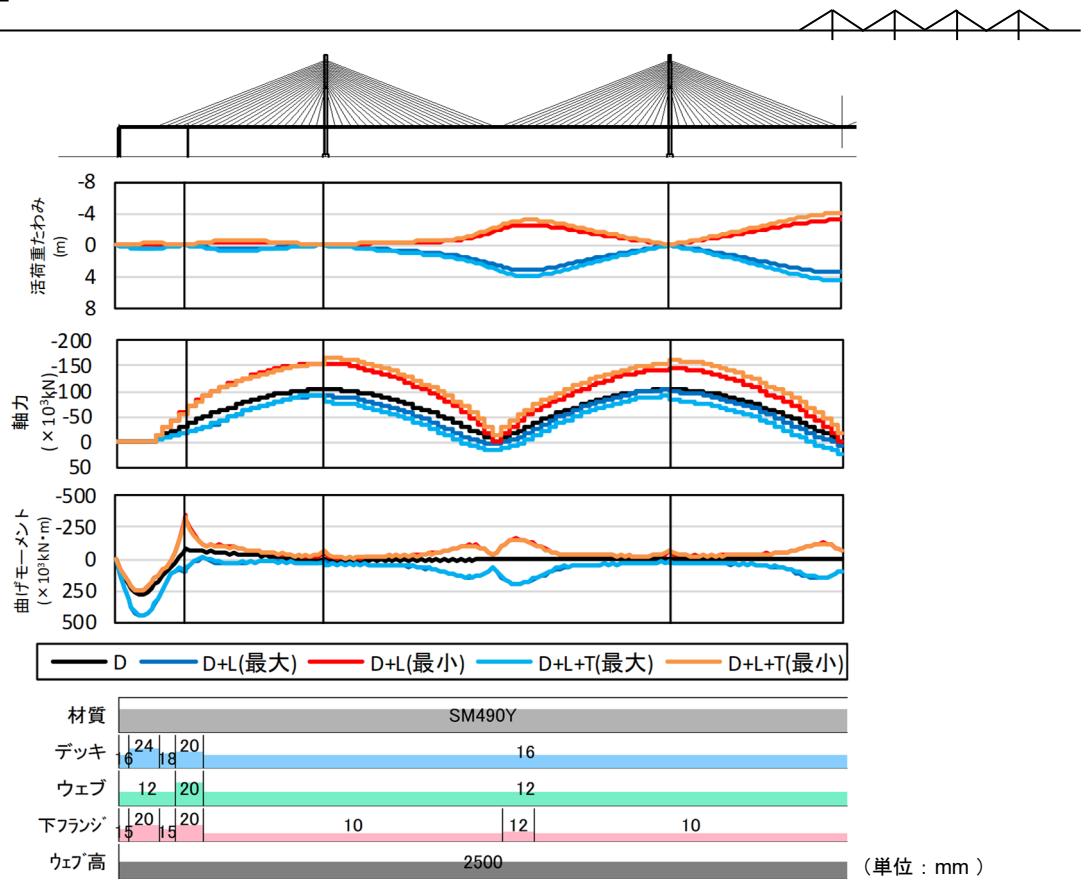
桁鋼重の比較を表 2.7 に示す. 橋長が異なるため, 鋼重を橋長にて除した m あたり鋼重の比較を行



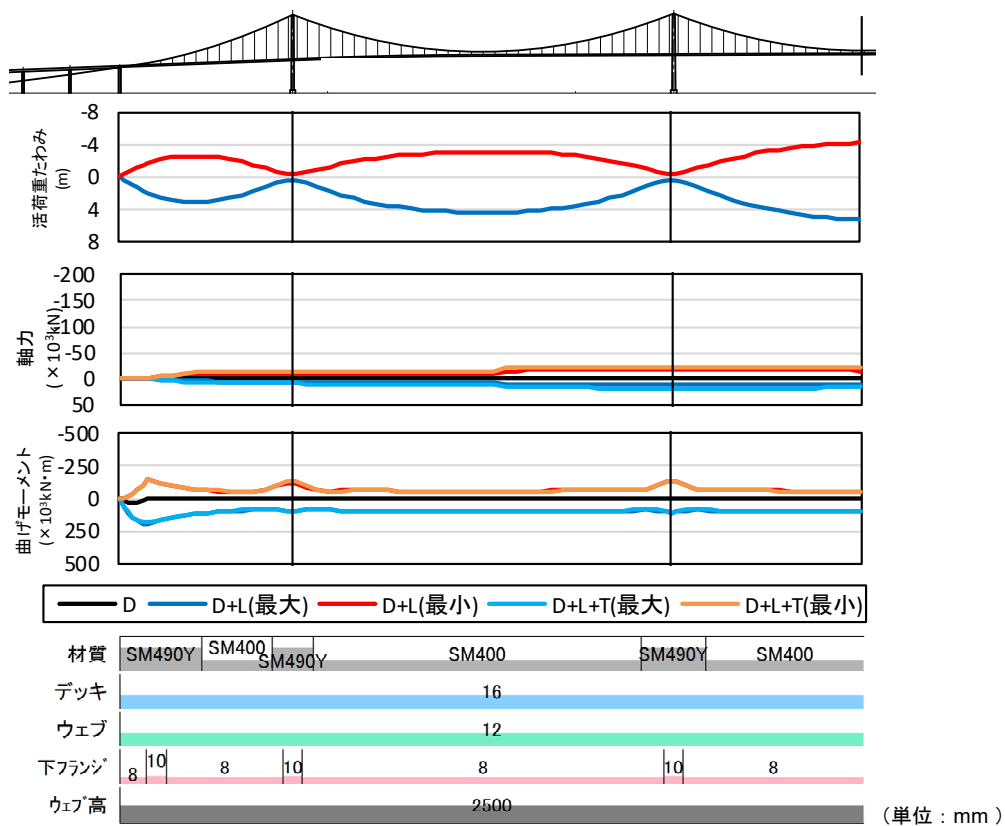
うと、4 主塔連続斜張橋は 2 主塔斜張橋に比べ、一部曲げモーメントの大きい箇所があったが、全体の桁鋼重は 2% 程度の増加となっている。また、4 主塔連続吊橋は吊橋の特性から主桁に作用する断面力が小さく 2 主塔斜張橋に比べ、15% 程度鋼重が低減されている。



(a) 2 主塔斜張橋



(b) 4主塔連続斜張橋



(c) 4主塔連続吊橋

図 2.6 各ケースの桁の応答分布および断面構成



表 2.6 桁の最大応答の比較

		2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋	4主塔連続吊橋
活荷重たわみ (m)		1.22	3.50	5.32
活荷重たわみ/支間長		1/492	1/186	1/122
軸力 (kN)		-131,000	-156,000	-17,200
曲げモーメント (kN・m)	主径間	1,484,000	2,398,000	-2,094,000
	中間支点	-223,000	-345,000	—
	側径間 (非吊り部)	326,000	449,000	192,000

表 2.7 桁鋼重の比較

	鋼重 (t)	橋長 (m)	mあたり鋼重 (t/m)
2主塔斜張橋	20,150	1,320	15.27
4主塔連続斜張橋	42,410	2,730	15.53
4主塔連続吊橋	33,800	2,600	13.00

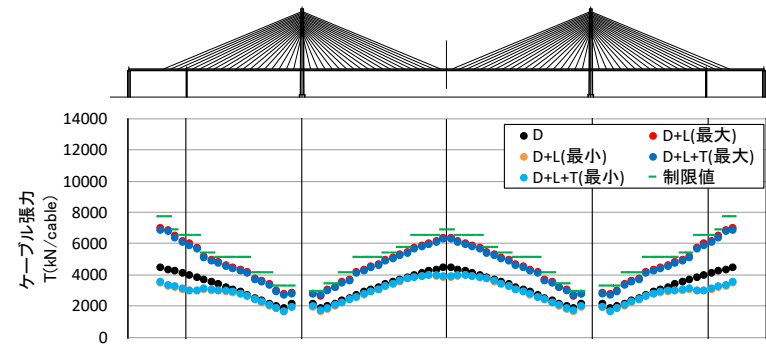
2.3.2 ケーブルの構造特性の比較

死荷重と活荷重の組合せ (D+L) および死荷重と活荷重, 温度荷重の組合せ (D+L+TH) における斜張橋ケーブルおよび吊橋ハンガーケーブルの張力分布を図 2.7 に, ケーブル張力の最大応答値を表 2.8 に示す. 両斜張橋とも下段ケーブルから径間中央付近を支持する上段ケーブルに向かって徐々に張力が大きくなっている. 図 2.7(a)および(b), 表 2.8 より 2 主塔斜張橋に比べ, 4 主塔連続斜張橋は上段ケーブル付近の張力が顕著に大きく最大張力は約 1.4 倍であり, 張力振幅も大きい. これは, 前述の多径間連続斜張橋特有の変形特性による影響であると考えられる. 4 主塔連続斜張橋の最上段ケーブルは素線径 $\phi 7\text{mm}$ が 499 本必要であるが, Stonecutters Bridge (支間長 1018m) (中国) [2-23]において用いられたケーブル規模であり, 製作可能な範囲である. 4 主塔連続吊橋は図 2.7(c)よりハンガー定着間隔が広がる主塔付近や補剛桁端部においてやや大きな張力となるが, それ以外は一定の張力である. なお, 主ケーブルは素線径 $\phi 7\text{mm}$ を 256 本束ねたストランドを 14 本有するケーブル径 468mm により設計可能である. ケーブル強度は異なるが, 白鳥大橋 (支間長 720m) [2-21]と同規模のケーブル径である.

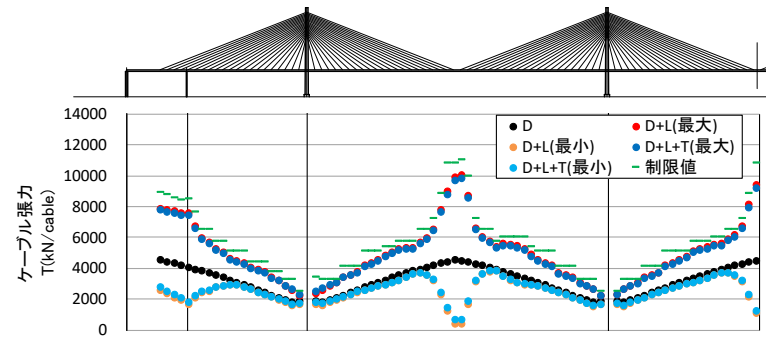
ケーブル鋼重の比較を表 2.9 に示す. 桁鋼重と同様に m あたり鋼重を比較すると, 2 主塔斜張橋に比べ, 4 主塔連続斜張橋は約 35%程度鋼重が増加している. これは, 支間長が約 8%長いことに加え,

第 2 章

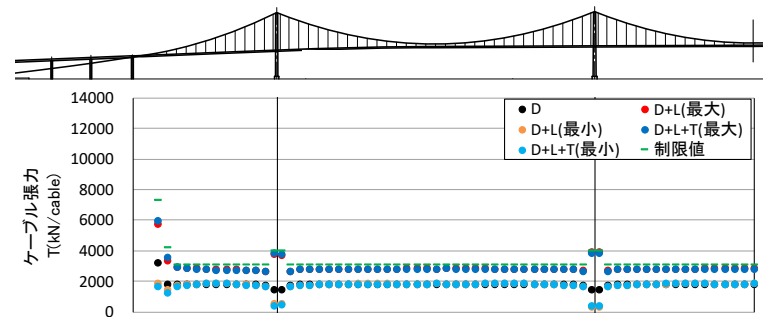
多径間連続斜張橋の変形特性によりケーブル長の長い上段ケーブル付近のケーブル断面が大きくなっているためである。4 主塔連続吊橋は主ケーブル重量がケーブル重量のほとんどを占め、総鋼重は単純に斜張橋との比較はできないが、2 主塔斜張橋と比べ約 2.3 倍、4 主塔多径間斜張橋と比べ約 1.7 倍であった。



(a) 2主塔斜張橋



(b) 4主塔連続斜張橋



(c) 4主塔連続吊橋

図 2.7 各ケースのケーブル張力の応答分布

表 2.8 ケーブル張力の最大応答の比較

	2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋	4主塔連続吊橋
斜張橋ケーブル張力 (kN)	6,411	10,053	—
吊橋主ケーブル張力 (kN)	—	—	104,204
吊橋ハンガーケーブル張力 (kN)	—	—	5,928

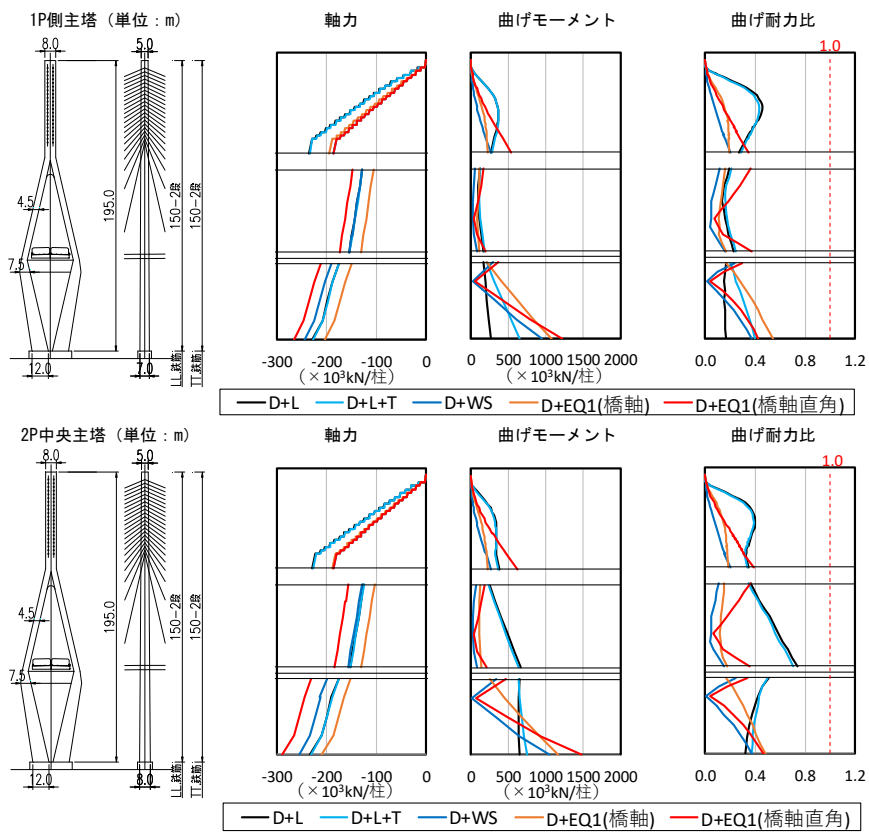
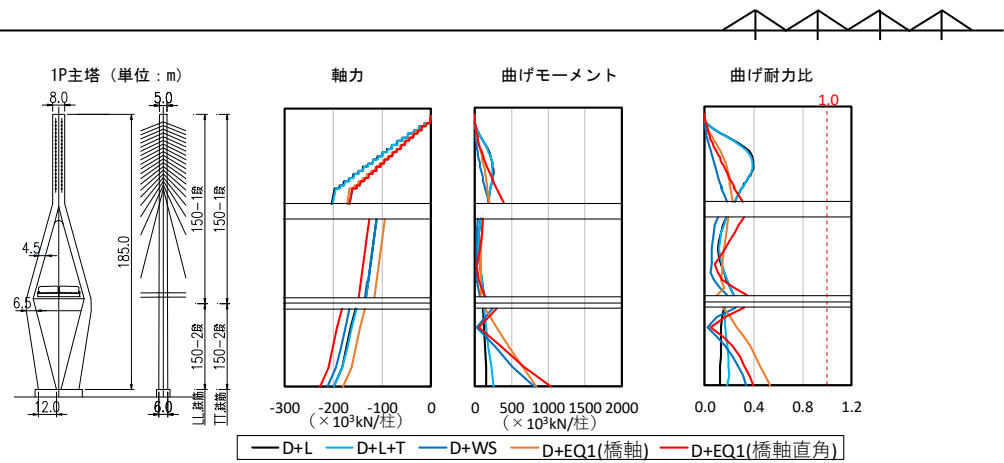


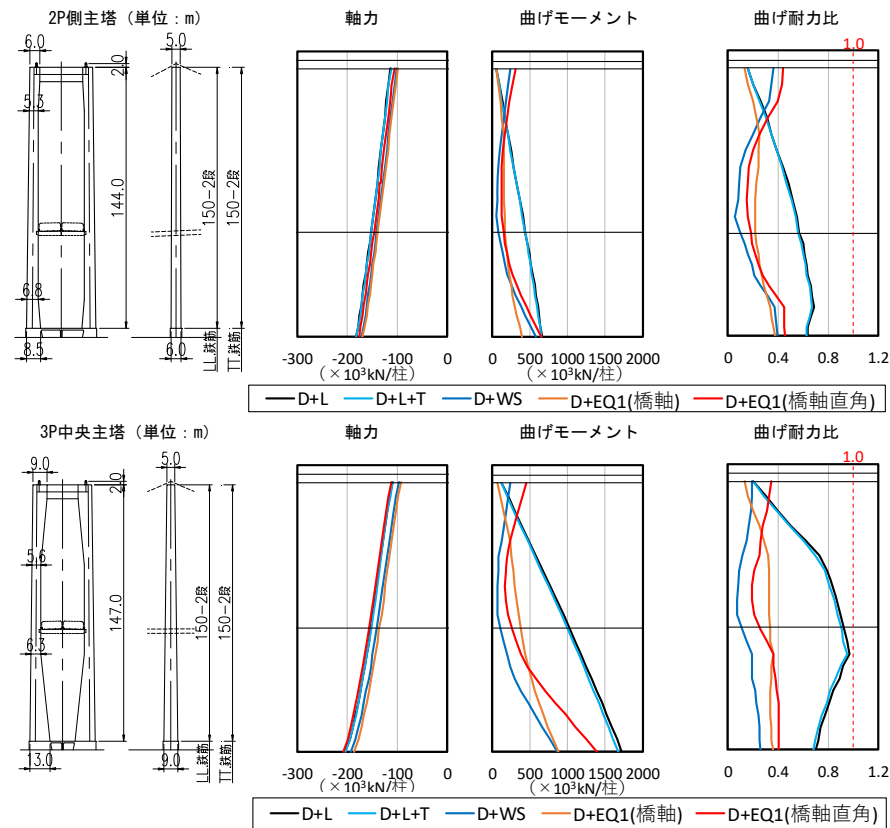
表 2.9 ケーブル鋼重の比較

		鋼重 (t)	橋長 (m)	mあたり鋼重 (t/m)
2主塔斜張橋		2,000	1,320	1.52
4主塔連続斜張橋		5,600	2,730	2.05
4主塔連続吊橋	主ケーブル	8,440	2,600	3.25
	ハンガーケーブル	490	2,600	0.19
	合計	8,930	2,600	3.43

2.3.3 主塔の構造特性の比較

各荷重における主塔の軸力、曲げモーメント、曲げ耐力比の分布を図 2.8 に、それらの最大応答値を表 2.10 に示す。ここで、曲げ耐力比は、降伏モーメントに対する発生モーメントの比である。また、図中の主塔立面図横に橋軸方向 (LL) および橋軸直角方向 (TT) の断面外側の鉄筋量を示す。対象とする地震動はレベル 1 地震動とし、レベル 2 地震動の挙動は後述する。なお、曲げ耐力比をみると、比較的余裕のある断面設計となっているが、これは主塔基部などの断面がレベル 2 地震動によって決まるためである。図 2.8(b)より 4 主塔連続斜張橋の 1P 側主塔の軸力、曲げモーメントおよび曲げ耐力比の分布は、図 2.8(a)の 2 主塔斜張橋のそれとほぼ同様であり、塔頂付近は活荷重による影響、塔中間部はレベル 1 地震動の影響、塔基部はレベル 1 地震動と風荷重の影響が大きく、両斜張橋における大きな挙動の違いはないといえる。一方、4 主塔連続斜張橋の 2P 中央主塔は、塔中間部および塔基部の活荷重による曲げモーメントが相対的に大きいことが確認できる。特に塔中間部は活荷重による曲げモーメントが支配的な状況である。これは、前述したとおり、2P 中央主塔は、1P 側主塔のように側径間のケーブルによるアンカー効果が見込めないためであり、多径間連続斜張橋の構造的特徴と考えられる。図 2.8(c)より 4 主塔連続吊橋は塔頂部に主ケーブルから導入される荷重と門型の主塔形状のため斜張橋とは異なる軸力、曲げモーメントおよび曲げ耐力比の分布となる。2P 側主塔および 3P 中央主塔の橋軸方向に作用する曲げモーメント分布（活荷重および橋軸方向 L1 地震動）は塔頂部から基部に向かって概ね線形的に増加している。一方、橋軸直角方向の曲げモーメント分布（風荷重および橋軸直角方向 L1 地震動）は塔頂部と基部がやや大きく塔中間部は小さい分布となっている。3P 中央主塔の曲げモーメント分布は橋軸方向の活荷重による影響が 2P 側主塔に比べ大きく、また、橋軸直角方向の L1 地震動の影響が 2P 側主塔より大きい特徴がある。曲げ耐力比をみると、断面形状が比較的小さい主塔中間部は活荷重において 1.0 に近い数値となり、主塔断面形状の決定要因となっている。このように活荷重による影響が大きい要因としては、3P 中央主塔においては、2P 側主塔のように側径間の主ケーブルによるアンカー効果が見込めないことに加え、3P 中央主塔の断面形状が大きく、2P 側主塔に比べ主塔剛性が大きいいため、活荷重に対する 3P 中央主塔の負担がより大きくなったためであり、多径間連続吊橋の構造的特徴と考えられる。



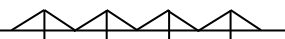


(c) 4主塔連続吊橋

図 2.8 各ケースの主塔の応答分布

表 2.10 主塔の最大応答の比較

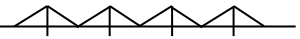
		2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋		4主塔連続吊橋	
		1P主塔	1P側主塔	2P中央主塔	2P側主塔	3P中央主塔
軸力 (kN/柱)	塔頂1柱区間	-203,038 (D+L)	-236,063 (D+L)	-227,940 (D+L)	—	—
	塔中間2柱区間	-148,711 (D+EQ _{TT})	-173,845 (D+EQ _{TT})	-184,042 (D+EQ _{TT})	-152,550 (D+L)	-156,469 (D+EQ _{TT})
	塔基部2柱区間	-227,664 (D+EQ _{TT})	-265,237 (D+EQ _{TT})	-287,997 (D+EQ _{TT})	-159,183 (D+L)	-208,460 (D+EQ _{TT})
曲げモーメント (kN・m/柱)	塔頂1柱区間	389,050 (D+EQ _{TT})	541,430 (D+EQ _{TT})	622,620 (D+EQ _{TT})	—	—
	塔中間2柱区間	137,982 (D+EQ _{TT})	190,188 (D+EQ _{TT})	669,838 (D+L)	445,475 (D+L)	1,039,138 (D+L)
	塔基部2柱区間	1,031,900 (D+EQ _{TT})	1,221,396 (D+EQ _{TT})	1,471,865 (D+EQ _{TT})	663,425 (D+L)	1,725,338 (D+L)



2.3.4 静的構造特性における構造実現性

以上の検討を踏まえ、静的構造特性から 4 主塔連続斜張橋および 4 主塔連続吊橋の構造実現性を考察する。4 主塔連続斜張橋の主桁設計は、影響線載荷による主桁の活荷重たわみが大きいものの、断面設計は 2 主塔斜張橋のそれと同規模であり、静的荷重に対する主桁設計への構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。一方、活荷重たわみが大きいことから、疲労耐久性や使用性に対する詳細な検討が必要である。ケーブル設計は、最上段ケーブルの張力が大きい、既往実績のあるケーブル径で設計可能であることから研究対象橋梁の規模の範囲においては耐荷性能の観点からの構造実現性に対する致命的な課題はないといえる。しかし、特に最上段ケーブルの活荷重による張力変動が大きいことから、ケーブルおよびケーブル定着部の疲労耐久性に対する詳細な検討が必要である。主塔設計は、主たる断面が後述するレベル 2 地震動により決まるため、静的荷重に対する主塔設計への構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。

4 主塔連続吊橋の補剛桁設計は、4 主塔連続斜張橋と同様に補剛桁の活荷重たわみが大きいものの、断面設計においては構造特性から斜張橋よりも規模は小さく、静的荷重に対する補剛桁への構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。一方、活荷重たわみが大きいことから、疲労耐久性や使用性に対する詳細な検討が必要である。ケーブル設計は、既往吊橋と同程度以下であり構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。主塔設計は、主たる断面が後述するレベル 2 地震動により決まるため、静的荷重に対する主塔設計への構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。なお、特に中央主塔は活荷重による応答が支配的であり、設計において主塔の剛性が高まると、主塔の活荷重の負担が増加し、さらなる剛性増加、活荷重負担の増加と負の連鎖により断面形状が大きくなり不合理な設計となる可能性があるため配慮が必要となる。



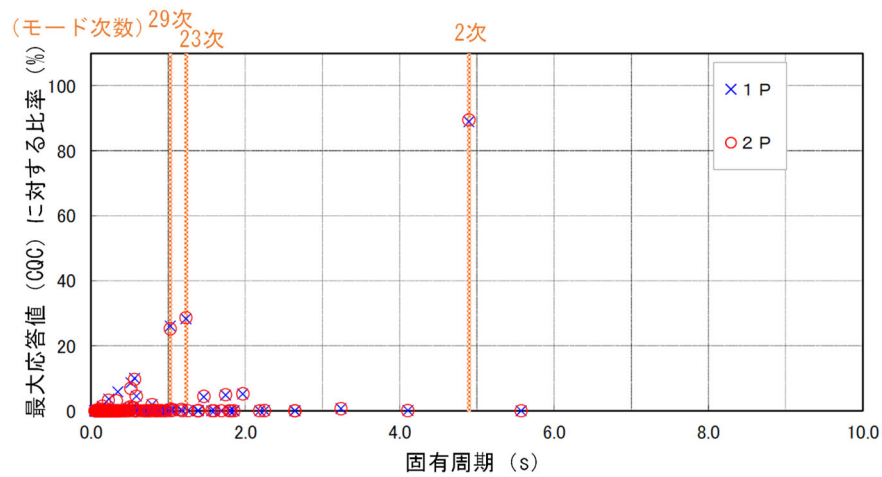
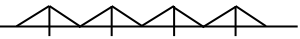
2.4 動的構造特性の比較

2.4.1 主塔の構造特性の比較

(1) 主塔に着目した振動特性

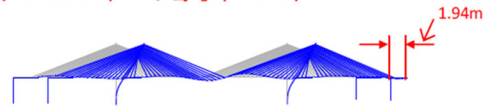
主塔の地震時振動特性の比較として、レベル 2 地震動に対する応答スペクトル解析結果および主塔基部曲げモーメントの応答が大きい振動モードについてケース別に橋軸方向を図 2.9 から図 2.11 に、橋軸直角方向を図 2.12 から図 2.14 に示す。図 2.9 および図 2.10 より橋軸方向について、2 主塔斜張橋と 4 主塔連続斜張橋を比較すると、主塔の応答に最も影響が大きい周期は、2 主塔斜張橋が 4.90 秒 (2 次)、4 主塔連続斜張橋が 4.28 秒 (6 次) と 4 主塔連続斜張橋がやや小さいが、ほぼ同程度といえ、また、モード図は両斜張橋とも主桁が橋軸方向に変位することにより主塔の変形が生じているものであるためほぼ同形状と考えられる。したがって、橋軸方向の振動モードは両斜張橋において大きな違いはないことが確認できる。また、図 2.12 および図 2.13 より橋軸直角方向における最も主塔の応答に影響を与える周期は、2 主塔が 1.79 秒 (13 次)、次に 2.64 秒 (6 次)、4 主塔連続斜張橋が 1.89 秒 (21 次)、次に 2.86 秒 (9 次) と続き、2 主塔斜張橋および 4 主塔連続斜張橋とも大きな違いはないことが確認できる。2 主塔斜張橋の 13 次および 4 主塔連続斜張橋の 21 次のモードは主塔単体が橋軸直角方向に変形するモードであり、同じ主塔形状であり若干の主塔高さの違いはあるもののその影響は小さく、両者の振動特性に大きな違いがないものと考えられる。また、2 主塔斜張橋の 6 次および 4 主塔連続斜張橋の 9 次のモードは、側径間主桁の水平たわみが卓越するモードであるが、こちらも両斜張橋において振動モードの大きな違いはないと考えられる。2 主塔斜張橋の 1 次および 4 主塔連続斜張橋の 5 次のモードは、主径間主桁の水平たわみが卓越するモードであるが、それによる主塔への影響は、2 主塔斜張橋に比べ、やや 4 主塔連続斜張橋の中央主塔が大きい結果であった。これは、2 主塔斜張橋においては一つの主径間の橋軸直角方向の変形に対して 2 つの主塔が支持する一方、4 主塔連続斜張橋においては 3 つの主径間の橋軸直角方向の変形を 4 つの主塔が支持する、つまり、2 主塔斜張橋に比べ 4 主塔連続斜張橋の方が 1 つの主塔が負担する主桁の距離が長いのであるが、最大応答値 (CQC) に対するこのモードの応答比率は低く、主塔基部断面力に与える影響は小さい。以上から橋軸直角方向の振動特性も、若干の違いはあるものの、2 主塔斜張橋と 4 主塔連続斜張橋はほぼ同様であるといえる。

次に図 2.11 より 4 主塔連続吊橋の橋軸方向の最も主塔に影響を与える周期は、1.93 秒 (59 次) であり、斜張橋と異なり主塔単体が橋軸方向に振動するモードである。一方、斜張橋において主塔基部に対する影響が大きかった主桁の橋軸方向に変位するモードは、4 主塔連続吊橋においては 6.39 秒 (6 次) と長周期であるため応答が小さく、加えて、主桁の橋軸方向の慣性力は、そのほとんどがハンガーケーブルを介してメインケーブルに流れ最終的にアンカレイジが受け持つため、主塔への作用が小さい。図 2.14 より橋軸直角方向の最も主塔に影響を与える周期は、主塔によって異なり、1.99 秒 (58 次) ～ 3.47 秒 (15 次) と大きくばらつく結果となった。モード図を確認するといずれも主塔単体の橋軸直角方向の 1 次モードであり、各主塔の断面形状が異なるため、その剛性に応じて応答が卓越する周期が異なったものと考えられる。

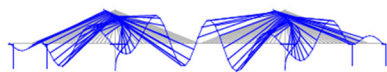


(a) 主塔基部曲げモーメントに対するモード次数ごとの最大応答値の比率

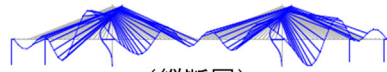
2 次 $T=4.90\text{s}$ (モード寄与率: 35%)



23 次 $T=1.23\text{s}$ (モード寄与率: 2%)



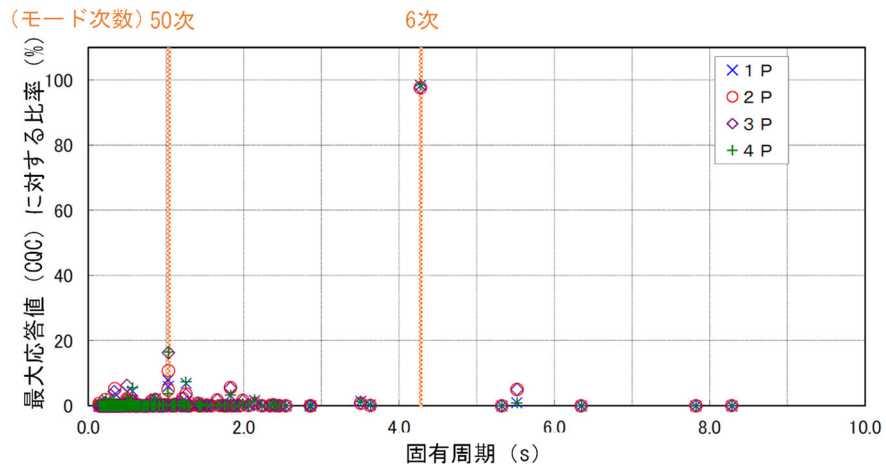
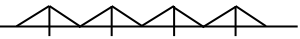
29 次 $T=1.03\text{s}$ (モード寄与率: 3%)



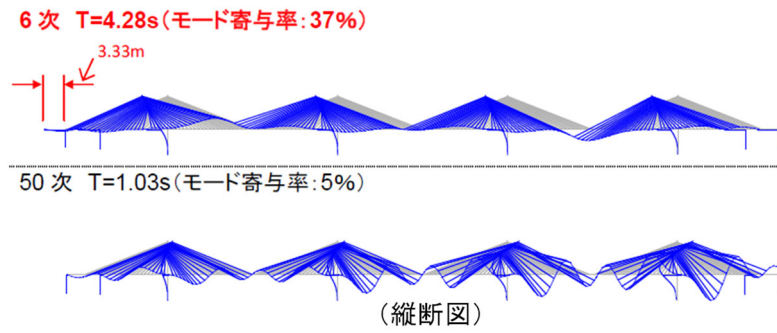
(縦断面図)

(b) 主要なモード図

図 2.9 2主塔斜張橋の応答スペクトル解析結果および主要振動モード (橋軸方向)

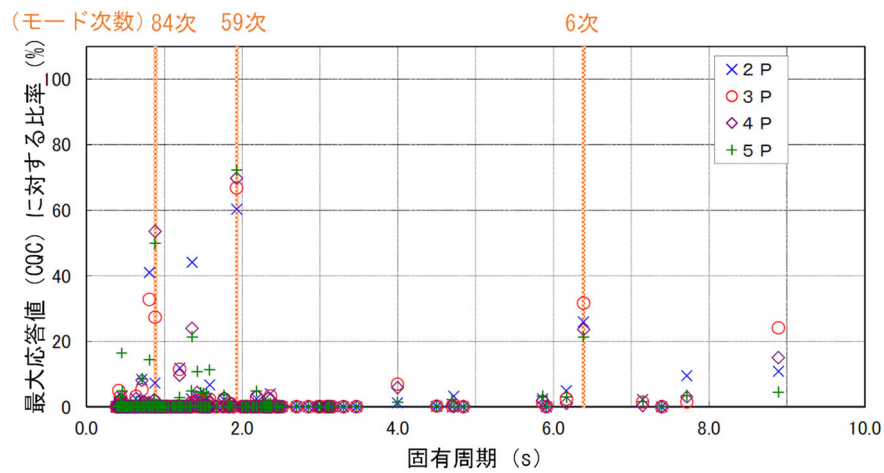
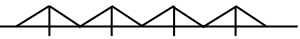


(a) 主塔基部曲げモーメントに対するモード次数ごとの最大応答値の比率



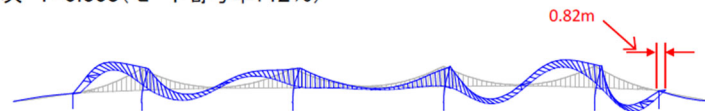
(b) 主要なモード図

図 2.10 4主塔連続斜張橋の応答スペクトル解析結果および主要振動モード (橋軸方向)



(a) 主塔基部曲げモーメントに対するモード次数ごとの最大応答値の比率

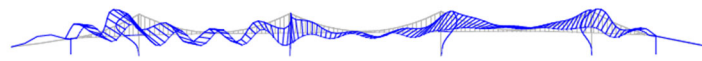
6 次 $T=6.39s$ (モード寄与率: 12%)



59 次 $T=1.93s$ (モード寄与率: 11%)



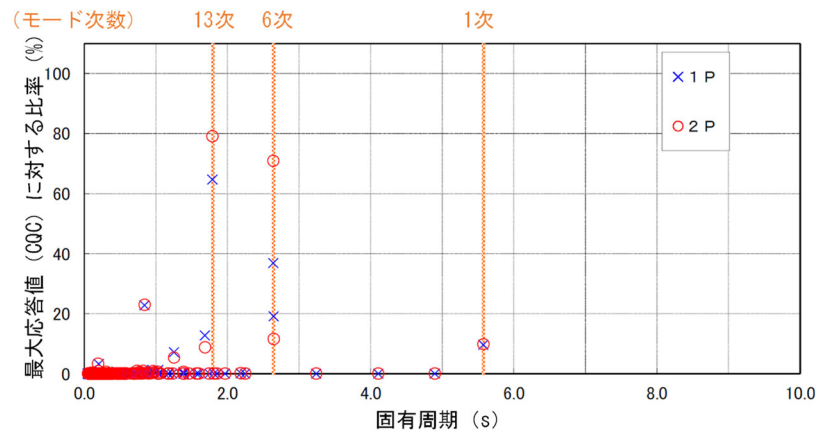
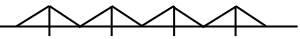
84 次 $T=1.36s$ (モード寄与率: 1%)



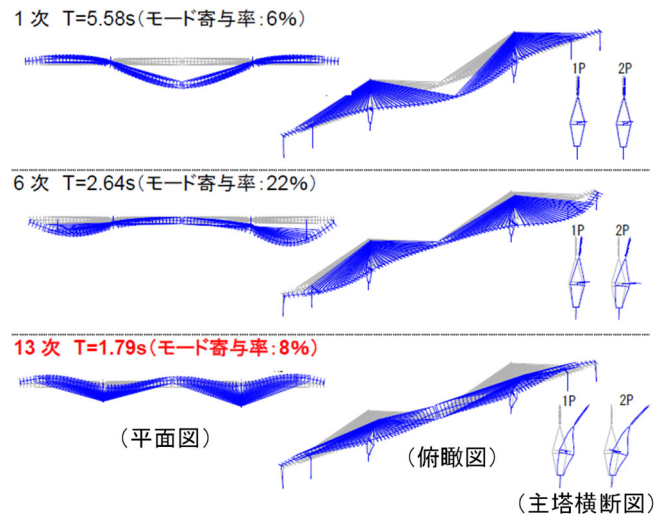
(縦断図)

(b) 主要なモード図

図 2.11 4主塔連続吊橋の応答スペクトル解析結果および主要振動モード (橋軸方向)

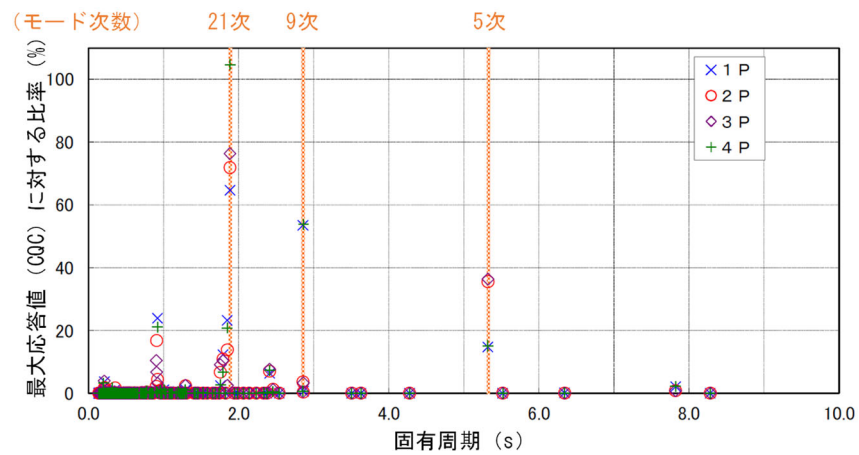


(a) 主塔基部曲げモーメントに対するモード次数ごとの最大応答値の比率

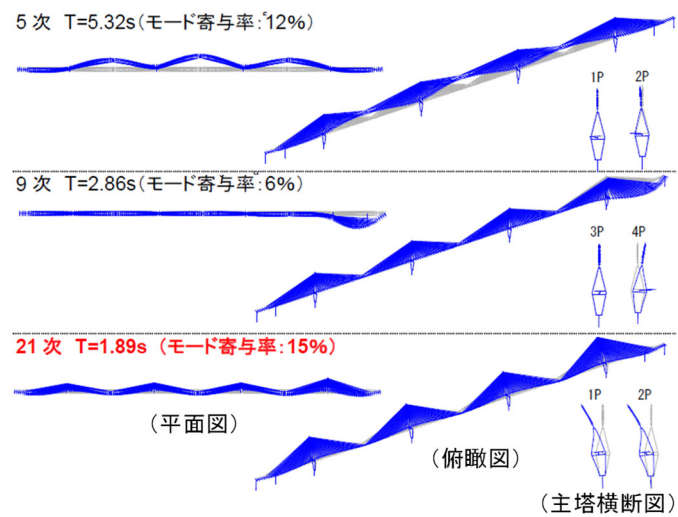


(b) 主要なモード図

図 2.12 2主塔斜張橋の応答スペクトル解析結果および主要振動モード (橋軸直角方向)

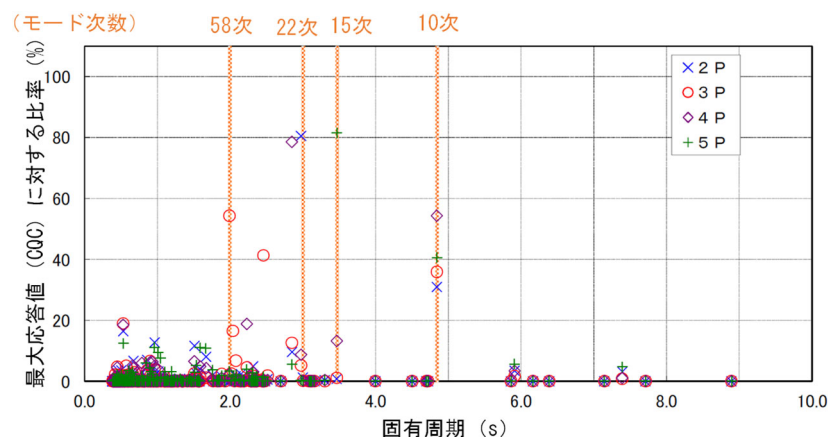
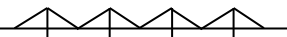


(a) 主塔基部曲げモーメントに対するモード次数ごとの最大応答値の比率

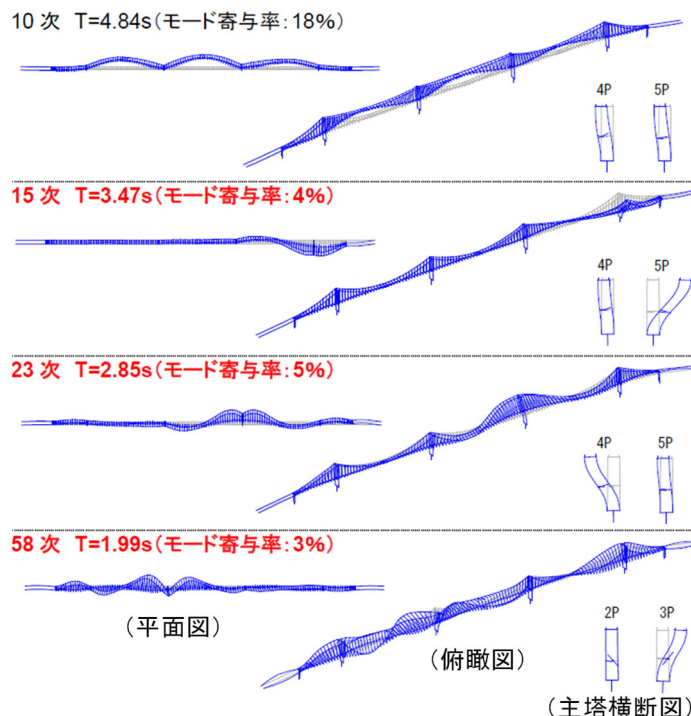


(b) 主要なモード図

図 2.13 4主塔連続斜張橋の応答スペクトル解析結果および主要振動モード (橋軸直角方向)



(a) 主塔基部曲げモーメントに対するモード次数ごとの最大応答値の比率



(b) 主要なモード図

図 2.14 4主塔連続吊橋の応答スペクトル解析結果および主要振動モード（橋軸直角方向）

(2) レベル2地震動による応答特性

レベル2地震動に対する時刻歴応答解析における主塔の断面力および応答塑性率の分布を図2.15から図2.17に、最大支承反力、最大支承変位および最大主塔基部断面力を表2.11に示す。ここで、図中の主塔側面図横に橋軸方向(LL)および橋軸直角方向(TT)の断面外側の鉄筋量(ピッチ・段数)を示している。図2.15および図2.16より主塔の曲げモーメントおよび軸力の分布形状は、2主塔斜張橋、4主塔連続斜張橋側主塔および中央主塔のいずれも同様となっているが、主塔基部の曲げモーメントについて橋軸方向は2主塔斜張橋に比べ、4主塔連続斜張橋が側主塔で40%程度、中央主塔で

第2章

60%程度大きく、橋軸直角方向は2主塔斜張橋に比べ、4主塔連続斜張橋が、側主塔および中央主塔とも25%程度大きい。これは、図2.9および図2.10に示した応答スペクトル解析の結果から橋軸方向の主塔基部の曲げモーメントに与える影響は主桁が水平移動するモードであり、2主塔斜張橋に比べ4主塔連続斜張橋は支間長が8%程度長く、主桁重量が増加したこと、橋軸方向の固有周期が2主塔斜張橋は4.90秒に対し4主塔連続斜張橋は4.28秒とやや短周期側となるため、レベル2地震動の加速度応答スペクトルが大きくなったことによるものと考えられる。また、図2.12および図2.13に示した応答スペクトル解析の結果から橋軸直角方向の主塔基部の曲げモーメントは主塔単体に変形するモードの影響が大きく、2主塔斜張橋に比べ、4主塔連続斜張橋の塔高は8%程度高いことが影響したものと考えられる。図2.15および図2.16より応答塑性率の比較においては、2主塔斜張橋と4主塔連続斜張橋の側主塔は同様の分布形状であり、中央主塔もケーブル定着部付近の応答がやや大きいものの同じような分布形状である。

次に図2.17に示す4主塔連続吊橋の橋軸方向曲げモーメント分布は、斜張橋と異なり、側主塔および中央主塔とも塔頂から主塔基部に向かって増加し、特に中央主塔の増加の程度が顕著である。主塔基部の最大曲げモーメントは2P側主塔に比べ、3P中央主塔が2倍程度となっており、剛性の大きい中央主塔の負担が大きい傾向にある。ただし、応答塑性率は主塔基部において比較的余裕があり、橋軸方向の最大曲げモーメントが断面決定要因になっていない。橋軸直角方向の曲げモーメント分布は主塔がラーメン形状であることから、塔頂および主塔基部において曲げモーメントが大きい。特に3P中央主塔のそれは、2P側主塔の2.4倍程度と大きく、橋軸直角方向も中央主塔の負担が大きい。応答塑性率は、塔頂部および主塔基部において余裕がなく、橋軸直角方向の曲げモーメントが断面決定要因となっている。

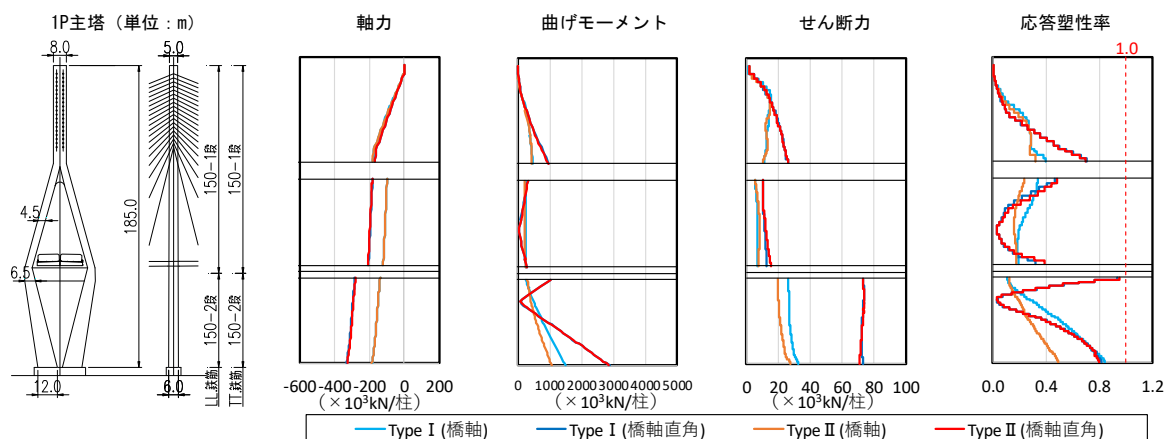
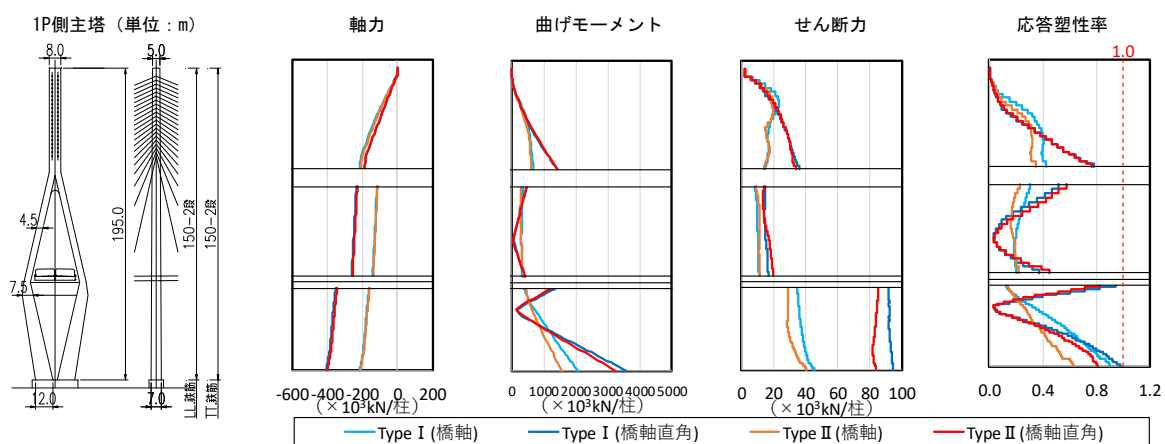
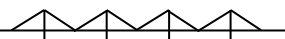
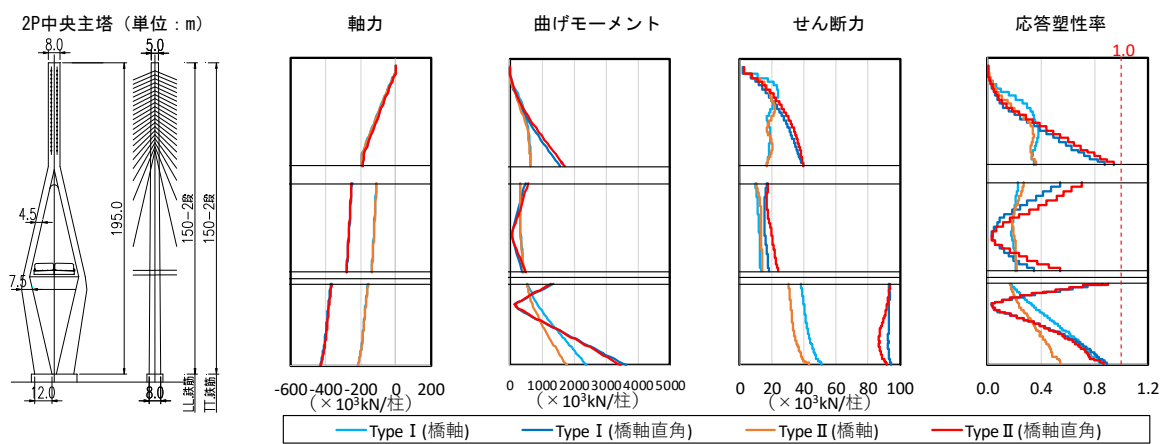


図 2.15 レベル2地震動に対する2主塔斜張橋の応答分布



(a) 側主塔 (1P)



(b) 中央主塔 (2P)

図 2.16 レベル2地震動に対する4主塔連続斜張橋の応答分布

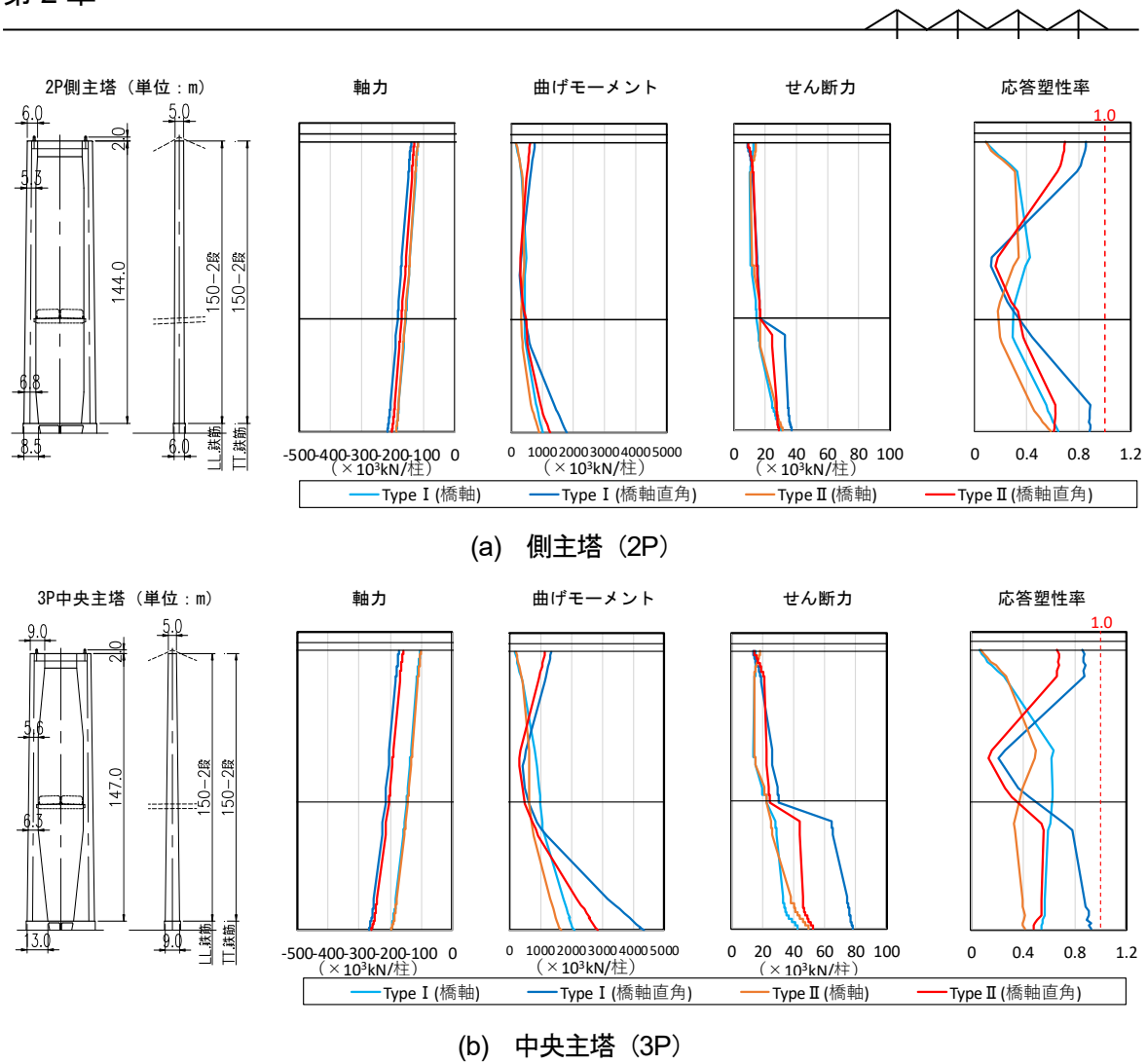
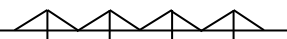


図 2.17 レベル2地震動に対する4主塔連続吊橋の応答分布

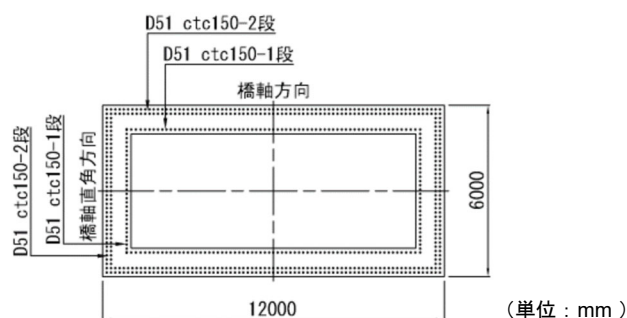
表 2.11 レベル2地震動に対する主塔の最大応答の比較

			2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋		4主塔連続吊橋	
				1P側主塔	2P中央主塔	2P側主塔	3P中央主塔
橋軸方向	支承反力 (kN)		42,093	52,304	57,482	—	—
	支承変位 (m)		0.890	0.813	0.917	—	—
	主塔基部 断面力	軸力 (kN/柱)	-185,181	-213,710	-214,990	-188,137	-198,222
		曲げモーメント (kN・m/柱)	1,484,340	2,071,550	2,398,170	1,010,618	2,094,380
		せん断力 (kN/柱)	32,231	45,112	51,385	30,942	49,681
橋軸直角方向	支承反力 (kN)		30,686	36,764	36,331	—	—
	支承変位 (m)		0.375	0.498	0.489	—	—
	主塔基部 断面力	軸力 (kN/柱)	-331,150	-406,625	-429,580	-215,974	-269,319
		曲げモーメント (kN・m/柱)	2,877,890	3,595,430	3,634,270	1,783,890	4,341,457
		せん断力 (kN/柱)	73,521	94,824	94,456	36,786	78,149

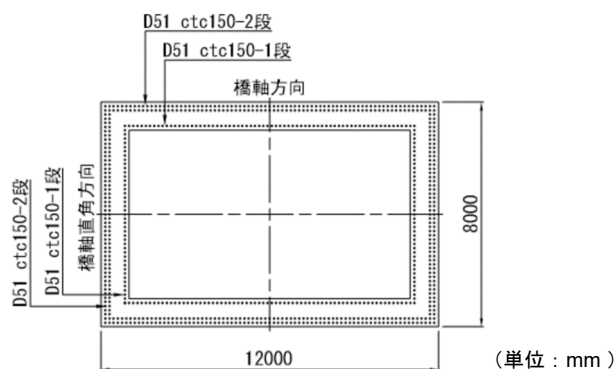


(3) レベル 2 地震動に対する断面設計

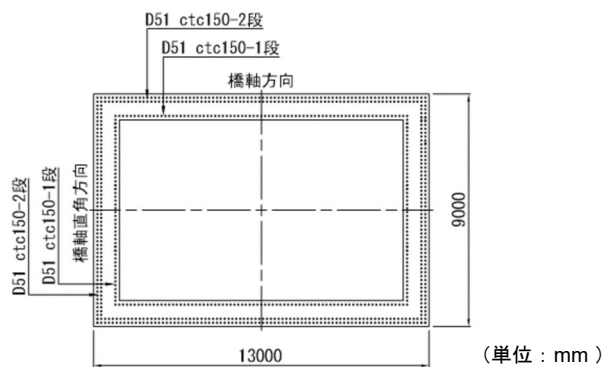
主塔の最大断面形状となる基部の設計断面図を図 2.18 に示す。いずれの橋梁形式も塑性化を許容していないことから中空断面を想定してるが、断面形状は 2 主塔斜張橋が $12\text{m} \times 6\text{m}$, 4 主塔連続斜張橋中央主塔が $12\text{m} \times 8\text{m}$, 4 主塔連続吊橋中央主塔が $13\text{m} \times 9\text{m}$ であり、鉄筋は外側に D51 鉄筋を 150mm ピッチの 2 段配置、内側に D51 鉄筋を 150mm ピッチの 1 段配置とすることにより制限値を満足する設計が可能となる。中空断面の逆 Y 型 RC 主塔の事例としては、例えば、仁川大橋（韓国）[2-24]の主塔基部断面形状が $10\text{m} \times 10\text{m}$, 配筋が外側に D51 鉄筋を 150mm ピッチの 2 段配置であることから同程度の規模であり、研究対象橋梁は実現可能な規模であると考えられる。なお、想定を上回る地震動などの影響により重要部材である主塔基部が塑性化する可能性も否定できないため、中空断面を採用する場合には急激な耐力低下の可能性等に対して慎重な検討が必要である。



(a) 2主塔斜張橋 1P主塔

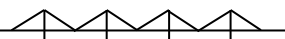


(b) 4主塔連続斜張橋 2P中央主塔



(c) 4主塔連続吊橋 3P中央主塔

図 2.18 主塔基部の断面形状



2.4.2 桁の構造特性の比較

(1) レベル 2 地震動に対する応答特性

レベル 2 地震動に対する桁の水平方向曲げモーメント図を図 2.19 に、最大応答値を表 2.12 に示す。図中の降伏曲げモーメントは図 2.6 に示した断面構成から算出したものである。図 2.19(a)より 2 主塔斜張橋は図 2.6 に示した断面構成において降伏曲げモーメントを超過する箇所はなく、レベル 2 地震動による水平方向曲げモーメントに対する補強は必要ない結果であった。一方、4 主塔連続斜張橋は図 2.19(b)より中間橋脚付近（図 2.19(b) [1], [4]）と中央主塔位置（図 2.19(b) [2], [3]）において降伏曲げモーメントを若干超過する結果となったが、中間橋脚付近（図 2.19(b) [1], [4]）はウェブ板厚を 12mm から 25mm とする、下フランジの板厚を 10mm から 11mm とすることにより降伏を下回る応答となる。また、中央主塔位置（図 2.19(b) [2], [3]）は下フランジの板厚を 10mm から 11mm とすることにより降伏を下回る応答となる。これらの対策により増加した主桁鋼重を表 2.13 に示す。4 主塔連続斜張橋の主桁鋼重の増加量は主桁全体としてごく一部の区間であり、全体鋼重は 1%未満の増加にとどまり、この対策による応答分布への影響は小さく設計可能である。したがって、構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。

次に 4 主塔連続吊橋は、図 2.19(c)より水平方向の補剛桁の変形が大きいことに伴い中央主塔付近（図 2.19(c) [1], [3]）および中央径間中央付近（図 2.19(c) [2]）において降伏曲げモーメントを大きく上回る応答が生じている。これに対しては、図 2.19(c) [1]付近のデッキ板厚を 16mm から 20mm、ウェブ板厚を 12mm から 40mm、下フランジ板厚を 8mm から 21mm、図 2.19(c) [2]付近のウェブ板厚を 12mm から 13mm、下フランジ板厚を 8mm から 13mm、図 2.19(c) [3]付近のウェブ板厚を 12mm から 40mm、下フランジ板厚を 8mm から 14mm とすることにより降伏を下回る応答となる。これらの対策により増加した補剛桁鋼重を表 2.13 に示す。4 主塔連続吊橋の補剛桁鋼重の増加量は補剛桁全体としてごく一部の区間であり、全体鋼重は 3%程度の増加にとどまり、この対策による応答分布への影響は小さく設計可能である。したがって、構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。

桁端変位の最大値は、表 2.12 より 2 主塔斜張橋および 4 主塔連続斜張橋とも 1.5m 程度であるが、4 主塔連続吊橋は 2.2m 程度とやや大きい値である。これは、橋軸方向をオールフリーとしたことによる影響と考えられるが、桁遊間や伸縮装置などの桁端部構造は今後の検討課題である。

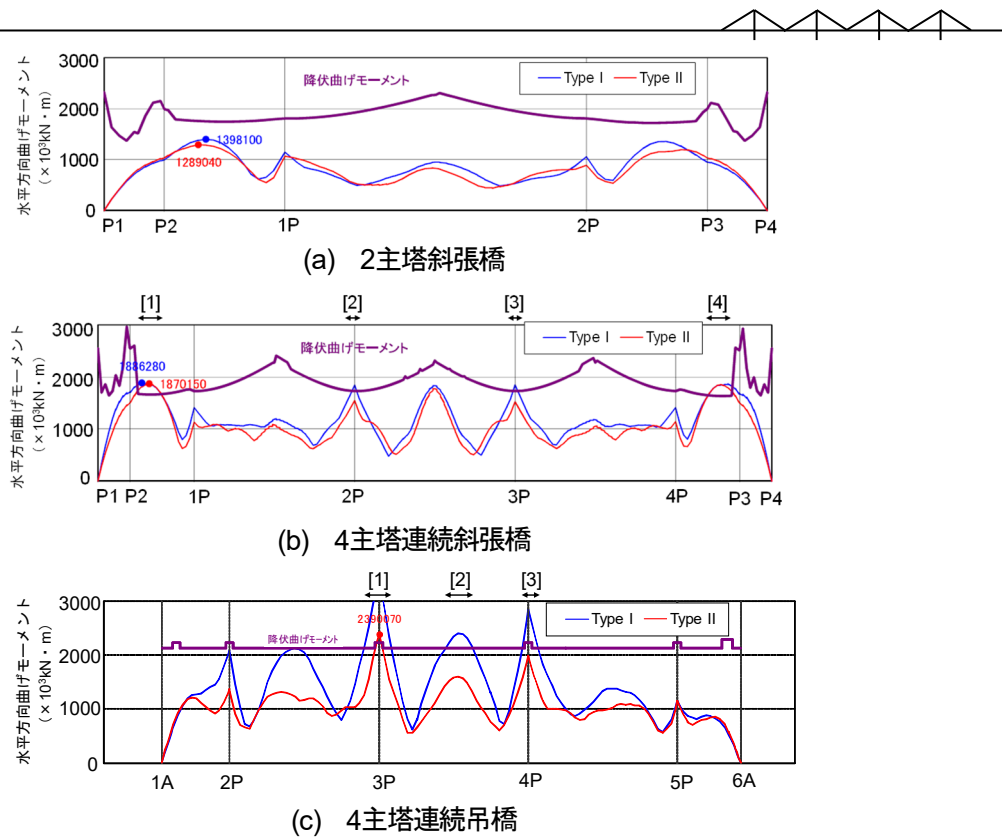


図 2.19 レベル2地震動に対する桁の水平方向曲げモーメントの応答分布

表 2.12 レベル2地震動に対する桁の最大応答の比較

			2主塔斜張橋	4主塔斜張橋	4主塔吊橋
橋軸方向	桁端変位 (m)		1.502	1.517	2.161
	鉛直曲げモーメント (kN・m)	中央径間	101,907	174,206	155,880
		中間支点	128,934	258,588	—
		側径間 (非吊り部)	73,468	116,871	244,571
橋軸直角方向	桁変位 (径間中央) (m)		1.406	2.334	4.345
	水平曲げモーメント (kN・m)	中央径間	950,267	1,833,210	2,395,470
		主塔部	1,146,150	1,847,080	3,468,183
		側径間	1,398,100	1,886,280	2,093,313

表 2.13 レベル2地震による桁鋼重の増加量

	鋼重 (t)		鋼重比 (L2対応後/L2対応前)
	レベル2地震動 対応前	レベル2地震動 対応後	
4主塔連続斜張橋	42,410	42,580	1.00
4主塔連続吊橋	33,800	34,870	1.03



(2) 桁に着目した振動特性と耐風安定性

桁の耐風安定性に関して固有振動数等を整理する。桁の卓越振動数を表 2.14 に示す。鉛直振動特性を比較すると、たわみやすい 4 主塔連続斜張橋は 2 主塔斜張橋に比べ、最低次の振動数は半分程度である。国内最大の斜張橋である多々羅大橋（鉛直対称 1 次：0.226Hz）[2-25] よりも小さく、既往の吊橋（例えば、白鳥大橋は鉛直対称 1 次が 0.129Hz[2-25]）と同程度である。一方、ねじれ振動数に着目すると、2 主塔斜張橋および 4 主塔連続斜張橋は主塔形状やケーブルの張り方が同じであることから、ねじれ振動数は同程度であり、多々羅大橋（ねじれ対称 1 次：0.497Hz）[2-25] と比べても、両橋とも振動数が大きく、最低次の振動数比（ねじれ振動数/鉛直振動数）は、2 主塔斜張橋が 3.0 程度、4 主塔連続斜張橋が 3.8 程度と比較的大きい。4 主塔連続吊橋は、最低次の鉛直対称 1 次は既往の吊橋をやや下回っており、特に耐風安定性に関してより慎重な検討が必要となる可能性がある。一方、ねじれ対称 1 次は主塔形状が門型であるため、斜張橋に比べると低いが、既往の吊橋（例えば、大鳴門橋はねじれ対称 1 次が 0.328Hz[2-25]）と同程度であり、振動数比は 3.0 程度である。

桁の振動特性として耐風安定性の検討は重要な事項であり、本来風洞試験やフラッター解析等により詳細な検討を行う必要がある。ここでは構造実現性に対する基礎的検討であることから簡易推定式である Selberg 式[2-26],[2-27]による連成フラッター発現限界風速の比較により検討した。連成フラッターの検討において組み合わせた鉛直振動モードとねじれ振動モードを図 2.20 に示す。低次のモードを基本とし、4 主塔連続斜張橋および 4 主塔連続吊橋は主径間が 3 つあるため、モード形状がよく相似する組合せを抽出している。表 2.15 に Selberg 式により試算した連成フラッター発現限界風速を示す。これによると 4 主塔連続斜張橋は、2 主塔斜張橋と同程度の発現限界風速であり、また、明石海峡大橋の照査風速 78m/s[2-25]を十分上回る結果であることから、構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。一方、4 主塔連続吊橋は両斜張橋に比べ相対的に限界風速が低く、耐風安定性に対して、架橋条件に応じて桁の剛性改善や空力対策などのより慎重な検討が必要である。

表 2.14 桁の卓越振動数の比較

	振動モード		2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋	4主塔連続吊橋
振動数 (Hz)	鉛直	対称1次	0.243	0.121	0.094
		逆対称1次	0.308	0.181	0.112
		対称2次	0.445	0.275	0.140
		逆対称2次	0.508	0.285	0.130
	ねじれ	対称1次	0.719	0.701	0.303
		逆対称1次	1.042	0.684	0.333

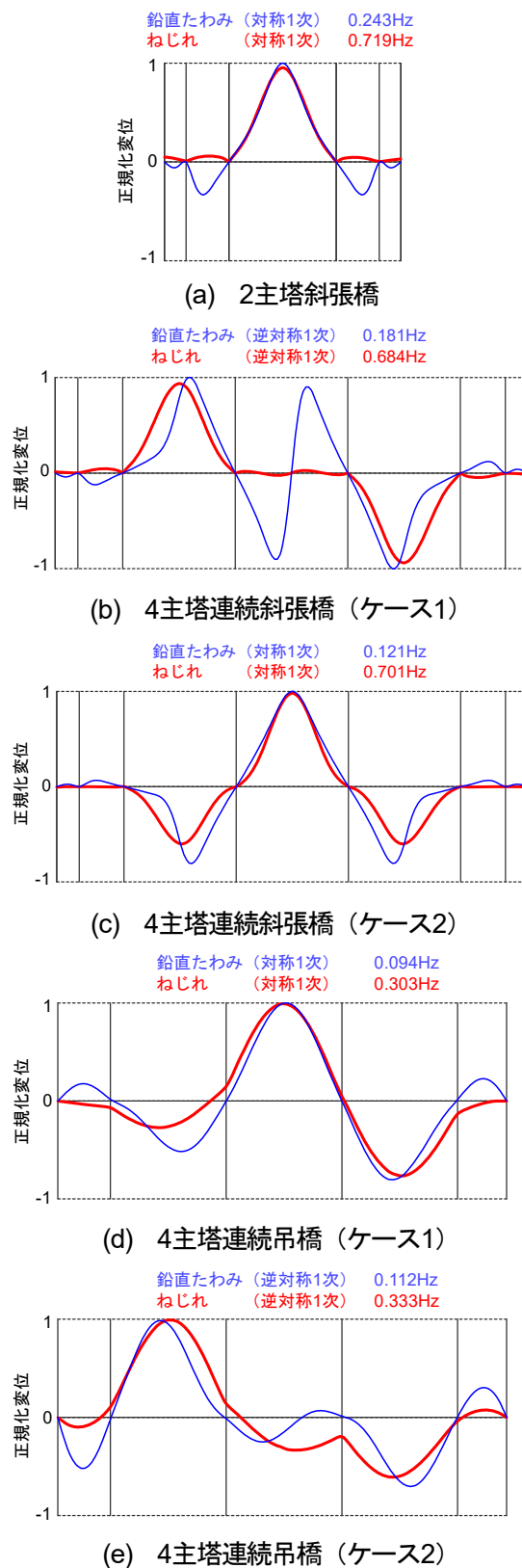
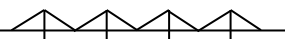


図 2.20 耐風安定性検討における対象モード

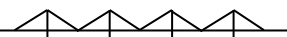


表 2.15 Selberg式による連成フラッター発現限界風速

		限界風速 (m/s)
2主塔斜張橋		177
4主塔連続斜張橋	ケース1	173
	ケース2	182
4主塔連続吊橋	ケース1	78
	ケース2	85

2.4.3 ケーブルの構造特性の比較

レベル2地震動のうち、応答の大きい橋軸方向地震動に対する斜張橋ケーブルおよび吊橋ハンガーケーブルの張力分布を図 2.21 に、ケーブル張力の最大応答値を表 2.16 に示す。2 主塔斜張橋および 4 主塔連続斜張橋は、制限値に対して十分に余裕のある応答であり、また、最小張力は正の値であり張力抜けも生じない結果である。4 主塔連続吊橋は、制限値に対して十分に余裕のある応答であるが、一部、主塔付近のハンガーケーブルの最小張力が負の値である。そのため、張力抜けに対する配慮が必要であるが、シムプレートの脱落防止に配慮した構造ディテールにする等により対応可能である。

ケーブルの振動特性として耐風安定性の検討は重要な事項であるが、風洞試験等の詳細な検討が必要な項目である。一方、4 主塔連続斜張橋は支間長が 650m であり、既往の多々羅大橋（支間長 890m）と比べ、ケーブル長は 70%程度と短く、既往の耐風対策により対策が可能と考えられ、構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。また、4 主塔連続吊橋も同様に既往の明石海峡大橋（支間長 1991m）と比べ、ハンガーケーブル長さは十分に短く、既往の耐風対策により対策が可能と考えられ、斜張橋と同様に構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。なお、風洞試験等の詳細な検討については、今後の課題としたい。

表 2.16 レベル2地震動に対するケーブル張力の最大応答の比較

		2主塔斜張橋	4主塔連続斜張橋	4主塔連続吊橋
斜張橋ケーブル張力 (kN)	最大	5,928	8,714	—
	最小	880	349	—
吊橋主ケーブル張力 (kN)	最大	—	—	122,490
	最小	—	—	27,603
吊橋ハンガーケーブル張力 (kN)	最大	—	—	4,862
	最小	—	—	-1,314

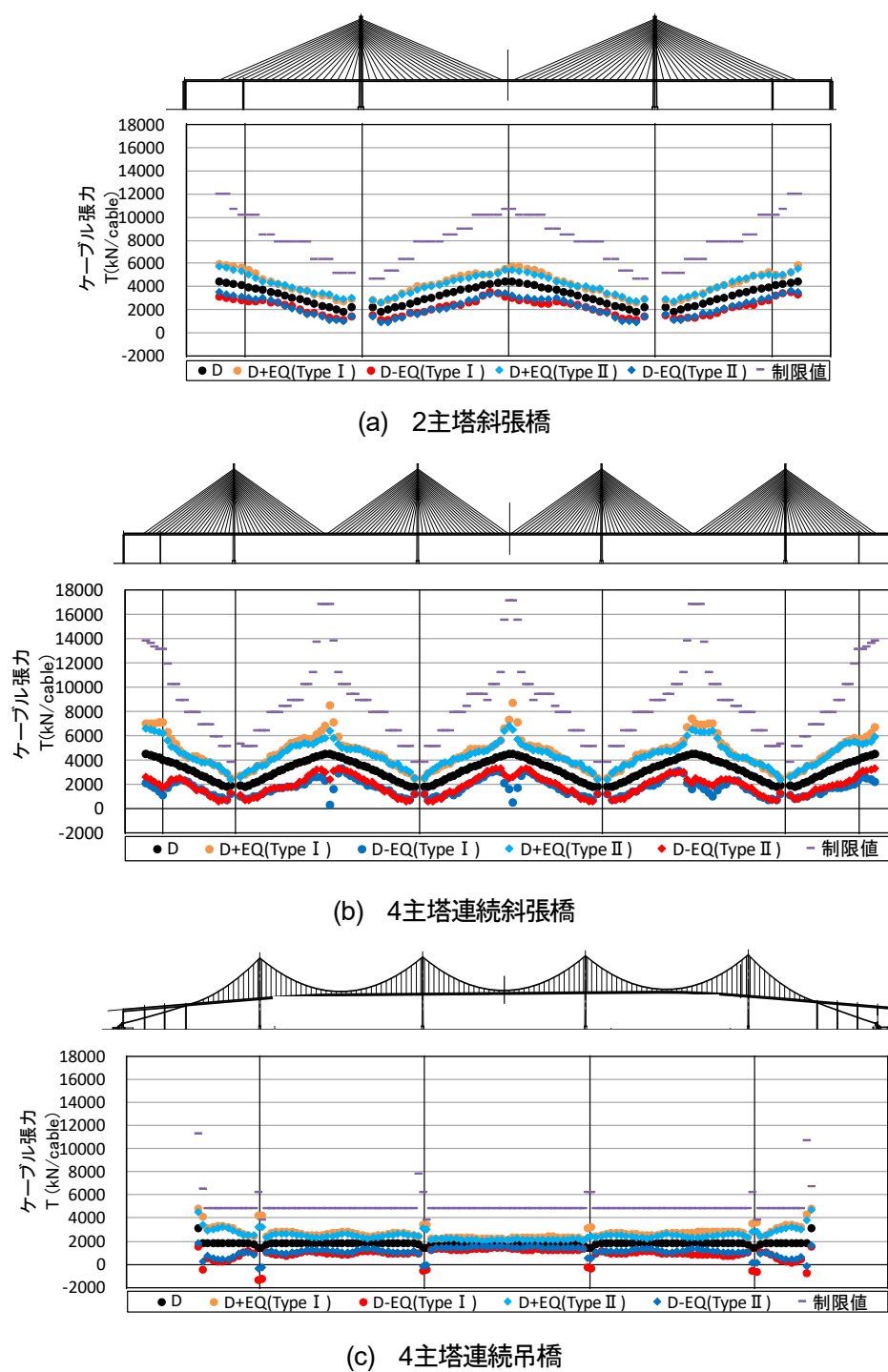
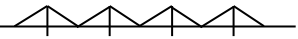


図 2.21 レベル2地震動（橋軸方向）に対するケーブル張力の応答分布

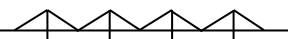


2.4.4 動的構造特性における構造実現性

以上の検討を踏まえ、動的構造特性から 4 主塔連続斜張橋および 4 主塔連続吊橋の構造実現性を考察する。4 主塔連続斜張橋は、2 主塔斜張橋と概ね同程度の振動特性ではあるが、塔高が 8% 程度高いことなどの影響によりレベル 2 地震動による主塔基部の曲げモーメントは 2 主塔斜張橋より大きい。耐震設計は、制限値を降伏以内としていることから、多くの主塔の断面がレベル 2 地震動により決定されているが、その断面規模は既往 RC 主塔と同程度であり、構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。また、主桁設計は、橋軸直角方向の一部においてレベル 2 地震動によって断面が決定されるが、その規模は小さく構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。また、耐風安定性に関しては、桁の振動数や構造諸元をもとに簡易的に検討した範囲において、2 主塔斜張橋と同程度の耐風安定性であり、連成フラッター発現風速は十分に高く構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。ケーブル設計は、レベル 2 地震動に対して制限値以内の応答であり構造実現性に対する致命的な課題はない。また、耐風安定性に関しては、既往の斜張橋に比べケーブル長は短く既往の耐風対策により対応可能と考えられる。

4 主塔連続吊橋は、4 主塔連続斜張橋に比べ主塔基部の橋軸直角方向の曲げモーメントがやや大きく、多くの主塔断面がレベル 2 地震動により決定されているが、その断面規模は既往 RC 主塔と同程度であり、構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。また、主桁設計は、橋軸直角方向の一部においてレベル 2 地震動によって断面が決定されているが、その規模は小さく構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。一方、耐風安定性に関しては、桁の振動数や構造諸元をもとに簡易的に検討した範囲において、連成フラッター発現風速は既往実績の照査風速を下回っており構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。しかし、4 主塔連続吊橋は両斜張橋に比べ、連成フラッター限界風速が低く、耐風安定性に関して架橋条件に応じてより慎重な検討が必要である。ハンガーケーブルの設計は、レベル 2 地震動に対して制限値以内の応答であるが、一部、張力抜けが生じ張力抜け対策が必要ではあるが、既往の対策により対応できると考えられ、構造実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。また、耐風安定性に関しては、既往の吊橋に比べハンガーケーブル長は短く既往の耐風対策により対応可能と考えられる。

なお、本章における耐風安定性検討は桁の振動数や構造諸元をもとに検討した範囲であり桁の断面形状には言及していない。耐風安定性に対して、渦励振や発散振動、不規則振動への対応など種々の課題があり、風洞試験やフラッター解析等を踏まえながら断面形状の詳細な検討が必要である。ケーブルの耐風安定性についても同様に風洞試験等による詳細な検討が必要である。



2.5 連続径間数の違いによる斜張橋構造特性への影響

2.5.1 研究対象モデル

研究対象の 4 主塔連続斜張橋は、これまでに研究事例が少なく、既往実績を上回る規模であることから、対象橋梁の基本的な構造特性を明らかにするため、連続径間数や鉛直荷重および水平荷重の載荷位置の違いが変形挙動に与える影響を検討する。

研究対象モデルは、図 2.1(b)に示す最大支間長 650m、側径間長 390m の 4 主塔連続斜張橋を基本として、図 2.22 に示す連続径間数（主塔基数）の異なる 4 ケースとした。主桁の諸元は表 2.1 に示す扁平六角形断面の鋼床版 1 箱桁を、ケーブルの諸元は表 2.2 に示すものを、主塔は表 2.3 に示す逆 Y 型 RC 主塔を想定した。連続径間数の違いによる変形挙動の確認を目的としていることから、検討ケースの主桁、ケーブルおよび主塔の断面構成はすべて同一とし、2.2 の 4 主塔連続斜張橋の検討に用いた断面諸元とした。解析モデルは、立体骨組みモデルとして図 2.5(b)の 4 主塔連続斜張橋を参考に、検討の簡便性から主塔下端および橋脚下端は固定条件とし、支承条件は主塔、橋脚とも鉛直方向を固定、水平方向に弾性支持として、線形化有限変位解析とした。載荷荷重は、鉛直荷重および水平荷重とし、鉛直荷重は道示 I の L 荷重を、載荷荷重が全ケースにおいて同一となるように図 2.22 に示す 1 径間のみに載荷した。水平荷重は、風荷重や地震荷重に相当するため、載荷範囲を主桁全長とした場合と図 2.22 に示す鉛直荷重と同様の範囲に載荷した場合とし、荷重の大きさは、主桁の死荷重相当である 200kN/m の荷重を載荷した。

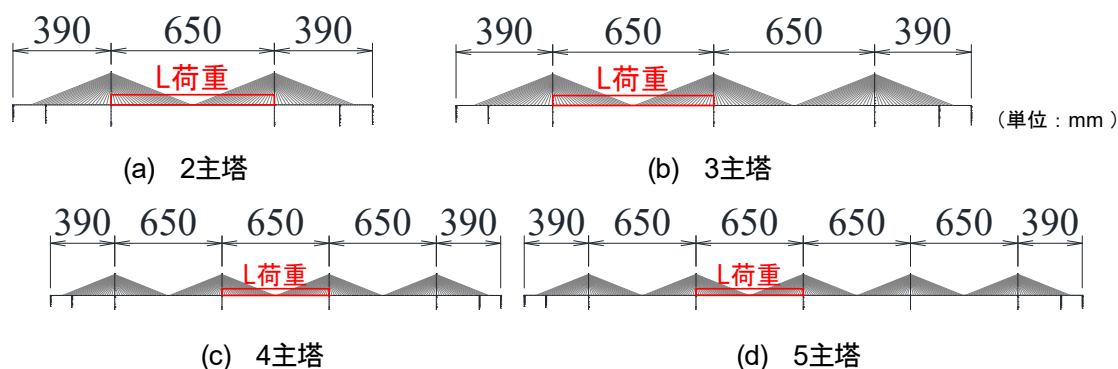


図 2.22 連続径間数（主塔基数）の検討ケース

2.5.2 鉛直荷重に対する連続径間数の違いによる変形挙動

鉛直荷重に対する径間数の違いによる主桁鉛直変位および主塔塔頂水平変位の最大値を図 2.23 に、変形図を図 2.24 に示す。径間数の増加にしたがって主桁鉛直変位および主塔塔頂水平変位が増大しているが、4 主塔以上となるとその増加量が鈍化する傾向にある。これは、連続径間数が増えると、側径間によるアンカー効果が得られない径間が増えるためであると考えられる。変形図を確認すると 2 主塔モデルにおいては側径間のアンカー効果によって主塔の水平変位および主径間の主桁の鉛直変位は小さい。3 主塔モデルにおいては側径間側の主塔の水平変位は側径間の拘束効果により比較的小さいが、側径間の拘束効果が相対的に小さい中央主塔の水平変位が大きく生じていることにより鉛直



荷重を載荷している主径間の主桁鉛直変位が増大している。さらに、4 主塔モデルにおいては鉛直荷重を載荷している主径間の両端の中央主塔が側径間のアンカー効果が相対的に小さく、主径間の主桁鉛直変位が増大している。5 主塔モデルも 4 主塔モデルと同様である。

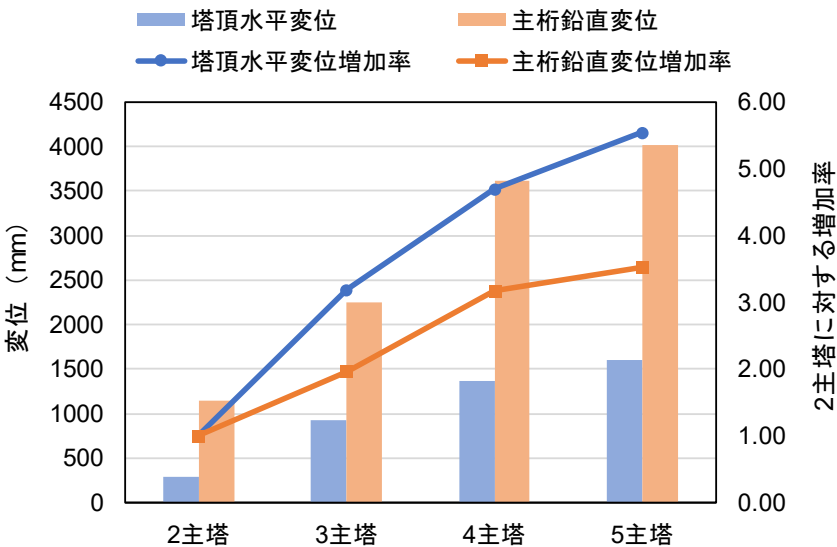


図 2.23 連続径間数の違いによる最大変位

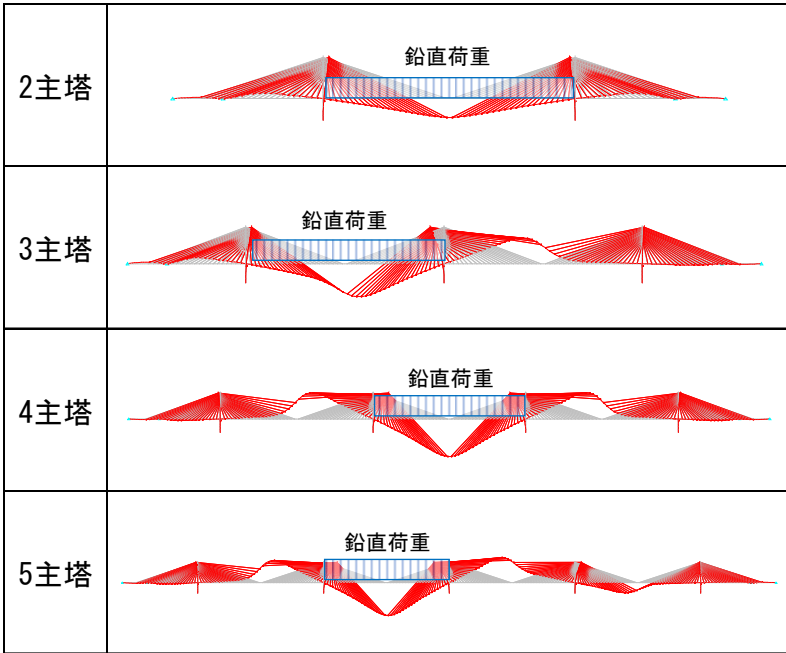


図 2.24 連続径間数の違いによる鉛直荷重載荷時の変形図

2.5.3 鉛直荷重に対する載荷位置の違いによる変形挙動

4 主塔モデルを対象とした鉛直荷重載荷位置の違いによる最大変位量を表 2.17 に、変形図を図 2.25 に示す。2P から 3P 間に鉛直荷重を載荷した場合、中央主塔（2P および 3P）は 2P から 3P 間に大きく変形し、1P から 2P 間および 3P から 4P 間の主桁は上側に大きく変形する。一方、1P から 2P 間に

第 2 章

鉛直荷重を載荷すると、中央主塔（2P）は 1P から 2P 間に、中央主塔（3P）は 3P から 4P 間に変形し、2P から 3P 間の主桁は上側に変形する。つまり、鉛直荷重載荷位置によって中央主塔（2P および 3P）は左右に変形が反転し、主桁も上下に変形が反転する挙動を示し、その変形量も大きい特徴がある。

表 2.17 4主塔モデルの鉛直載荷位置の違いによる最大変位量

	塔頂水平変位 (mm)	主桁鉛直変位 (mm)
中央径間載荷 (2P～3P間)	-1361～1361	-2519～3610
中央左径間載荷 (1P～2P間)	-1067～449	-2076～2495

※水平変位：右向き+ 左向き-、鉛直変位：下向き+ 上向き-

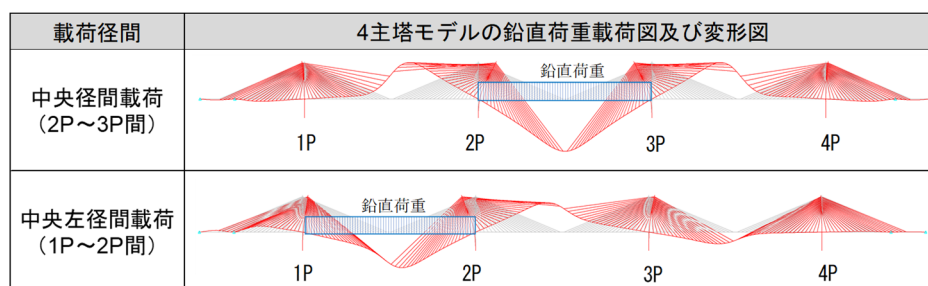
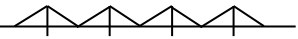


図 2.25 4主塔モデルの鉛直荷重載荷位置の違いによる変形図

2.5.4 水平荷重に対する連続径間数の違いによる変形挙動

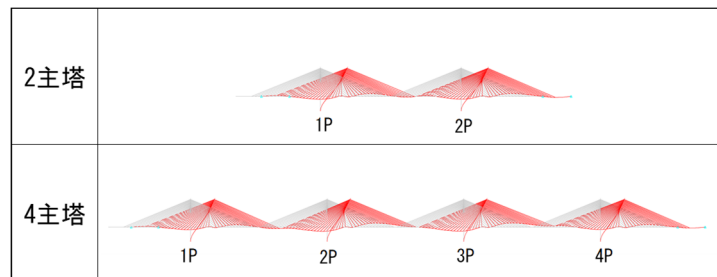
水平荷重に対する 2 主塔モデルおよび 4 主塔モデルの主桁および主塔の最大変位量を表 2.18 に、変形図を図 2.26 に示す。橋軸方向に水平荷重を載荷した場合、4 主塔モデルにおいては主塔位置の主桁の支持条件を弾性支持としているため橋軸方向の水平変位に伴い主塔が変形し、それにより主桁は鉛直方向に変形する。そのため 4 主塔モデルの鉛直変位量は 2 主塔モデルに比べてやや大きい傾向にある。一方、主塔変位は 4 主塔モデルの方が 2 主塔モデルより小さい傾向にある。これは、2 主塔モデルの側径間が中央径間の 1/2 より長く、主塔 1 基あたりの主桁分担長が長いためである。橋軸直角方向の全長に水平荷重を載荷した場合、4 主塔モデルにおいて主桁の水平変位は 2P から 3P 間に比べ、1P から 2P 間の方が大きい結果であるが、これは 2P から 3P 間の水平変位の影響線が 1P から 2P 間において負の値となり、その区間に水平荷重が載荷されたことにより、変形が抑制されたためである。主桁の水平変位は 4 主塔モデルに比べ、2 主塔モデルの方が約 15%大きいが、これも同様に 4 主塔モデルの 2P から 3P 間に水平荷重が載荷されたことにより 1P から 2P 間の変形が抑制されたためである。なお、主塔の水平変位量には大きな違いはない。橋軸直角方向の中央径間（2P から 3P 間）のみに水平荷重を載荷した場合の主桁の水平変位は、2 主塔モデルに比べ、4 主塔モデルの方が大きい傾向にある。これは、2 主塔モデルにおいては側径間の水平変位が橋脚によって抑制されることにより中央径間の水平変位も抑制されるが、4 主塔モデルにおいては 1P から 2P 間および 3P から 4P 間の主桁の水平変位が橋脚等による変位の抑制効果がないためである。また、主塔の水平変位量は、2 主塔モデルに比べ、4 主塔モデルの方が小さい傾向にある。これは、4 主塔モデルにおいては前述のとおり 1P から 2P および 3P から 4P 間の主桁の水平変位が大きいことによりケーブルを介して主塔の変形が抑



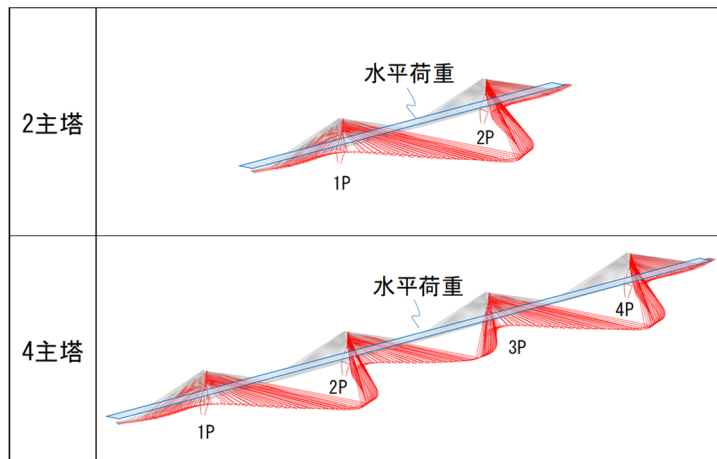
制されたためである。

表 2.18 連続径間数の違いによる水平荷重載荷時の最大変位量

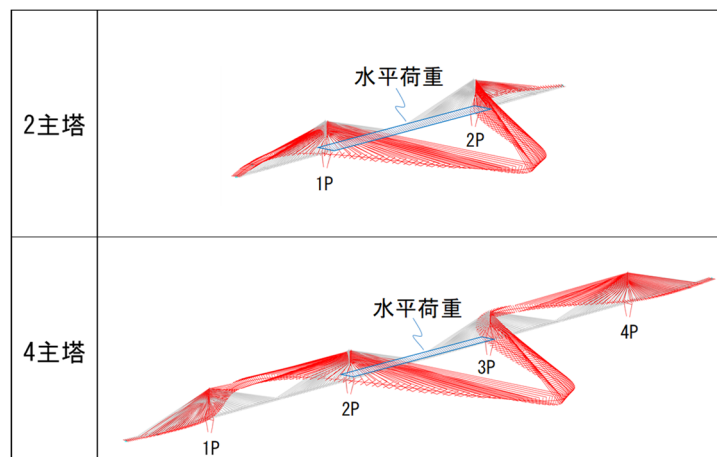
載荷方法	ケース	塔頂水平変位 mm (比率)	主桁変位 mm (比率)
橋軸方向	2主塔	2516 (1.00)	(鉛直) 245 (1.00)
	4主塔	2320 (0.92)	(鉛直) 374 (1.53)
橋軸直角方向 (全長)	2主塔	370 (1.00)	(水平) 9774 (1.00)
	4主塔	365 (0.99)	(水平) 8347 (0.85)
橋軸直角方向 (中央)	2主塔	213 (1.00)	(水平) 11617 (1.00)
	4主塔	190 (0.89)	(水平) 13355 (1.15)



(a) 水平荷重の橋軸方向載荷時

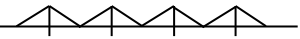


(b) 水平荷重の橋軸直角方向（全長）載荷時



(c) 水平荷重の橋軸直角方向（2Pから3P間）載荷時

図 2.26 連続径間数の違いによる水平荷重載荷時の変形図



2.5.5 4 主塔連続斜張橋の基本的な構造特性

以上の検討結果を踏まえ、4 主塔連続斜張橋の基本的な構造特性を図 2.27 に示す。鉛直方向荷重に対しては、側径間の端橋脚および中間橋脚による拘束効果の小さい中央主塔の変形が大きく、それに伴って中央径間の主桁鉛直変位も大きい。さらに鉛直荷重位置によって主塔および主桁の変形が反転し、その程度が 2 主塔斜張橋と比べ大きい。また、それらの影響は多径間連続斜張橋のうち、特に 4 主塔以上において顕著である。主桁全体に一樣に载荷する橋軸方向水平荷重に対しては、2 主塔斜張橋に比べ、4 主塔連続斜張橋においては主桁の鉛直変位がやや大きい傾向にあるが、鉛直荷重载荷時に比べるとその差は小さく、橋軸直角方向水平荷重に対しては、4 主塔連続斜張橋と 2 主塔斜張橋は変形量の違いはあるが、鉛直荷重载荷時に比べるとその差は小さい。以上のことから、4 主塔連続斜張橋の構造を検討する場合、鉛直荷重による主桁および主塔の変位、さらにはそれに付随する主桁および主塔の曲げモーメントや正負交番応力、変形に伴う 2 次応力、ケーブルの張力変動、疲労耐久性などに対する影響が懸念される。また、鉛直固有振動数の低下に伴う耐風安定性や使用性への影響なども懸念される。これらの影響を適切に考慮し、斜張橋全体剛性を適切に検討する必要がある。

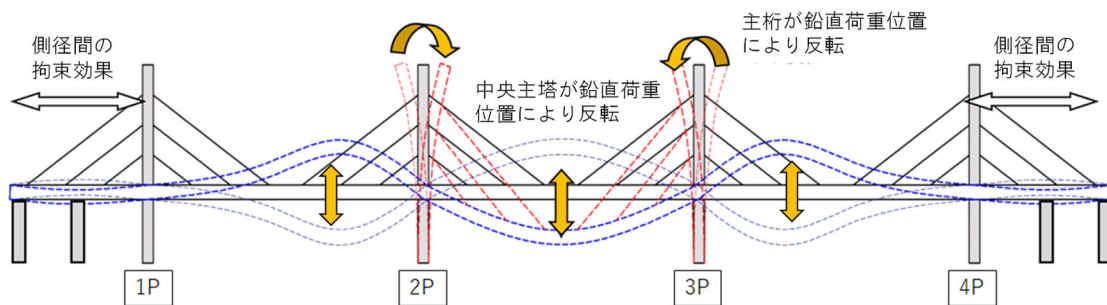
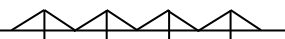


図 2.27 4主塔連続斜張橋の基本的な構造特性

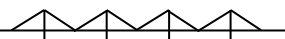


2.6 まとめ

本章では、従来から建設実績のある 2 主塔斜張橋と同じ吊り形式構造の多径間連続吊橋である 4 主塔連続吊橋との比較により、これまでに実績のない規模の 4 主塔連続斜張橋の構造特性を明らかにするとともに、構造実現性を検討した。また、鉛直荷重および水平荷重に対する多径間連続斜張橋の連続径間数や荷重載荷位置の違いが構造特性に与える影響を明らかにした。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

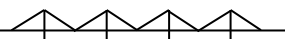
- (1) 4 主塔連続斜張橋の静的構造特性は、従来から建設実績のある 2 主塔斜張橋と比べ、活荷重たわみが大きく、それに起因して、主桁の曲げモーメント、ケーブル張力、主塔中間部および基部の曲げモーメントが相対的に大きい。主桁およびケーブルとも 2 主塔斜張橋や既往斜張橋と同規模にて断面設計可能であり、主塔は主たる断面がレベル 2 地震動により決定されるため静的構造特性の観点から構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。
- (2) 4 主塔連続吊橋の静的構造特性は、活荷重たわみが大きく、それに起因して主塔全体にわたって活荷重による曲げモーメントが大きい。補剛桁およびケーブルとも 2 主塔斜張橋および既往吊橋と同規模以下にて断面設計可能であり、主塔は主たる断面がレベル 2 地震動により決定されるため静的構造特性の観点から構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。
- (3) 地震時振動特性に対して 2 主塔斜張橋と 4 主塔連続斜張橋の比較を行った結果、多径間化による影響は小さく、ほぼ同程度の振動特性であることを明らかにした。
- (4) 耐震性に対して 4 主塔連続斜張橋および 4 主塔連続吊橋とも桁の一部がレベル 2 地震動によって断面が決定されるが、その規模は小さく構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。また、主塔の大部分がレベル 2 地震動により断面が決定されるが、その断面規模は既往の長大橋と同等規模であり、構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。
- (5) 耐風安定性に対して桁の固有振動数および構造諸元をもとに簡易的に検討した結果、4 主塔連続斜張橋は、2 主塔斜張橋と同程度の耐風安定性であり、構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。一方、4 主塔連続吊橋は両斜張橋と比べやや耐風安定性が低く、架橋条件に応じてより慎重な検討が必要である。
- (6) 多径間連続斜張橋は鉛直荷重に対して側径間の端橋脚および中間橋脚による拘束効果が小さいため、2 主塔斜張橋に比べ中央主塔の変形および中央径間の主桁鉛直変位が大きく、その程度は連続径間数の増加にしたがい大きくなるが、4 主塔以降は鈍化することを明らかにした。また、4 主塔連続斜張橋は鉛直荷重の載荷位置によって主塔および主桁の変形が反転しその程度が 2 主塔斜張橋と比べ大きいことを明らかにした。
- (7) 4 主塔連続斜張橋の構造検討においては鉛直荷重による主塔および主桁の変位、さらにはそれに付随する主桁および主塔の正負交番応力や変形に伴う 2 次応力、ケーブルの張力変動、疲労耐久



性などに対する影響に着目する必要がある。また、鉛直固有振動数の低減に伴う耐風安定性の低下や使用性への影響なども懸念される。これらの影響を適切に考慮し、合理的かつ最適な剛性向上構造を検討する必要がある。

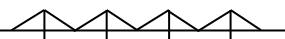
本章で得られた課題は以下のとおりである。

本章では 4 主塔連続斜張橋に対して活荷重たわみの制限を設けず検討し、構造実現性に対する致命的な課題がないことを明らかにしたが、疲労耐久性や使用性など耐荷性能以外を含む様々な性能に対する影響を検討し、4 主塔連続斜張橋としての適切な剛性を明らかにするとともに必要な剛性を確保するための合理的かつ最適な構造を明らかにする必要がある。これらの課題に対しては、本論文の**第 3 章**に合理的な斜張橋全体の剛性向上構造を、**第 4 章**に適切な剛性を明らかにするための性能照査法を示す。また、本章では耐風安定性に対して桁の振動数や構造諸元をもとに検討した範囲であり桁の断面形状には言及していない。耐風安定性の課題としては、渦励振や発散振動、不規則振動への対応など種々の課題があり、風洞試験やフラッター解析等を踏まえながら断面形状の詳細な検討および耐風安定性の評価が必要である。さらには、耐震性などに影響を与える支承剛性の最適化や各部材の形状の最適化、本章において検討した以外の荷重組合せへの対応など種々の課題に対する検討も必要である。これらの課題に対しては、本論文の**第 5 章**に適切な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋における分離 2 箱桁の耐風安定性の評価結果を、**第 6 章**に適切な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋における橋軸 A 型主塔の耐風安定性の評価結果を、**第 7 章**に 4 主塔連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震性の評価結果を示す。一方、多径間連続長大橋における設計活荷重の影響線載荷状況はその構造特性から実態の交通状況[2-29]と乖離している可能性[2-30] ～[2-33]があり、合理的な設計を実現するためにはそれらの影響を考慮した適切な設計活荷重およびその載荷方法を明らかにすることが重要であり今後の課題と考えられる。また、多径間連続吊橋については概ね構造実現性に対する致命的な課題がないことを明らかにしたが、補剛桁の耐風安定性の向上や耐震性など実用化に向けたさらなる研究開発が必要である。

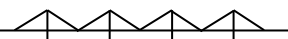


2.7 第 2 章 参考文献

- [2-1] <https://structurae.net/en/structures/bridges/multiple-span-cable-stayed-bridges>, 2023 年 12 月 26 日閲覧
- [2-2] <https://structurae.net/en/structures/bridges/multi-spansuspension-bridges>, 2023 年 12 月 26 日閲覧
- [2-3] 福原一光, 岩田耕治, 大泉楯, 秦恒夫, 坂本仁昭: 広島西大橋の計画と設計, 橋梁と基礎, 建設図書, pp.25-32, 2010.
- [2-4] <https://www.jasbc.or.jp/kyoryodb/detail.cgi?id=1034>, 2023 年 12 月 26 日閲覧
- [2-5] 齊藤展生, 村越潤, 西川和廣: 活荷重シミュレーション解析による四径間吊橋の設計活荷重に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1253-1262, 1999.
- [2-6] 佐藤浩一: 塔の変形を考慮した多径間吊橋の撓度理論と各種影響線の計算, 土木学会論文報告集, 第 190 号, pp. 11-22, 1971.
- [2-7] 吉田修, 守矢健生: 4 径間吊橋の構造特性と実用化に向けての一考察, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 1197-1208, 1997.
- [2-8] 野上邦栄, 大久保亜衣, 森園康之: 4 径間超長大吊橋の弾塑性挙動と終局強度特性に関する考察, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 817-826, 2010.
- [2-9] 岸祐介, 小沢武仁, 村越潤, 野上邦栄, 岩下慎吾, 平山博, 石井喜代志: 径間数, サグ比の異なる超長大多径間吊橋の耐荷力特性, 構造工学論文集, Vol. 64A, pp. 86-98, 2018.
- [2-10] 勝地弘, 山田均: 4 径間吊橋のフラッター特性に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp. 658-665, 2007.
- [2-11] 岩下慎吾, 中村一史, 野上邦栄, 村越潤, 石井喜代志, 平山博: 中央径間長 3000m を有する超長大多径間吊橋の耐風安定性に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol. 65A, pp. 342-350, 2019.
- [2-12] 岩下慎吾, 中村一史, 平野廣和, 野上邦栄, 村越潤, 石井喜代志, 平山博: 中央径間長 3000m を有する二箱桁多径間吊橋の耐風安定性に関する基礎的検討, 構造工学論文集, Vol. 66A, pp. 317-328, 2020.
- [2-13] 岩下慎吾, 中村一史, 野上邦栄, 岸裕介, 馬越一也, 野中哲也, 石井喜代志, 平山博: 中央径間長 3000m を有する超長大多径間吊橋の地震応答特性, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 74, No. 4 (地震工学論文集第 37 巻), pp. I_803-I_817, 2018.
- [2-14] 岡本裕, 中村俊一: 合成主塔を用いた多径間連続斜張橋の静的および地震時挙動に関する研究, 東海大学紀要工学部, Vol. 53, No. 1, pp. 41-48, 2013.
- [2-15] 藤野陽三, 長井正嗣: 吊形式橋梁の現状と将来, 鋼構造論文集, 第 1 巻 3 号, pp. 17-35, 1994.
- [2-16] (社) 土木学会: 鋼斜張橋—技術とその変遷—「2010 年版」, 2013.
- [2-17] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017.
- [2-18] 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1995.
- [2-19] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
- [2-20] 小松定夫, 北田俊行: 初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法, 土木学会論文報告集, 第 302 号, pp. 1-13, 1980.
- [2-21] (社) 土木学会: 吊橋 [技術とその変遷], 1996.
- [2-22] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編, 2017.
- [2-23] (一社) 日本橋梁建設協会: ストーンカッターズ橋工事報告—世界最大級の複合斜張橋の製作・架設について—, 平成 21 年度技術発表会, 2009.



- [2-24] Shin-Hyun-Yang, Kim Hwa-Soo, Son Yu-Suk, 田中洋, 中村仁司 : 仁川大橋建設プロジェクトの特徴, 橋梁と基礎, Vol. 44, No. 1, pp. 23-29, 2010.
- [2-25] (社) 土木学会 : 橋梁の耐風設計—基準と最近の進歩—, 2003.
- [2-26] Selberg, A. : Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series No. 13, 1961.
- [2-27] 本州四国連絡橋公団 : 本州四国連絡橋耐風設計基準 (2001)・同解説, 2001.
- [2-28] (社) 土木学会 : 鋼斜張橋—技術とその変遷—「2010 年版」, 2013.
- [2-29] 杉山裕樹, 閑上直浩, 広野邦彦, 薄井王尚 : 阪神高速道路における実態活荷重の把握とその評価, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.1, pp.158-172, 2018.
- [2-30] Hiroki Sugiyama, Hidesada Kanaji, Hironori Watanabe and Osamu Aketa : A study on vehicular live load design based on actual vehicular load for a multi-span large cable-stayed bridge, Multi-Span Large Bridges, 2010.
- [2-31] 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規, 明田修 : 多径間連続斜張橋の活荷重に対する 2 段階設計法の検討, 第 72 回土木学会年次学術講演概要集, I-194, 2017.
- [2-32] 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規, 明田修 : 多径間連続斜張橋における合理的な設計活荷重の検討, 第 71 回土木学会年次学術講演概要集, I-536, 2016.
- [2-33] 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規, 宮花邦宏 : 多径間連続斜張橋における設計活荷重の検討, 第 68 回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-284, 2013.



第3章 合理的な斜張橋全体としての剛性向上構造の提案

3.1 概説

第2章の研究から、多径間連続斜張橋は図2.27に示したように鉛直方向荷重に対して側径間の端橋脚および中間橋脚による拘束効果が小さいことにより、従来の斜張橋に比べ中央主塔や中央径間の主桁の変位が大きい特徴がある。それに伴い、主桁および主塔の曲げモーメントや正負交番応力、変形に伴う2次応力、ケーブルの張力変動、疲労耐久性などに対する影響が設計上の課題となることが懸念される[3-1], [3-2]。

このような課題に対して、第1章に示したとおり既設の多径間連続斜張橋において最大支間長400m程度までは概ね鉄筋コンクリート製（以下、RCという）主塔の剛性を向上させることにより、斜張橋全体の剛性を確保している事例が多いが、長大化および主塔基数の増加に伴って様々な取り組みが行われている。Ting Kau Bridge（中国）は、支間長448mと475mを2径間有する3主塔多径間連続斜張橋であり、中央主塔の塔頂部と両側主塔の主桁位置に斜め連結ケーブルを配置して、主塔や主桁のたわみを抑制している[3-3]。Rion-Antirion Bridge（ギリシア）は、支間長560mを3径間有する4主塔多径間連続斜張橋であり、四角錐のRC主塔とすることにより主塔の剛性を高め主桁のたわみを抑制している[3-4]。Queensferry Crossing（イギリス）は、支間長650mを2径間有する3主塔多径間連続斜張橋であり、主径間の斜張橋ケーブル（以下、斜材ケーブルという）をラップさせることにより側径間のアンカー効果を高め、主桁のたわみを抑制している[3-5]。

しかし、Ting Kau Bridgeに適用された主塔間を連結するケーブルを配置する場合、支間長が長くなるに伴って連結ケーブル延長が長くなるためケーブルサグの影響が大きくなり、たわみ抑制効果が低下することが指摘されている[3-5]。また、Rion-Antirion Bridgeに適用されたRC主塔の形状により剛性を向上させる手法は、軟弱な地盤上などにおいて主塔規模の大型化のみならず主塔基礎も大型化し経済性の低下[3-5]や環境への影響が懸念される。Queensferry Crossingに適用された方法は上述の課題を解決した手法であるが、主塔本数が増大するとたわみ抑制効果が低下することが指摘されている[3-5]。

そこで本章では、図3.1に示す支間長650mを3径間有する多径間連続斜張橋（以下、4主塔連続斜張橋という）を対象に、活荷重の偏載荷に対して合理的な斜張橋全体としての剛性向上構造を提案する。検討にあたっては、対象橋梁に対して最適となる新しいケーブルシステムを提案し、既存のケーブルシステムとの比較により剛性向上効果および経済性を示す。また、斜張橋を構成する部材のうち、想定される架橋条件において主塔剛性が最も効率的に斜張橋全体の剛性向上に寄与することを示すとともに、種々の主塔形状から合理的な主塔形状を提案する。さらに、計画コンセプトに基づく比較検討により想定される架橋条件における高性能な斜張橋全体としての剛性向上構造を提案する。

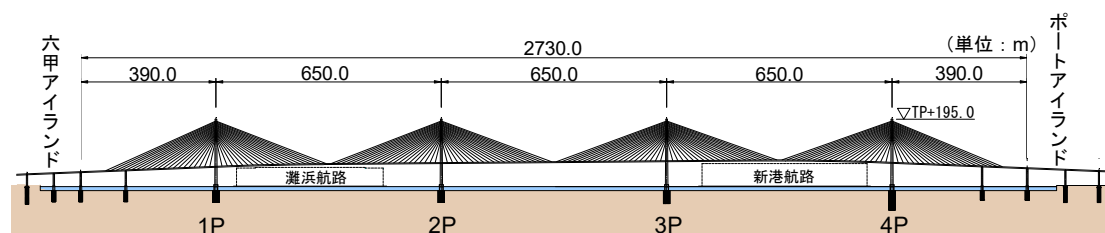
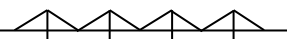


図 3.1 研究対象橋梁



3.2 ケーブルシステムによる斜張橋全体としての剛性向上効果

3.2.1 検討方針

4主塔連続斜張橋の斜張橋全体としての剛性を合理的に向上させる構造としてケーブルシステムに着目し、既往事例のケーブルシステムおよび新たに提案するタワーサポートケーブル構造の剛性向上効果を比較するとともに、剛性向上効果とそれに必要となるケーブル数量の関係から合理的なケーブルシステムの検討を行う。

3.2.2 研究対象橋梁および検討条件

(1) 研究対象橋梁および設計条件

本研究において対象とした橋梁形式は、図3.1に示した4主塔連続斜張橋である。適用基準は2012年の道路橋示方書・同解説I共通編[3-6]（以下、H24道示Iという）とし、斜張橋全体剛性の向上効果として活荷重による主桁のたわみ等の抑制効果を比較するため、検討対象とする荷重は、死荷重および活荷重とした。ここで、活荷重は長大斜張橋を対象としているため、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説[3-7]（以下、本四基準という）に基づき設定した。幅員方向の載荷幅は地覆内に全幅載荷とする。載荷方法はH24道示Iに基づき影響線載荷とし、衝撃の影響は斜材ケーブルを無視した連続桁の支間長として算出した衝撃係数を考慮した。図3.2に解析モデルを示す。解析モデルは基礎的検討のため平面骨組モデルによる線形弾性解析とした。なお、線形弾性モデルにおいてはケーブルの幾何学的非線形の影響（サグの影響等）を正確に考慮できないが、本橋の斜材ケーブルに対するサグによる剛性低下の影響は数%程度であることをから、各ケーブルシステムによる対策効果を相対比較することに対しては問題ないと考えた。一方、対策に用いたケーブルは後述のとおり、サグによる影響が大きいことからEmst式による見かけの剛性低下を考慮した。また、上部構造のみをモデル化し、主塔基部および橋脚基部は固定とした。支承条件は鉛直方向を固定、橋軸方向を主塔位置において弾性支持、中間橋脚において固定、端橋脚において可動とした。ケーブルと主塔および主桁はヒンジ条件により結合した。主桁はフェアリング部を除く全断面有効とした剛性を、RC部材である主塔は線形材料としてコンクリートの全断面を有効とした断面諸量を、ケーブルは棒要素として断面の伸び剛性を考慮とした。

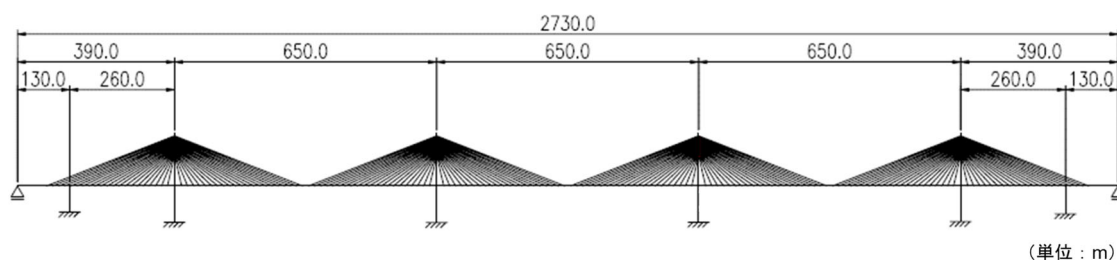
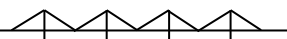


図 3.2 解析モデル



(2) 主桁、ケーブルおよび主塔部材の設定

各部材の断面諸元を表 3.1 に示す。主桁形式は図 3.3 に示す扁平六角形断面の鋼床版 1 箱桁とし、図中に示すフェアリング部（幅 2.8m）は構造部材として考慮していない。主塔形式は図 3.4 に示す逆 Y 形状とし材質は RC とした。図中の主塔立面図横に橋軸方向（LL）および橋軸直角方向（TT）の断面外側の鉄筋量を示し、断面内側は D51 鉄筋を外側鉄筋と同じ間隔の 1 段配置としている。コンクリート強度は 60N/mm^2 、鉄筋強度は SD490 とした。主塔と主桁の弾性支持条件は、レベル 2 地震動において桁端移動量が 1.5m 程度となる支承を想定しバネ定数は $25,000\text{kN/m}$ /片側と仮定した。斜張橋ケーブルはファン形式とし、多々羅大橋[3-8]を参考に引張強度 $1,570\text{N/mm}^2$ の平行線ストランドとした。斜張橋ケーブルおよび剛性向上に用いるケーブルの安全率は 2.2 を仮定し、主桁とケーブルの定着間隔は 15m とした。ここで、2012 年の道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編[3-9]（以下、H24 道示 II という）においてケーブル安全率は 2.5 とされているが、既往文献[3-10]に示されるケーブル安全率の合理化の可能性を考慮し、安全率 2.5 より活荷重たわみが大きくなり各ケースの剛性向上ケーブルに対してはより厳しい条件に対する比較となると考え、ケーブル安全率を 2.2 とした。

表 3.1 主桁、ケーブルおよび主塔の断面諸元

		断面積 A (m^2)	断面2次 モーメント I (m^4)	ヤング 係数 E (kN/m^2)
主桁（全断面）		1.30	1.46	2.0×10^8
ケーブル （1本あたり）	最上段	0.01735	—	1.96×10^8
	中段	0.00766	—	
	最下段	0.00350	—	
主塔 （柱あたり）	上部	22.0～24.1	70～113	3.5×10^7
	中間部	17.1～19.3	68～108	
	下部	20.4～60.0	122～320	

注）主桁は標準部の値を示す。

ケーブルは中央主径間の値を示す。中段は11段目の値を示す。

主塔は中央主塔の値を示す。

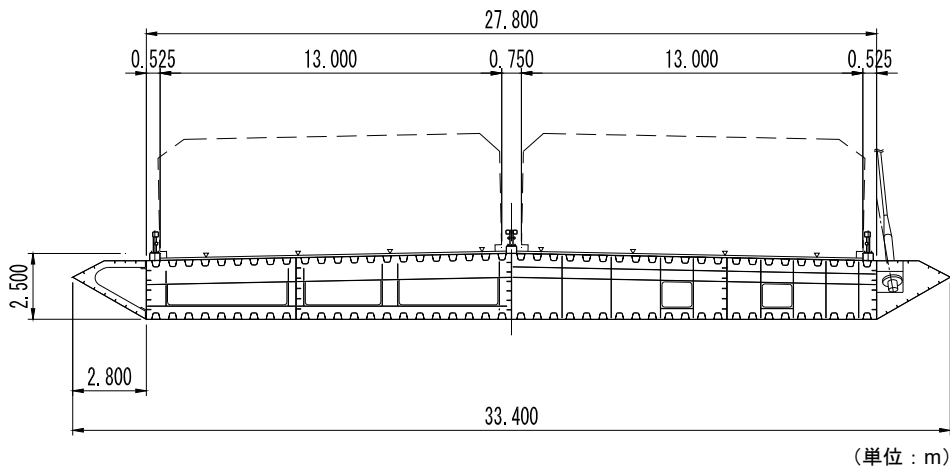
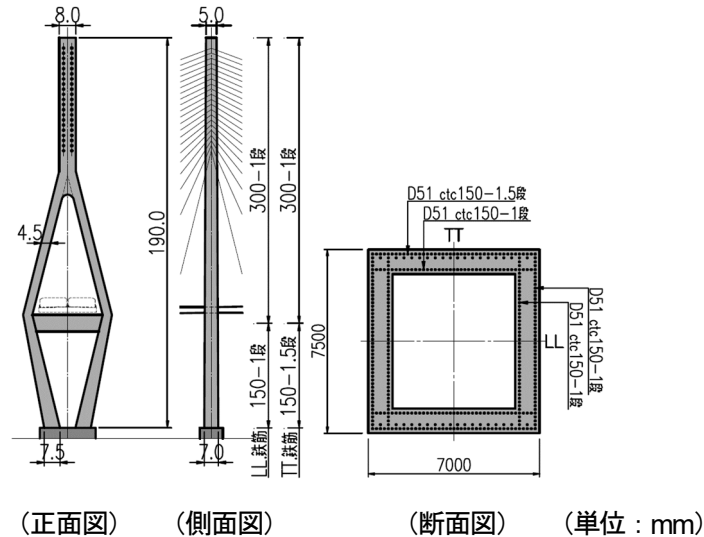
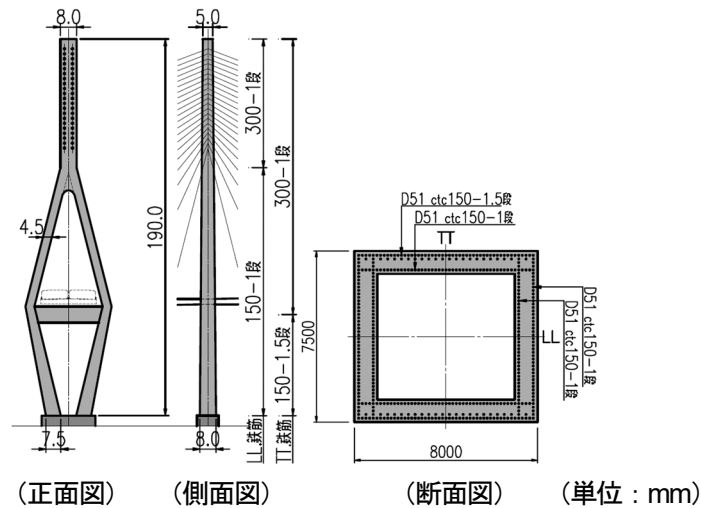


図 3.3 主桁の標準断面図



(a) 側主塔 (1P)



(b) 中央主塔 (2P)

図 3.4 研究対象の主塔形状および断面諸元

3.2.3 研究対象ケーブルシステム

(1) 研究対象ケーブルシステムの概要

研究対象とするケーブルシステムは図 3.5 に示す 4 案とした。(a)および(b)の主塔連結ケーブル構造は、主塔の曲げ変形を抑制するため隣り合う主塔をケーブルによって直接連結する構造である。(a)は隣り合う主塔の塔頂を、(b)は中央主塔塔頂と側主塔の桁位置（以下、塔中という）を連結するものであり、それぞれ Munksjöbron Bridge[3-11]や Ting Kau Bridge[3-3]の適用例がある。(c)のクロスケーブル構造は Queensferry Crossing[3-5]において適用されており、隣り合う主塔の上段側ケーブルを径間中央部においてラップさせる構造である。(d)のタワーサポートケーブル構造は、新たに提案したものであり主塔の塔頂変位を抑制することを目的に、主塔頂部、主桁、主塔基部をケーブルにより連結する構造である。次に各ケーブルシステムの設定条件を示す。

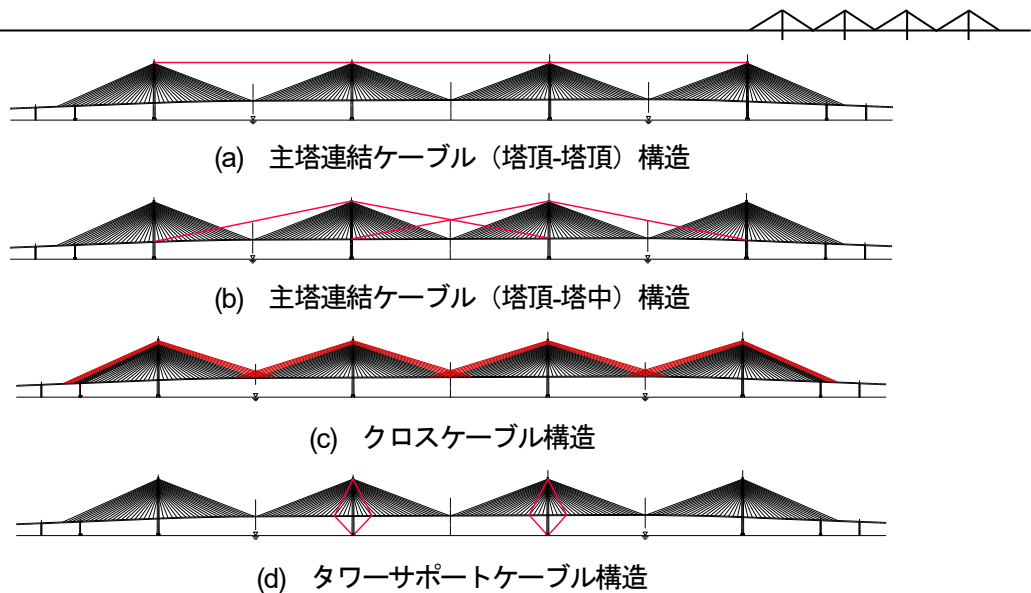


図 3.5 研究対象ケーブルシステム

(2) 主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂，塔頂-塔中）構造

連結ケーブルは，表 3.2 に示すとおり既往橋梁において実績最大径となるケーブル径とし，Ting Kau Bridge を参考に片面 1 本配置とする．Ernst 式による見かけの弾性係数とケーブル張力の関係を図 3.6 に示す．連結ケーブルは，斜張橋の斜材ケーブルに比べ，ケーブル長が長くケーブル許容張力（=破断張力／安全率 2.2）の半分の張力を導入してもサグの影響が大きく，見かけの弾性係数は 40%程度に低下する．ここでは，初期張力に活荷重等による張力を加えた最大張力が許容張力を超過しないように，初期張力を許容張力の 60%とした．その場合の見かけの弾性係数比は 0.51 であり，初期張力は約 7,000kN/片面必要となる．

表 3.2 連結ケーブルの必要数量

項 目		必要数量
ケーブル構成		φ7×499
ケーブル本数（片面あたり） 本/片面		1.00
(a) 主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）	ケーブル長（m）×本数（本）	650.0×6
	補強ケーブル数量（t）	640
(b) 主塔連結ケーブル（塔頂-塔中）	ケーブル長（m）×本数（本）	663.1×8
	補強ケーブル数量（t）	870

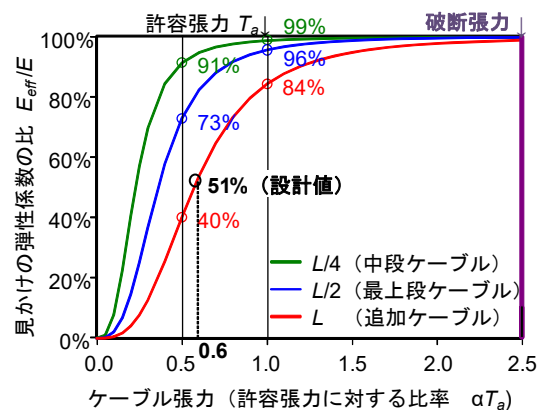
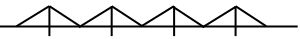


図 3.6 ケーブル長さの違いによるケーブル張力と見かけの弾性係数の関係



(3) クロスケーブル構造

径間中央において斜材ケーブルをラップさせるクロスケーブル構造は、斜材ケーブルのラップ範囲や主塔高さなどによって最適化の余地があるが、ここでは、ケーブル数量に着目した比較検討のため、追加したクロスケーブルは主塔高さを変更せず主塔のケーブル定着範囲を下側に広げて定着させることとした。ケーブルをラップさせる範囲は、図 3.7 に示すように Queensferry Crossing の事例[3-5]を参考に支間長の 25%程度である径間中央 150m 範囲にある 10 本のケーブルをラップさせた。これによる追加ケーブルの数量を表 3.3 に示す。

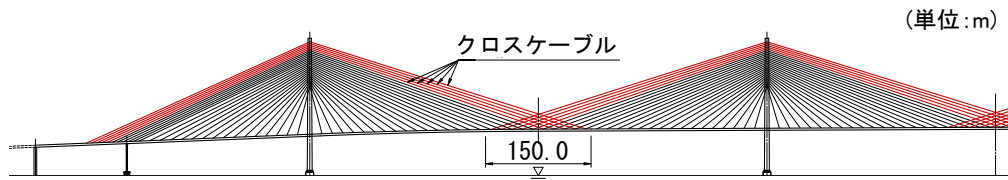


図 3.7 想定するクロスケーブル構造

表 3.3 クロスケーブルの必要数量

項 目	必要数量
ケーブル構成	$\phi 7 \times 187 \sim \phi 7 \times 223$
ケーブル本数（片面あたり） 本/片面	5
ケーブル長（m）×本数（本）	$310.0 \sim 412.2 \times 80$
ケーブル数量（t）	1890

(4) タワーサポートケーブル構造

新たに提案するタワーサポートケーブル構造はこれまでに事例のないケーブルシステムであるため、表 3.4 に示す 3 ケースから比較対象とするケーブル数量を検討する。ここで、T2 は既往橋梁における実績最大径となるケーブルを片面に 1 本配置したケースとし、T1 は T2 の 1/2 倍、T3 は T2 の 2 倍のケーブル数量とする。なお、タワーサポートケーブルは塔頂と主桁、主桁と主塔基部とそれぞれヒンジ条件により結合した。タワーサポートケーブルに導入する初期張力は、活荷重載荷時における作用張力に対して張力抜けが生じないように最小張力を 1.1 倍した値とした。また、死荷重時に主塔および主桁に曲げモーメントが生じないように主塔を挟んだ左右のタワーサポートケーブルの初期張力の水平分力は同じ値に、主桁を挟んだ上下のタワーサポートケーブルの初期張力の鉛直分力は同じ値にそれぞれ設定した。主桁側定着位置は、後述のパラメータ検討の結果を踏まえ、図 3.8 に示すように主塔から斜材ケーブル 4 本目の位置とした。

各ケーブル数量の違いによる基本構造に対する応答比率を表 3.5 に示す。これによると、ケーブル断面が大きくなるにつれて剛性向上効果がみられることから、最も効果の高く既往の斜材ケーブルにおいてダブルケーブルとする事例もあることから T3 を以降の検討対象とする。

表 3.4 タワーサポートケーブル構造におけるケーブル数量の比較検討ケース

検討ケース	T1	T2	T3
ケーブル構成	$\phi 7 \times 253$	$\phi 7 \times 499$	$\phi 7 \times 499$
ケーブル本数（片面あたり） 本/片面	1	1	2
ケーブル長（m）×本数（本）	227.5×8	227.5×8	227.5×16
補強ケーブル数量（t）	150	310	620

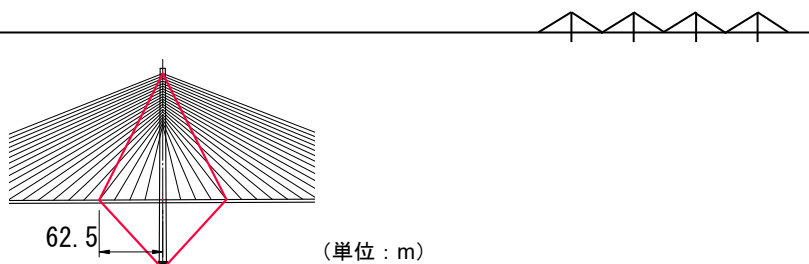


図 3.8 想定するタワーサポートケーブル構造

表 3.5 タワーサポートケーブル構造の基本構造に対する応答比率

	[1]活荷重たわみ	[2]主桁 曲げモーメント	[3]最上段 ケーブル張力	[4]主塔基部 曲げモーメント
基本構造	1.00	1.00	1.00	1.00
T1	0.73	0.77	0.91	0.68
T2	0.63	0.68	0.88	0.64
T3	0.52	0.59	0.85	0.65

3.2.4 各ケーブルシステムの応答比較

(1) 主桁応答の分布形状

上述において設定した各ケーブルシステムを追加することによる主桁の活荷重たわみ、軸力および曲げモーメント分布を図3.9に示す。主径間部の活荷重たわみはいずれの対策案とも基本構造に比べ低減していることが確認できるが、後述の(2)に示すとおりクロスケーブル構造において低減効果がやや低い結果となった。軸力分布形状は対策案によって異なる特性を示している。主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造は、追加ケーブルによって側主塔から主径間部にかけて基本構造より軸力が増加している。主塔連結ケーブル（塔頂-塔中）構造は側径間部において基本構造より軸力が低減しているが、主桁に連結ケーブルを定着しているため、側主塔位置や中央主塔位置において軸力が増加し、主径間部においては基本構造より軸力が大きい。クロスケーブル構造は斜材ケーブルを増加していることから側主塔付近および中央主塔付近とも主桁軸力が増加しており、特に側主塔付近においては他案に比べ増加量が多い。さらに、主径間部中央付近においても斜材ケーブルをラップさせることに伴い主桁軸力が増加している。タワーサポートケーブル構造の側主塔付近は基本構造に比べ主桁軸力が低減しているが、中央主塔付近のサポートケーブルが取り付けられる部位間において主塔連結（塔頂-塔中）構造やクロスケーブル構造と同程度に主桁軸力が増加している。主桁軸力の増加は、斜張橋の全体耐荷力に影響する可能性があるが、多々羅大橋[3-12]や支間長600mの斜張橋[3-13]の全体耐荷力に対する検討において主桁の座屈は大きな問題にならないことが指摘されており、研究対象橋梁の規模においては主桁の座屈への影響は小さく、軸力増加に対して応力計算による断面構成への影響を見込むことにより問題にならないと考えられる。

主径間部の曲げモーメントはいずれの対策案も基本構造に比べ低減しており、側径間部は主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造を除きいずれも基本構造と同等である。なお、主桁断面力の変化に伴い各対策案の主桁断面の板厚が増減しているがそれによる基本構造に対する主桁鋼重の有意な差はない。

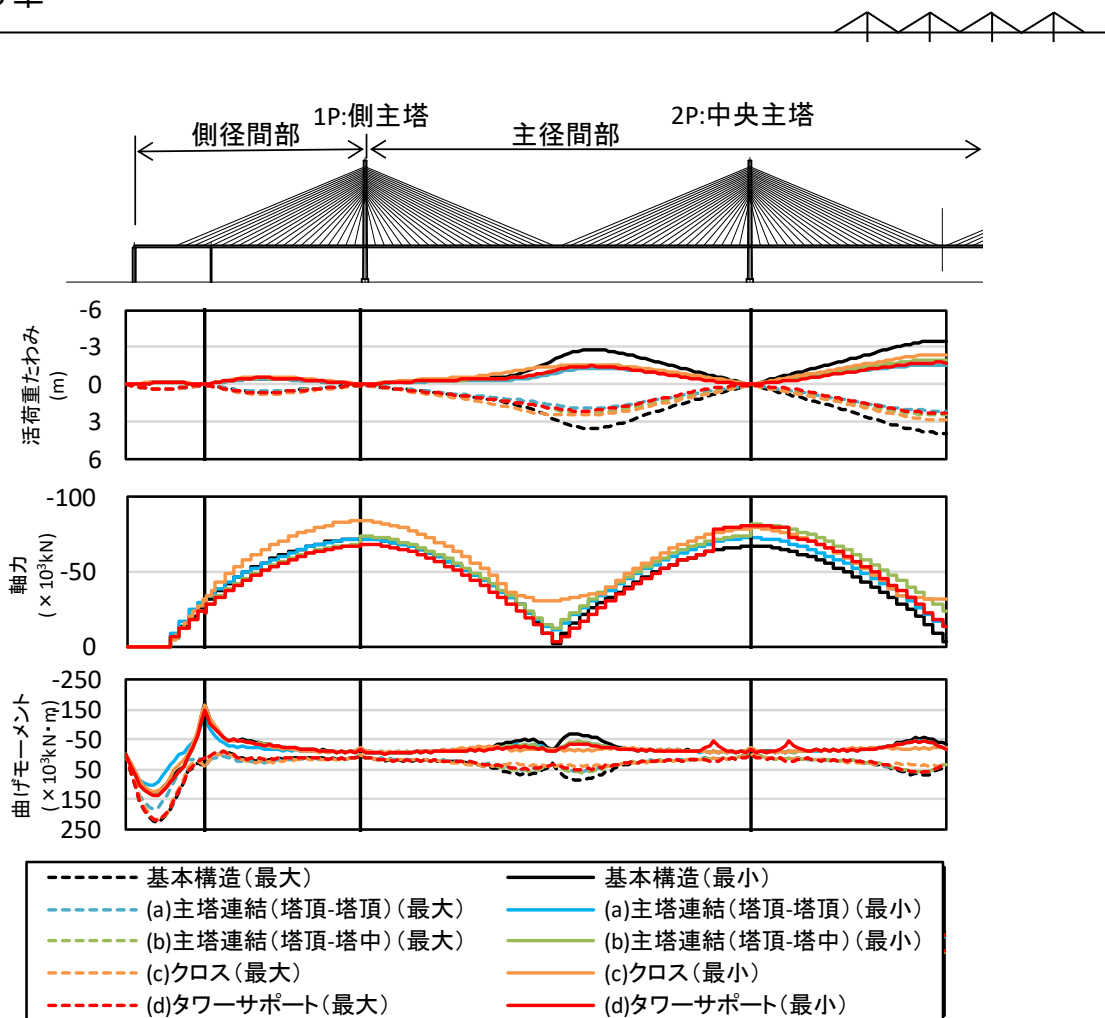


図 3.9 各ケーブルシステムにおける主桁応答

(2) 最大応答値の低減効果

各ケーブルシステムを追加したことによるケーブル数量および 3.1 において多径間連続斜張橋の設計上の課題として示した活荷重たわみ、主径間部の主桁の最大曲げモーメント、最上段ケーブル張力および主塔基部の最大曲げモーメント（以下、4 項目という）の基本構造に対する応答比率と追加したケーブル数量を加えたケーブル全体数量の基本構造に対する比率を表 3.6 に示す。ここで、各ケーブルシステムは、追加ケーブルの初期張力（PS）を考慮した死荷重時の断面力により各部材の必要断面を再計算し、これが収束するまで繰返し計算した結果を示しているため、タワーサポートケーブル構造は、3.2.3 の事前検討から各項目の数値が異なっている。ケーブル数量は、主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造やタワーサポートケーブル構造の増加量が少なく、次いで主塔連結ケーブル（塔頂-塔中）構造である。クロスケーブル構造は、塔頂から支間中央付近までケーブルを有しケーブル本数も増えるため、ケーブル数量が最も多くなる。対策効果に着目すると、活荷重たわみは、塔頂連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造が最も低減効果が大きく、次いでタワーサポートケーブル構造である。主桁曲げモーメントは、クロスケーブル構造が最も低減効果が大きく、それ以外は同程度である。最上段ケーブル張力は、クロスケーブル構造が最も低減効果が高く、次いで主塔連結ケーブル（塔頂-塔中）構造とタワーサポートケーブル構造が同程度である。主塔基部曲げモーメントは、主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造とタワーサポートケーブル構造が同程度であり低減効果が大きい。

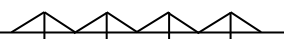


表 3.6 各ケーブルシステムの基本構造に対するケーブル数量比率と応答比率

	ケーブル 数量	[1]活荷重たわみ	[2]主桁 曲げモーメント	[3]最上段 ケーブル張力	[4]主塔基部 曲げモーメント
基本構造	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
(a) 主塔連結ケーブル (塔頂-塔頂)	1.07	0.54	0.70	0.90	0.65
(b) 主塔連結ケーブル (塔頂-塔中)	1.10	0.64	0.68	0.77	0.70
(c) クロスケーブル	1.16	0.74	0.45	0.63	0.85
(d) タワーサポート ケーブル	1.06	0.59	0.68	0.79	0.66

(3) ケーブル増加量あたりの応答低減効果

次に、各ケーブルシステムの合理性を表す指標として、増加するケーブル数量に対する4項目の低減効果を表3.7に示す。4項目すべての低減効果が大きく、ケーブル数量の最も小さいタワーサポートケーブル構造がすべての項目に対して最も合理的に抑制できることがわかる。次いで、主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造はケーブル数量が少ないことから合理的にすべての項目に対して抑制することができる結果となった。しかし、主塔連結ケーブル構造のケーブル長は径間全体にわたるため非常に長く、風によるケーブル振動の発生が懸念される。主塔連結ケーブル（塔頂-塔中）構造は主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造より主塔基部曲げモーメントの低減効果が減少し、さらにケーブル数量も増加するため、ケーブル数量あたりの低減効果は減少する。クロスケーブル構造は特に主桁曲げモーメントおよび最上段ケーブル張力において大きな低減効果があるが、ケーブル数量の増加量が大きく、ケーブル数量あたりの低減効果においてはタワーサポートケーブル構造や主塔連結ケーブル（塔頂-塔頂）構造に比べ、減少する結果となった。また、低減効果の小さかった活荷重たわみおよび塔基部曲げモーメントはケーブル数量の増加も大きいため、ケーブル数量あたりの低減効果が他案と比べ大きく減少しており、剛性向上構造としては合理的とはいえない。以上のことから、ケーブル数量あたりの低減効果が最も高く、ケーブル振動発生の懸念なども考慮すれば、タワーサポートケーブル構造に優位性があるといえる。なお、タワーサポートケーブル構造における主塔軸力は基本構造に対して8%程度増加するが、本節の検討においてはRC主塔を前提としていること、主塔の曲げモーメントが低減していることから断面構成に変化はない。

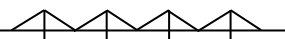
表 3.7 ケーブル増加量あたりの低減効果

	ケーブル 数量	[1]活荷重たわみ	[2]主桁 曲げモーメント	[3]最上段 ケーブル張力	[4]主塔基部 曲げモーメント
基本構造	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
(a) 主塔連結ケーブル (塔頂-塔頂)	1.07	0.54	0.70	0.90	0.65
(b) 主塔連結ケーブル (塔頂-塔中)	1.10	0.64	0.68	0.77	0.70
(c) クロスケーブル	1.16	0.74	0.45	0.63	0.85
(d) タワーサポート ケーブル	1.06	0.59	0.68	0.79	0.66

1.0 - [表3.6の[1]~[4]の値]

※ ケーブル増加量あたりの低減率 = $\frac{1.0 - [\text{表3.6の[1]~[4]の値}]}{[\text{表3.6のケーブル数量の値}] - 1.0}$

※ ただし、端数処理のため表3.6に表示された数値とは一致しない



3.3 タワーサポートケーブル構造の最適化

3.3.1 検討方針

3.2によりケーブルシステムのうち最も合理的に剛性向上が可能なタワーサポートケーブル構造に対して、ケーブル配置等の最適化検討を行う。ここでは2017年に改定された道路橋示方書・同解説I共通編[3-14]（以下、H29道示Iという）に基づき試設計した4主塔連続斜張橋を対象に、様々なケーブル数量やケーブル配置による影響を検討し最適な構造を提案する。

3.3.2 研究対象橋梁および検討条件

研究対象橋梁は図 3.1 と同様である。適用基準は H29 道示 I とし、活荷重に対する剛性向上効果を比較するため、検討対象とする荷重は死荷重および活荷重を対象とした。ここで、活荷重の載荷幅、載荷方法および衝撃の影響は、3.2 と同様である。解析モデルは図 3.10 に示す立体骨組モデルとし、線形弾性解析とした。上部構造のみをモデル化し主塔基部および橋脚基部は固定、支承条件は鉛直方向を固定、橋軸方向を主塔位置において弾性支持、中間橋脚および端橋脚において可動、橋軸直角方向を主塔位置において弾性支持、中間橋脚および端橋脚において固定とした。ケーブルと主桁および主塔はヒンジ条件により結合した。部材は全て線形として、その他の検討条件は 3.2 と同様に設定した。また、ケーブル部材はサグの影響を考慮して、死荷重張力に対して Emst 式により求めた見かけの弾性係数に応じて伸び剛性を低減させた。

主桁、ケーブルおよび主塔部材の断面諸元を表 3.8 に示す。主桁形式は図 3.3 と同様に扁平六角形断面の鋼床版 1 箱桁とした。主塔形式は 3.2 と同様に逆 Y 形状とし材質は RC としたが、H29 道示において試設計した結果、地震の影響に対して荷重係数を考慮するなどが影響し図 3.11 に示すように図 3.4 に比べ、基部の断面形状を 1P 側主塔において 7m×7.5m から 7m×12m に、2P 中央主塔において 8m×7.5m から 8m×12m に変更している。図中の主塔立面図横に橋軸方向（LL）および橋軸直角方向（TT）の断面外側の鉄筋量を示し、断面内側は D51 鉄筋を外側鉄筋と同じ間隔の 1 段配置としている。コンクリート強度および鉄筋強度は 3.2 と同様である。主塔と主桁の弾性支持条件は、レベル 2 地震動において基本構造の桁端移動量が 1.5m 程度となる支承を想定しバネ定数は 94,800kN/m とした。斜張橋の斜ケーブルは 3.2 と同様に引張強度 1,570N/mm²の平行線ストランドとし、H29 道示 I に基づきケーブルごとに部分係数を設定した。タワーサポートケーブルは 3.2 と同様に塔頂と主桁、主桁と主塔基部をそれぞれヒンジ条件により結合した。タワーサポートケーブルに導入する初期張力は、活荷重載荷時および温度荷重載荷時において確実に張力抜けが生じないように最小張力（負側の変動張力）を 1.1 倍した値とした。また、死荷重時に主塔および主桁に曲げモーメントが生じないように主塔を挟んだ左右のタワーサポートケーブルの初期張力の水平分力は同じ値に、主桁を挟んだ上下のタワーサポートケーブルの初期張力の鉛直分力は同じ値にそれぞれ設定した。

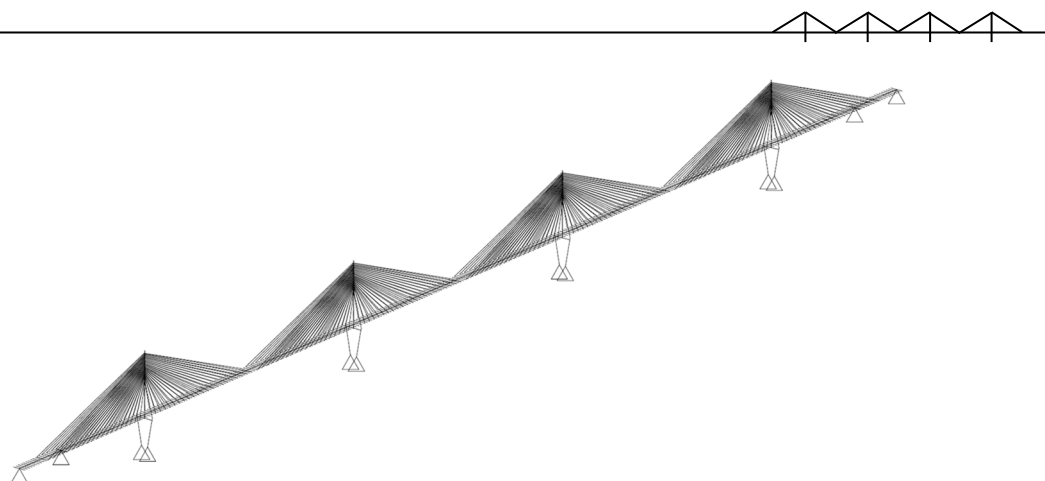


図 3.10 解析モデル

表 3.8 主桁、ケーブルおよび主塔部材の断面諸元

		断面積 A (m^2)	断面2次 モーメント		純ねじり モーメント J (m^4)	ヤング 係数 (kN/m^2)
			I_1 (m^4)	I_2 (m^4)		
主桁 (全断面)		1.30	1.46	90.7	3.93	2.0×10^8
ケーブル (1本あたり)	最上段	0.01947	—	—	—	1.96×10^8
	中段	0.00766	—	—	—	
	最下段	0.00350	—	—	—	
主塔 (柱あたり)	上部	22.0~24.0	70~112	159~184	167~236	3.5×10^7
	中間部	17.1~19.1	68~105	40~47	86~111	
	下部	25.4~96.0	168~512	181~1150	293~1200	

注) 主桁は標準部の値を示し、 I_1 は鉛直方向、 I_2 は水平方向を示す。

ケーブルは中央主径間の値を示す。中段は11段目の値を示す。

主塔は中央主塔の値を示し、 I_1 は橋軸方向、 I_2 は橋軸直角方向を示す。

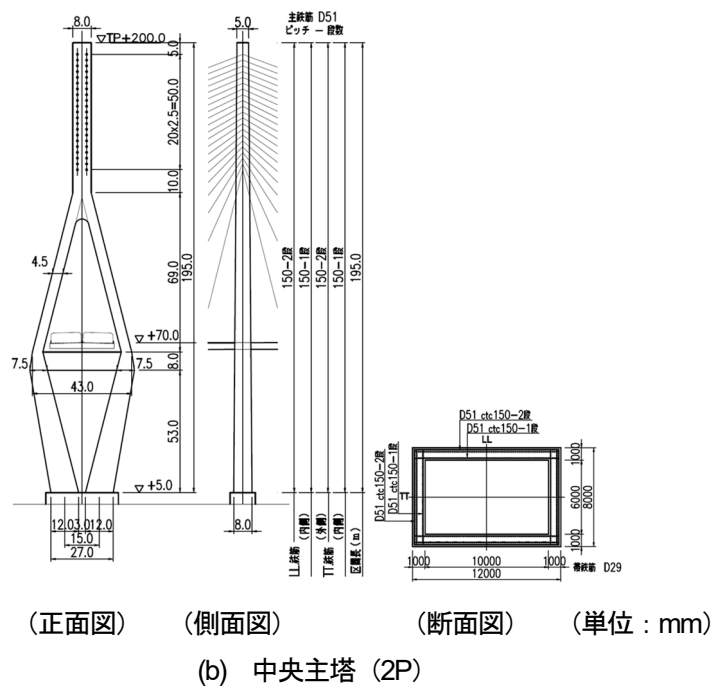
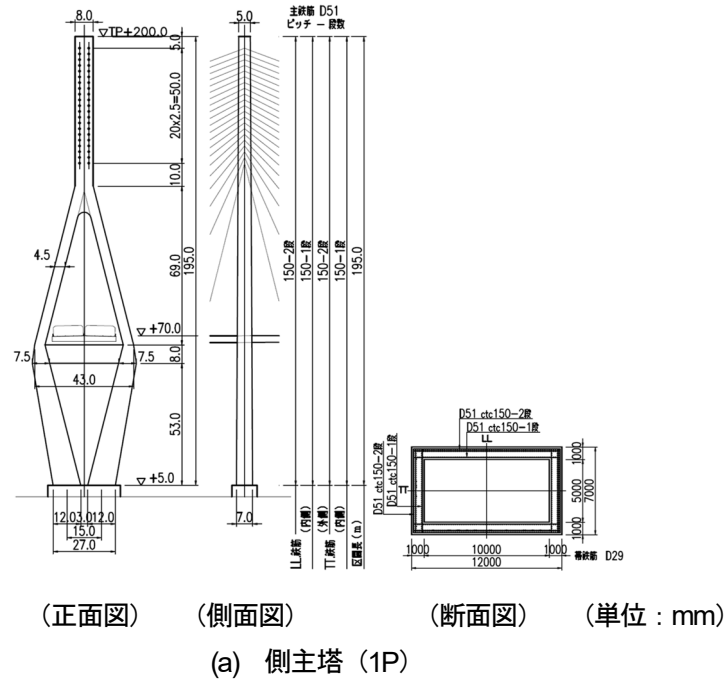
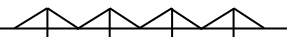


図 3.11 研究対象の主塔形状および断面諸元

3.3.3 ケーブル数量およびケーブル配置の影響

(1) 検討方針

タワーサポートケーブルによる剛性向上効果に与えるケーブル断面量とケーブル配置の影響を検討する。はじめに、ケーブル断面量と主桁側定着位置をパラメータとした検討を行い、抽出した効果的な組み合わせに対して、主塔基部および主塔上部の定着位置の違いによる影響を確認し、タワーサポ



ートケーブル構造の最適化検討を行う。

(2) ケーブル断面量と主桁側定着位置の検討

パラメータとしたケーブル断面量を表 3.9 に、主桁側定着位置を図 3.12 に示す。ケーブル断面量は、既往橋梁[3-8]の実績最大径となるケーブルを片面に 1 本配置したケースを T3 とし、それからケーブル断面量を約 1/4 倍、1/2 倍、2 倍に増減させた。主桁側定着位置は、斜材ケーブルが定着されるダイアフラム位置に定着することを基本とし、主塔から 1 本目の斜材ケーブルが定着するダイアフラム位置（以下、1 パネルという）から 6 本目の斜材ケーブルが定着するダイアフラム位置（以下、6 パネルという）までとした。ケーブル断面量およびケーブル定着位置の違いによる活荷重たわみ、主桁の曲げモーメント、最上段ケーブル張力および主塔基部曲げモーメントの最大応答を図 3.13 に示す。ここで、活荷重による応答値は影響線に基づいて算出し、パネル数 0 はタワーサポートケーブルを設置していない基本構造モデルの結果である。活荷重たわみ、主桁の曲げモーメント、最上段ケーブルの張力および主塔基部の曲げモーメントはケーブル断面量が増加するにしたがって、また、主桁側定着位置が主塔から離れるにしたがって低減している。ただし、主桁側定着位置は 2 パネルから 4 パネルへの低減量に比べ、4 パネルから 6 パネルへの低減量が鈍化していく傾向にある。ケーブル断面量の影響も同様に、ケーブル断面量が大きくなるにしたがって低減しているが、断面量が大きくなるにしたがってその低減量は鈍化していく傾向にある。特に主塔基部の曲げモーメントにおける T4 ケースの定着位置 4 パネルおよび 6 パネルは 2 パネルと同程度と低減量が小さく、4 パネルおよび 6 パネルは T4 に比べ、T2 や T3 の方が低減量は大きい結果である。このような結果となった要因を次に考察する。

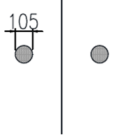
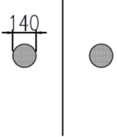
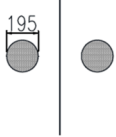
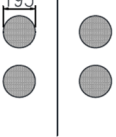
ケーブル断面量およびパネル数の組合せに対して図 3.14 に示すタワーサポートケーブルの初期張力による塔頂部の水平方向分力を算出し、それと図 3.13 に示す活荷重たわみ、主桁の曲げモーメント、最上段ケーブルの張力および主塔基部の曲げモーメントの関係を図 3.15 に示す。ここではそれらのプロットによる近似曲線と決定係数を示す。これによると、活荷重たわみ、主桁の曲げモーメントおよび最上段ケーブルの張力は、主塔塔頂部の水平方向分力が大きくなるにしたがってそれぞれの値は線形的に減少し、強い負の相関がある。つまり、4 主塔連続斜張橋における活荷重たわみ、主桁曲げモーメントおよび最上段ケーブルの張力が大きくなるのは、荷重作用により主塔塔頂部が水平方向に移動することによって生じるものであり、この主塔塔頂部の水平方向の移動を効果的に減少させることにより、4 主塔連続斜張橋の全体剛性が向上するものと考えられる。一方、主塔基部の曲げモーメントにおいては、主塔塔頂部の水平方向分力が大きくなるにしたがって減少する傾向にあるが、塔頂部の水平方向分力が 3000kN 付近から下げ止まり、それ以降若干ではあるが上昇する傾向がみられる。

この要因を考察するため、図 3.16 にタワーサポートケーブルを設置していない基本構造モデルおよび図 3.17 にケーブル断面量 T4、定着位置 4 パネルのタワーサポートケーブルを設置したモデルの主塔基部曲げモーメントに着目した載荷条件における斜張橋全体変形図、主塔部の拡大変形図および主塔の曲げモーメント分布、さらに主塔の曲げモーメント分布の内訳としてケーブル張力によって生じる曲げモーメント分布と支承反力によって生じる曲げモーメント分布を示す。なお、ケーブル張力による曲げモーメントは、左右のケーブルの水平分力の差分に作用位置の偏心量（アーム長）を乗じて求め、支承反力による曲げモーメントは、3.3.1 に示したばね定数を入力した骨組解析から算出される支承反力に対して作用位置の偏心量（アーム長）を乗じて求めた。

第 3 章

図 3.16 および図 3.17 のうち(a)の斜張橋全体変形図からタワーサポートケーブルを設置することにより主桁の変位が抑制されるとともに変形モードは基本構造モデルの対称モードから逆対称モードに変化している。図 3.16 および図 3.17 のうち(b)の 2P 主塔拡大図および(c)主塔の曲げモーメント分布から基本構造モデルは、荷重载荷に伴うケーブル張力により大きく左に変形するため、主塔と主桁に相対変位が生じ、弾性支持とした支承による反力がケーブル張力と逆の右方向に作用する。その結果、ケーブル張力によって生じる主塔の曲げモーメントは主塔基部に向かって増加していくが、支承反力によって生じる曲げモーメントはそれと逆方向となるため、主塔の支承部以下は曲げモーメントが相殺され、ほぼ一定の曲げモーメント分布となっている。一方、タワーサポートケーブルを設置したモデルは、タワーサポートケーブルによって主塔の変形が抑制され、弾性支持とした支承による反力がケーブル張力と同じ方向に作用する。その結果、ケーブル張力による主塔の曲げモーメントは全体的に減少する傾向にあるが、支承反力によって生じる曲げモーメントが相殺されず、逆に加算されるため、主塔基部の曲げモーメントは増加に転じたものと考えられる。なお、図 3.15 の塔頂部水平方向分力は、パネル数に比べケーブル断面量の影響が大きいため、図 3.13 における T4 のパネル数による変化が T1 から T3 のそれと異なったものと考えられる。

表 3.9 ケーブル断面量の検討ケース

検討ケース	T1	T2	T3	T4
ケーブル構成	$\phi 7 \times 127$	$\phi 7 \times 253$	$\phi 7 \times 499$	$\phi 7 \times 499 \times 2$ 本
断面形状 (mm)				
ケーブル本数 (本)	1	1	1	2
ケーブル総断面積 (cm^2 /片側)	44.87	97.35	192.02	384.04

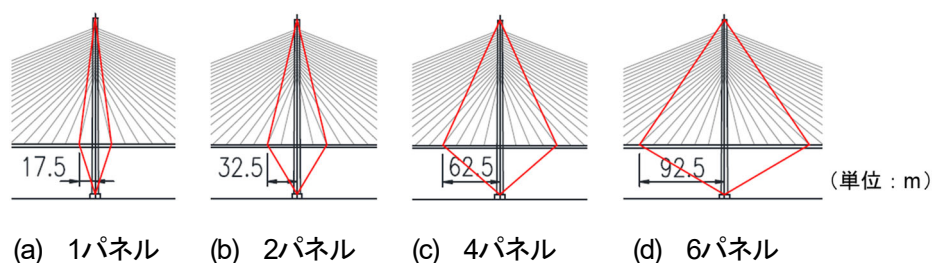


図 3.12 主桁側定着位置の検討ケース

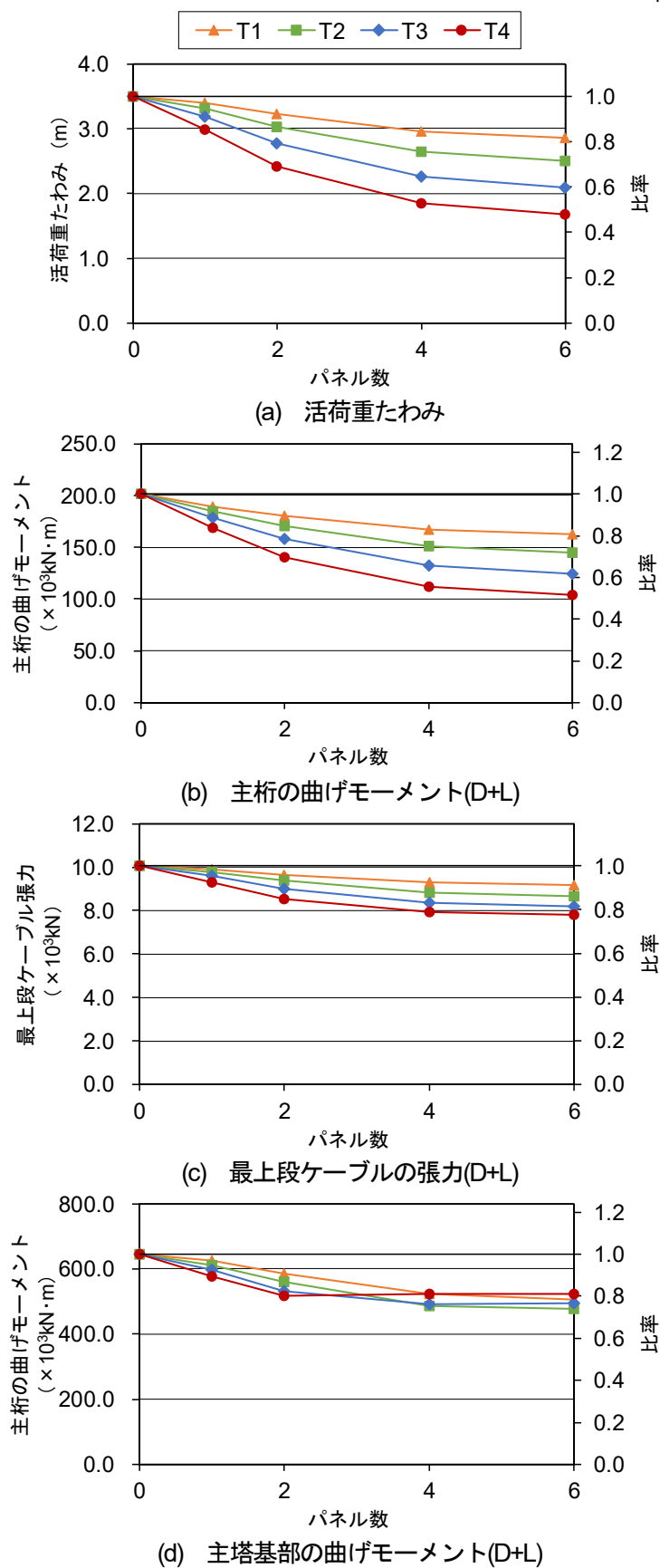


図 3.13 ケーブル断面量および主桁側定着位置の違いによる影響

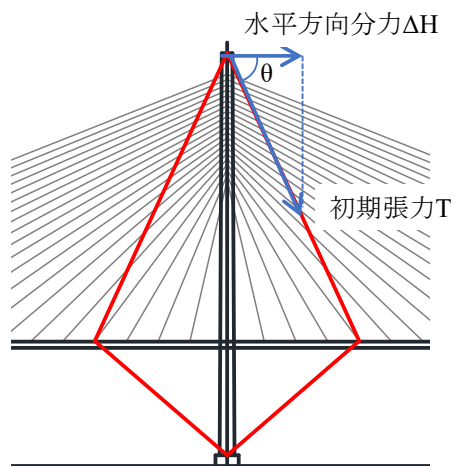
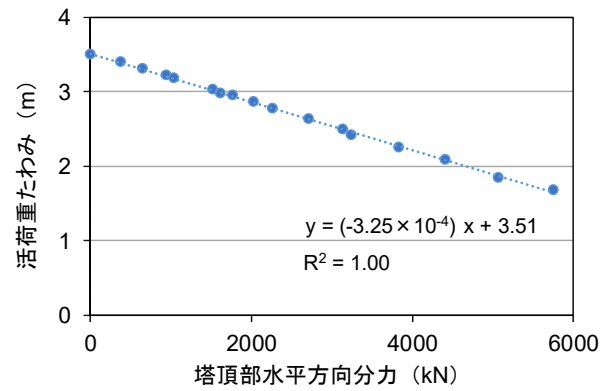
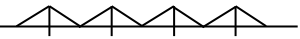
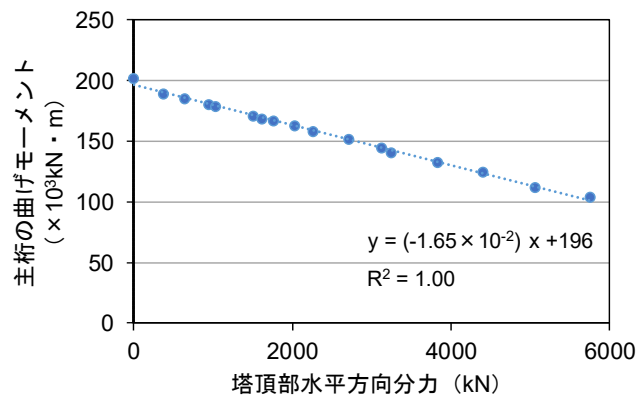


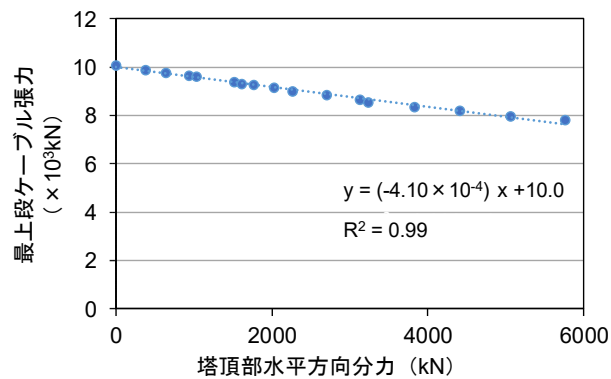
図 3.14 タワーサポートケーブルによる塔頂部の水平方向分力



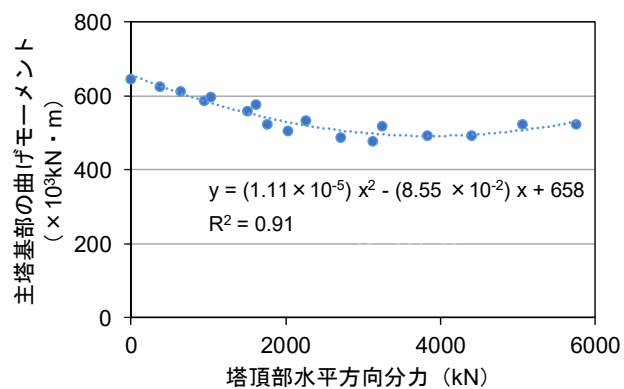
(a) 活荷重たわみ



(b) 主桁の曲げモーメント(D+L)



(c) 最上段ケーブルの張力(D+L)



(d) 主塔基部の曲げモーメント(D+L)

図 3.15 タワーサポートケーブル塔頂部水平方向分力の違いによる影響

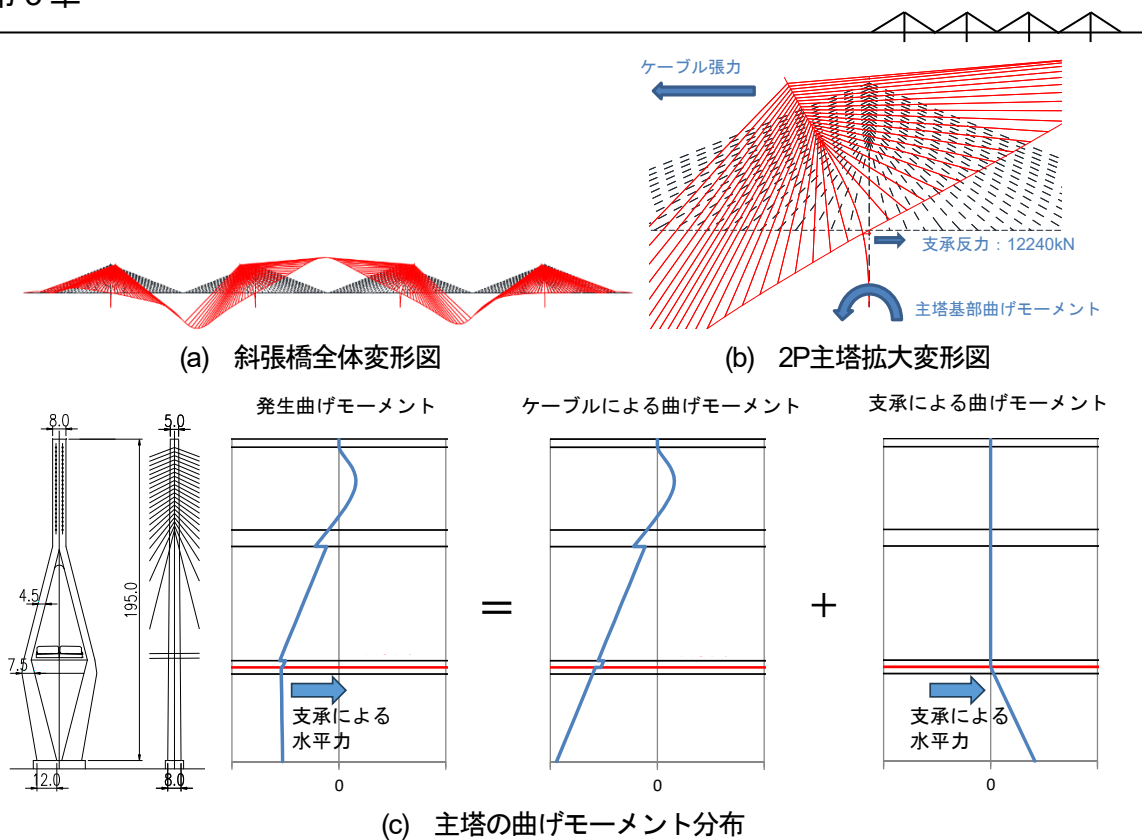


図 3.16 基本構造の変形図および主塔曲げモーメント分布

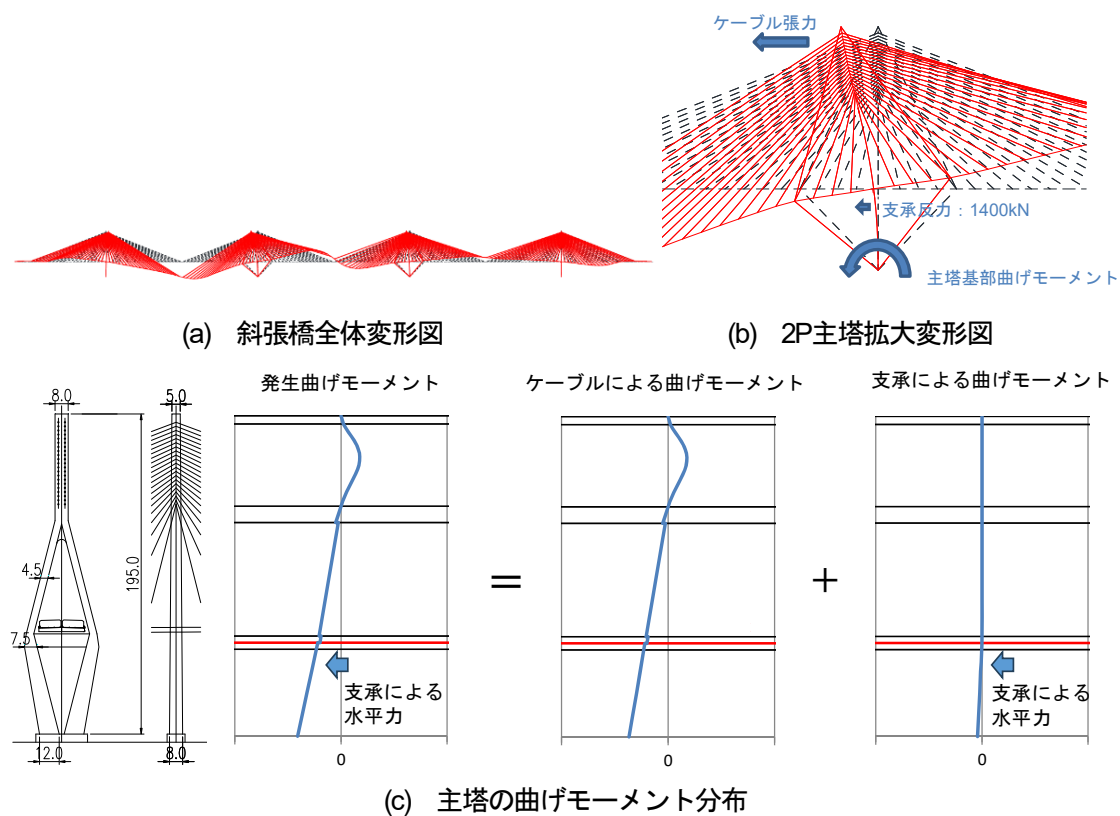
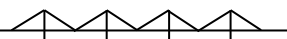


図 3.17 タワーサポートケーブル構造の変形図および主塔曲げモーメント分布



(3) 主塔基部および主塔上部におけるケーブル定着位置の違いによる影響

(2)において効果的であったケーブル T3 ($\phi 7 \times 499$) および T4 ($\phi 7 \times 499 \times 2$ 本) と主桁側定着位置の2パネルおよび4パネルに対して、主塔基部におけるケーブル定着位置の塔柱中心からの離れ（オフセット量）および主塔上部の定着位置の違いによる影響を検討した。主塔基部のオフセット量は主塔が設置される台座ブロックの形状を考慮し図 3.18 に示す 3 ケースを検討した。オフセット量が活荷重たわみに与える影響を図 3.19 に示す。オフセット量が増大するとやや活荷重たわみが小さくなる傾向にあるが、その影響は小さい。次に主塔上部の定着位置を図 3.20 に示す 2 ケースを検討した。主塔上部の定着位置が活荷重たわみに与える影響を図 3.21 に示す。主塔上部の定着位置を下げると活荷重たわみが増大する傾向にあるが、その影響は小さい。塔頂の水平変位を抑制する観点からは主塔塔頂部から定着位置を下げると効果が低下すると考えられる一方、定着位置を下げるによりタワーサポートケーブルの初期張力に対する水平方向分力が大きくなるため、改善する効果もあり、結果として活荷重たわみに与える影響は小さくなったものと考えられる。

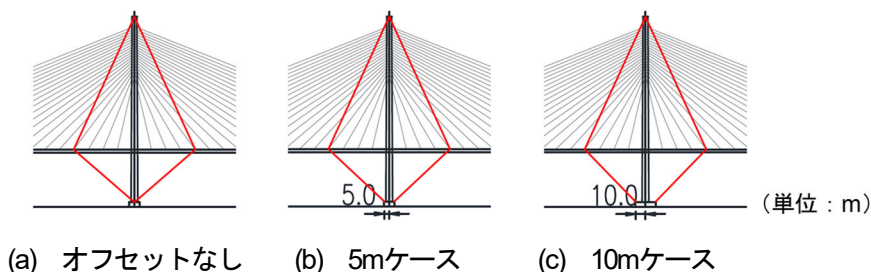


図 3.18 主塔基部におけるオフセット量の検討ケース

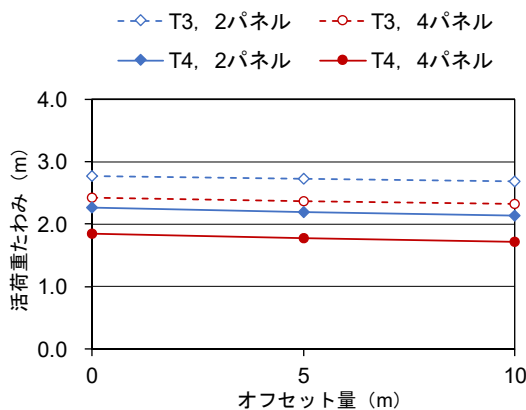


図 3.19 主塔基部のオフセット量による活荷重たわみへの影響

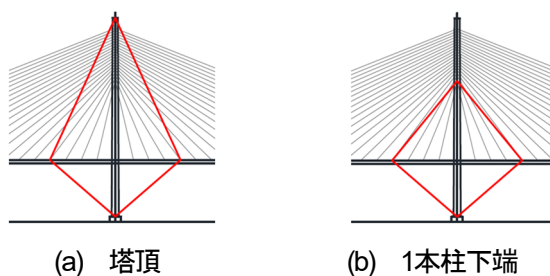


図 3.20 主塔上部における定着位置の検討ケース

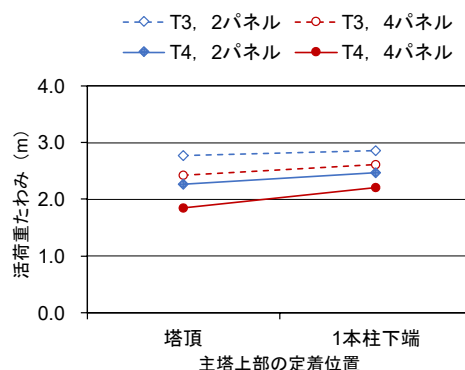


図 3.21 主塔上部の定着位置による活荷重たわみへの影響

(4) タワーサポートケーブルの断面設計

(2)および(3)の検討により、最適なタワーサポートケーブルをケーブルT3（ $\phi 7 \times 499$ ）およびT4（ $\phi 7 \times 499 \times 2$ 本）と主桁側定着位置の2パネルおよび4パネルとし、主塔基部の定着はオフセット量を0、主塔上部定着位置は塔頂として、これらを対象にタワーサポートケーブルの断面設計を行う。なお、設計にあたっては、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[3-15]（以下、H29道示Ⅱという）に規定されるケーブル部材の限界状態の照査に基づき行った。また、圧縮側となるケーブルの張力抜けが生じないように、活荷重と温度による張力を1.1倍した初期張力を導入することとした。

タワーサポートケーブルのうち作用張力の大きい主桁と主塔基部を連結するケーブルの張力と制限値の関係を図 3.22 に示す。常時および L1 地震動に対して、最も厳しい状況である死荷重、活荷重および温度荷重の組合せ作用に対する照査結果を示している。図中の P_s は導入張力、 L は活荷重による張力、 T は温度荷重による張力を示し、H29 道示Ⅱに示される軸方向引張応力度の制限値に対する作用張力の比として示している。これによると、ケーブル T3 は制限値を大きく超過する結果となった。ケーブル T4 はケーブル種別が ST1570（引張強度 $1,570\text{N/mm}^2$ 以上）の場合、制限値を若干超過するが、ケーブル種別を ST1770（引張強度 $1,770\text{N/mm}^2$ 以上）とすることにより制限値内に収まることが確認できる。

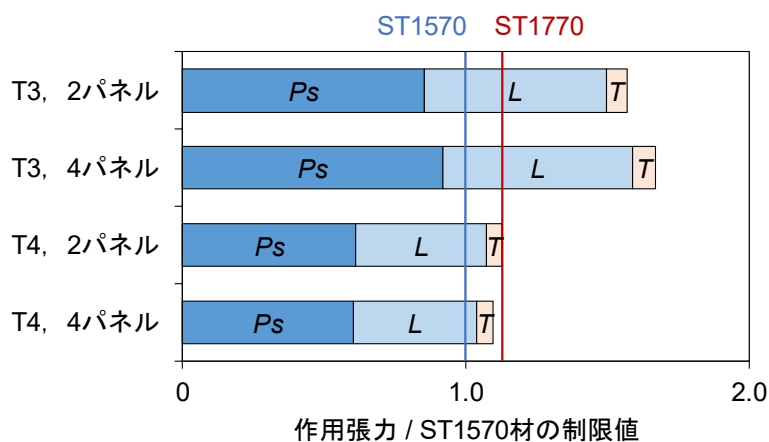
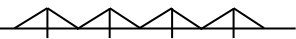


図 3.22 タワーサポートケーブル張力と制限値の関係



3.3.4 タワーサポートケーブルの最適構造

以上の結果を踏まえ、ケーブル数量は最も効果の大きい T4 (φ7×499×2 本)、主桁側定着位置は 6 パネルが最も効果が大きかったが、4 パネルと大きな差はないためケーブル数量を少なくする観点から 4 パネルを最適とし、主塔基部および主塔上部の定着位置の違いによる影響は小さいことから主塔基部オフセット量は 0、主塔上部の定着位置は塔頂としたものを最適なタワーサポートケーブルとし、その諸元を表 3.10 に示す。タワーサポートケーブルを配置した場合の斜張橋全体におけるケーブル概算数量を表 3.11 に示す。これによると、タワーサポートケーブルを設置することに伴い、追加ケーブルの数量は増加するが、従来の斜材ケーブルの発生張力が低減するため、斜材ケーブルの数量が低減する。そのため全体としては、ほぼ同数量となり、合理的に剛性向上効果が得られる構造であるといえる。

表 3.10 最適化したタワーサポートケーブルの諸元

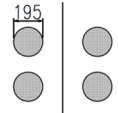
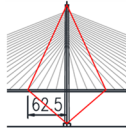
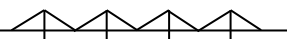
検討ケース	T4-4パネル
ケーブル構成	φ7×499×2本
ケーブル種別	ST1770
断面形状	
ケーブル本数	2本/片側
ケーブル総断面積	384.04cm ² /片側
主桁側定着位置	 (単位：m)

表 3.11 基本構造およびタワーサポートケーブル構造におけるケーブル数量

	基本構造	タワーサポート ケーブル構造
斜材ケーブル	5,600 t	4,950 t (-11.6%)
タワーサポートケーブル	0 t	670 t
合計	5,600 t	5,620 t (+0.3%)



3.4 地震動に対するタワーサポートケーブルの影響

3.4.1 検討方針

3.3 において 4 主塔連続斜張橋の主として活荷重に対する効率的な剛性向上効果をねらった最適なタワーサポートケーブル構造を示した。ここでは、タワーサポートケーブルを設置することによって、橋梁全体の振動特性や道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編[3-16]（以下、H29 道示 V という）による地震動が作用した場合の各部材への応答に与える影響を確認し、本構造の実現性を検討する。

3.4.2 検討条件

図3.1の基本構造に対して最適構造とした表3.10のタワーサポートケーブルを追加した構造を対象とする。検討条件は3.3と同様とすることを基本とし、タワーサポートケーブルは計算を簡略化するため線形部材としてモデル化し、張力抜けが生じる場合はその程度を確認する。照査対象となる地震動はH29道示Vによるが、レベル2地震動については第2章の研究から基本構造に対して最も応答の大きいタイプIを対象とし、地盤種別はⅢ種とした。要求性能は、B種の橋として、橋の耐荷性能2を満足させることとし、レベル2地震動に対しては、構造物の重要性から塑性化を許容しないこととした。レベル1地震動の照査は応答スペクトル解析により、レベル2地震動の照査は時刻歴応答解析により行った。また、第2章の研究において4主塔連続斜張橋は地震動に伴って主桁の橋軸方向への移動により生じる主塔の応答が大きいことを踏まえ、それに対するタワーサポートケーブルの影響を確認することを目的に橋軸方向を対象とした。なお、橋軸直角方向は主塔単体の振動による応答が大きいことを踏まえ、タワーサポートケーブルの影響は橋軸方向に比べ相対的に小さいと考えられる。

3.4.3 振動特性に与える影響

主塔基部に大きな曲げモーメントを生じる主桁が橋軸方向に移動するモード（遊動円木モード）における基本構造およびタワーサポートケーブル構造の比較を図 3.23 に示す。固有周期は基本構造が 4.28 秒、タワーサポートケーブル構造が 3.92 秒となり、剛性向上に伴い短周期化する傾向にある。モード形状は、タワーサポートケーブルを設けることにより中央主塔の橋軸方向の変形は抑制されているが、側主径間の主桁に大きな鉛直たわみが生じるモード形状に変化している。

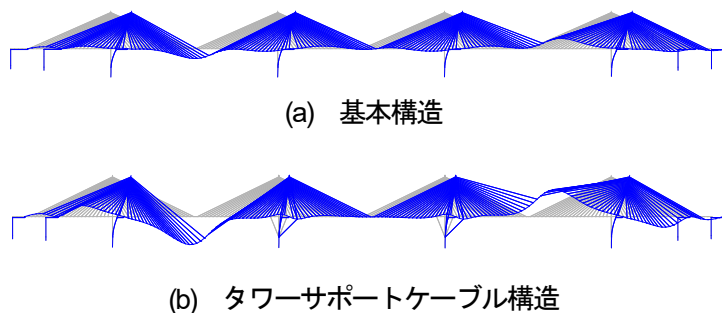
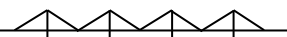


図 3.23 橋軸方向の卓越振動モード



3.4.4 レベル1地震動による影響

レベル1地震動に対する基本構造およびタワーサポートケーブル構造の各部材の応答値を表3.12に示す。タワーサポートケーブルを追加したことにより、桁端変位および主塔基部の曲げモーメントが低減していることを確認できる。一方、図3.23に示す卓越振動モードが変化することにより起因して主桁鉛直たわみ、主桁中央の曲げモーメントおよび最上段ケーブル張力は基本構造より増加しているが、レベル1地震動に対する制限値に比べると十分小さい値であり設計への影響はないといえる。なお、最大鉛直たわみは基本構造に比べ、タワーサポートケーブル構造の方が2.9倍程度増加するが、タワーサポートケーブル構造における最大の活荷重たわみの1.85mを下回っており、問題にならないと考えられる。

表 3.12 レベル1地震動に対する応答

		(I) 基本構造	(II) タワーサポート ケーブル構造	(II) / (I)
桁端変位 (m)		0.621	0.375	0.60
主桁	最大鉛直たわみ (m)	0.368	1.078	2.93
	最大曲げモーメント (kN・m)	40,430 (<241,960)	80,580 (<241,960)	1.99
最上段ケーブル張力 (kN)		5,366 (<12,230)	6,275 (<12,230)	1.17
中央主塔	主塔中間部の曲げモーメント (kN・m)	246,900 (<1,469,000)	239,700 (<1,469,000)	0.97
	主塔基部の曲げモーメント (kN・m)	1,170,500 (<2,429,600)	813,900 (<2,429,600)	0.70
	支承反力 (kN)	25,730	12,380	0.48

※1 死荷重と地震動による応答を足し合わせた値を示す

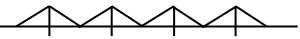
※2 不等号の右側の値は、H29道示Vに示されるレベル1地震動に対する制限値を示す

3.4.5 レベル2地震動による影響

レベル2地震動に対する基本構造およびタワーサポートケーブル構造の各部材の応答値を表3.13に示す。タワーサポートケーブルを追加したことにより、桁端変位および主塔基部の曲げモーメントが低減していることを確認できる。一方、図3.23に示す卓越振動モードが変化することにより起因して主桁鉛直たわみ、主桁中央の曲げモーメントおよび最上段ケーブル張力は、基本構造より増加しているが、これらの値は部材の制限値以下であることから設計に対する問題はないと確認できる。また、最上段ケーブルにおいて最小張力が負の値となっており、張力抜けに対する配慮が必要であるが、シムプレートの脱落防止に配慮した構造ディテールにより対応可能と考えられる。なお、最大鉛直たわみは基本構造に比べ、タワーサポートケーブル構造の方が2.2倍程度増加するが、主桁の最大曲げモーメントは制限値以内となっていることから構造安全性に対しては問題にならないと考えられる。

しかし、主桁より下段のタワーサポートケーブルは、最大張力が制限値を超過するとともに最小張力が負の値となっており、その絶対値も大きく、大規模な張力抜けが生じる可能性がある。

これらの対策として、タワーサポートケーブル本数を増加させ、最大張力を制限値以内とすることや張力抜け対策を行うことも考えられるが、より合理的な設計という観点からは吊橋のステイロープ[3-17]のようにレベル2地震動に対してタワーサポートケーブルの機能を適切に解除できる構造とする、あるいは定着部等を塑性化させエネルギー吸収部材として積極的に活用するなど構造詳細に対する検



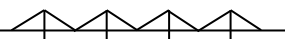
討の余地があると考えられる。これらについては今後の課題としたい。

表 3.13 レベル2地震動に対する応答

		(I) 基本構造	(II) タワーサポート ケーブル構造	(II) / (I)
桁端変位 (m)		1.517	1.097	0.72
主桁	最大鉛直たわみ (m)	1.695	3.645	2.15
	最大曲げモーメント (kN・m)	173,600 (<324,400)	297,200 (<324,400)	1.71
最上段ケーブル張力 (kN)		8,174 (<17,120)	12,786 (<17,120)	1.56
(上段：最大値，下段：最小値)		349	-3,751	
中央主塔	主塔基部の曲げモーメント (kN・m)	2,398,000 (<2,662,000)	2,139,000 (<2,662,000)	0.89
	主塔基部のせん断力 (kN)	51,390 (<56,420)	41,280 (<56,420)	0.80
	支承反力 (kN)	57,480	39,330	0.68
タワーサポートケーブル張力 (kN)		—	42,584 (<40,490)	—
(上段：最大値，下段：最小値)			-13.443	

※1 死荷重と地震動による応答を足し合わせた値を示す

※2 不等号の右側の値は、H29道示Vに示されるレベル2地震動に対する制限値を示す



3.5 主塔による斜張橋全体としての剛性向上効果

3.5.1 検討方針

4 主塔連続斜張橋を構成する各部材の剛性が全体剛性向上効果として活荷重たわみに与える影響を確認し、最も効率的に剛性向上可能な部材の検討を行う。それを踏まえ、合理的に斜張橋全体としての剛性向上に寄与する構造を検討する。対象とする橋梁は図 3.1 に示す 4 主塔連続斜張橋とし、地盤条件等において合理的な剛性向上構造は変わる可能性があるため、架橋条件は第 1 章に示した条件、つまり、海上部の軟弱な地盤上を前提とした検討を行う。

3.5.2 各部材の剛性が活荷重たわみに与える影響

4 主塔連続斜張橋の各部材の剛性が活荷重たわみに与える影響を簡易的に把握するため、3.3 において検討した構造を対象に斜張橋を構成する主桁、主塔、ケーブルのそれぞれに対して剛性を 2 倍に仮定した場合の活荷重たわみを算出し、剛性向上に対する活荷重たわみの低減効果を比較する。ここでケーブルは活荷重たわみに寄与すると考えられる上段から 10 段を対象とする。研究対象モデルは、図 3.1 に示す支間長 650m の 4 主塔連続斜張橋とし、検討の簡便性から主桁の諸元は表 2.1 に示す扁平六角形断面の鋼床版 1 箱桁を、ケーブルの諸元は表 2.2 に示すものを、主塔は表 2.3 に示す逆 Y 型 RC 主塔を想定した。解析モデルは、立体骨組みモデルとして図 2.5(b) の 4 主塔連続斜張橋を参考に、検討の簡便性から主塔基部および橋脚基部は固定条件とし、支承条件は主塔、橋脚とも鉛直方向を固定、水平方向を弾性支持として、線形化有限変位解析とした。載荷する活荷重は、H29 道示 [I3-14] に基づき L 荷重を影響線載荷した。

各部材の剛性の違いによる活荷重たわみおよびその変化率を図 3.24 に示す。剛性を 2 倍とした場合に最も活荷重たわみの低減効果が高いものはケーブル剛性であり、活荷重たわみを約 70% に低減した。次いで、主塔剛性であり、約 82% に低減した。一方、合理的な剛性向上という観点から剛性を向上させた場合の建設費用への影響を考慮しておく必要がある。建設費用への影響を精緻に評価することは困難であるが、既往実績を元に建設費用における鋼重あたりの各部材の単価を算出し、剛性を 2 倍とした場合に必要となる鋼重にその単価を乗じることにより建設費用を算出した。剛性を 2 倍とした場合の活荷重たわみの低減率をケーブル、主桁および主塔を合算した建設費用に対する各部材における建設費用の増加率により除した比率を図 3.25 に示す。ここで、図中には剛性を 2 倍とした場合の建設費用の増加率も併せて示す。これによるとケーブルの建設費用は一般に鋼部材のそれと比べ高価であるため、建設費用増加率あたりの活荷重たわみの低減効果が最も大きいのは主塔剛性となり、主塔剛性を向上させることが最も経済優位性の高い斜張橋全体としての剛性向上に寄与する構造であるといえる。なお、ここでは各部材の剛性のみを変化させた検討としており、例えば、主桁剛性を向上させる場合には、その重量増によるケーブル、主塔および基礎等への影響を考慮していない。つまり、主桁は剛性を増加させることによる死荷重増の影響がケーブル、主塔および基礎に及ぶが、主塔の影響は基礎のみであるため、より主塔の方が剛性増加に対して橋梁全体系における経済性は優位であるといえる。

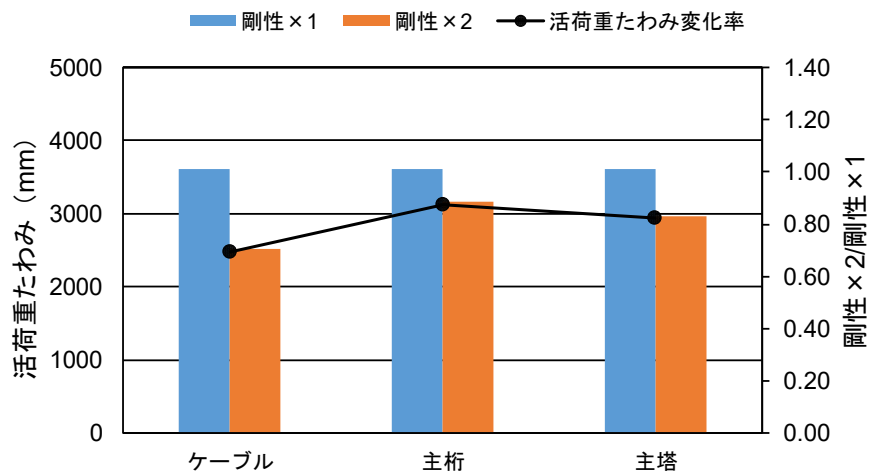


図 3.24 各部材の剛性変化による活荷重たわみおよびその変化率

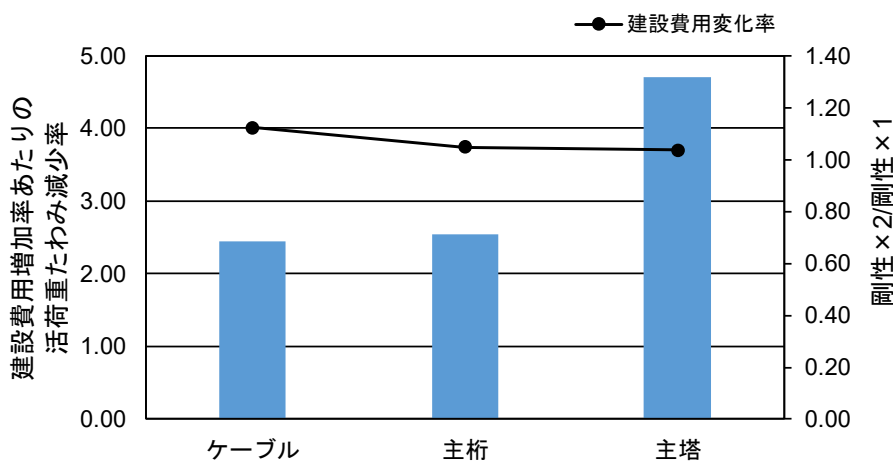
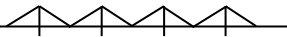


図 3.25 建設費用増加率あたりの活荷重たわみ減少率

3.5.3 主塔形状による斜張橋全体としての剛性向上効果

3.5.2 の結果を踏まえ、主塔形状による合理的な斜張橋全体としての剛性向上構造を検討する。主桁の活荷重たわみを抑制するためには主塔の橋軸方向の剛性を向上させる必要がある。その方法としては橋軸方向の断面幅を大きくする方法と幾何学的な形状変更による方法が考えられる。そこで図 3.26 に示す 4 つのケースを検討する。合理的な剛性向上構造の検討を目的としているため、活荷重たわみを指標として各ケースとも同一の活荷重たわみを確保するために必要となる主塔剛性を有する形状を設定し、それに要する橋梁全体の建設費用を比較する。吊り形式橋梁である吊橋における本橋と同規模であり鋼 1 箱桁の事例として、白鳥大橋（最大支間長 720m）の活荷重たわみが支間長 L に対して $L/234$ [3-18]、来島海峡第一大橋（最大支間長 600m）の活荷重たわみが $L/238$ [3-7]、3 主塔連続斜張橋の事例として、Queensferry Crossing（最大支間長 650m）の活荷重たわみが $L/270$ [3-5]であることを踏まえ、ここでは目標とする主桁の活荷重たわみを安全側に配慮して $L/300$ 以下とした主塔形状を想定する。また、海外における多径間連続斜張橋においては主塔剛性を向上させる構造が多く、そのほとんどが RC 主塔であるが、研究対象の橋梁は海上部の非常に軟弱な地盤上に位置し、主塔重量が増加

第3章



することに対して基礎が増大し、橋梁全体としての建設費用が増加する傾向にあることを踏まえ、鋼製主塔を想定する。鋼・コンクリートの混合構造として Millau Viaduct[3-19]や複合構造として Jiangxinzhou Yangtze River Bridge[3-20]の事例もあるが、上述と同様にコンクリートを用いることによって重量が増加し建設費用の増大が懸念される。つまり、これまでに長大な多径間連続斜張橋において事例のない鋼製主塔を対象とした研究に新規性がある。建設費用は既往実績を元に鋼重あたり単価等を算出し、主塔形状の変更に伴う橋梁全体として必要な鋼重等を算出し、それに単価を乗じることにより算出した建設費用のうち最も安価なケースを1とした比率により示す。ケース1は主塔断面の橋軸方向幅を大きくすることにより剛性を確保する形状である。ケース2は橋軸方向の剛性向上をねらい主塔を橋軸方向にアルファベットのAの形状としたケースで、図3.27に示すように主桁を上下線により分離した分離2箱桁とし、その中央に主塔を配置したケースである。ケース3はケース2に対して基礎費用の増大を抑えるため主塔基礎の形状を縮小させることをねらい主塔基部の橋軸方向の幅を縮小した形状であり、ケース2と同様に主桁は分離2箱桁である。ケース4は主桁の上下線分離構造を避けるため、既往の Rio-Antirio Bridge[3-4]と同様に主塔を四角錐の形状としたケースである。各ケースの構造諸元を表3.14に示す。各ケースの橋梁全体の建設費用について最も安価なケースに対する比率を図3.28に示す。建設費用の比率から最も経済性のある形状はケース2の橋軸方向A型主塔であった。ケース1の従来からある主塔形状の橋軸方向の幅を大きくしたケースは主塔基部の橋軸方向の幅が21m必要となり、それに伴って主塔および基礎の建設費用が大きく増大する結果であった。ケース2は橋軸A型主塔としたことにより主桁が分離2箱桁となるため主桁建設費用が増加するが、橋梁全体の建設費用としては検討ケースのなかにおいて最小となった。ケース3は主塔基礎の縮小をねらい橋軸方向の主塔基部の幅を小さくしたが、橋軸方向の剛性を確保するために主桁位置付近の主塔幅が20m必要となり、結果として主塔鋼重がケース2に比べ増加し、基礎縮小による効果が相殺されるためケース2より若干建設費用が増加した。ケース4は主桁が上下線一体構造であるためケース2およびケース3に比べ主桁の建設費用が低減されるが、主塔規模が増大するため、結果として橋梁全体の建設費用が増大した。以上の結果から、本検討の条件においては橋軸方向にA型形状とした主塔が最も経済優位性のある斜張橋全体の剛性向上効果の高い構造であるといえる。

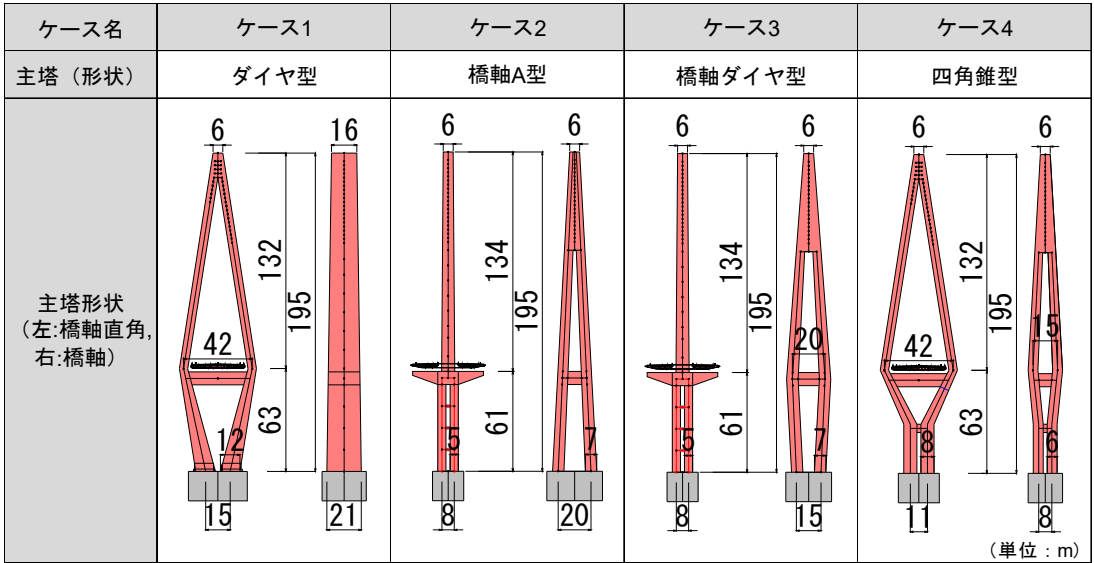


図 3.26 主塔形状による剛性向上構造の検討ケース

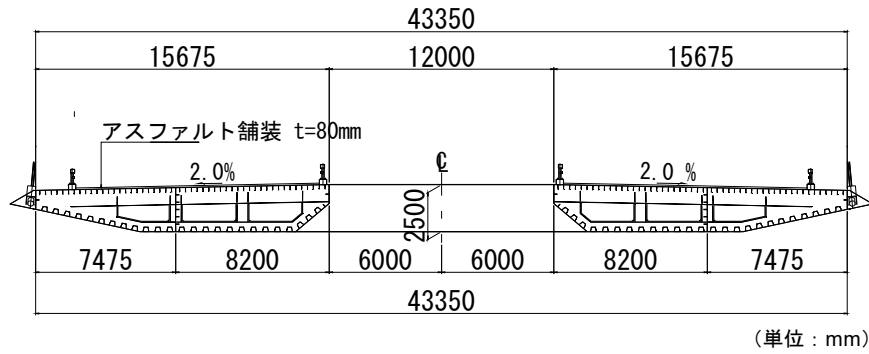


図 3.27 鋼床版分離2箱桁断面

表 3.14 主塔形状の違いによる各ケースの構造諸元

部材		断面諸元	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
主桁	使用材料		SM490Y			
	断面積 (m ²)		1.38	0.68	0.68	1.38
	断面2次モーメント (m ⁴)		1.50	0.61	0.61	1.50
ケーブル	使用材料		$\sigma_u=1,570\text{N/mm}^2$			
	断面積 (m ²)		0.01920~	0.01990~	0.01990~	0.01990~
			0.00281	0.03271	0.03271	0.03271
主塔 (柱あたり)	ケーブル 定着部	使用材料	SM490Y			
		断面積 (m ²)	2.42~3.00	1.03~3.50	1.03~3.50	1.21~1.50
		断面2次モーメント (m ⁴)	70.0~98.6	5.20~63.8	5.20~63.8	3.89~5.48
	2柱部	使用材料	SM490Y			
		断面積 (m ²)	2.08~3.68	1.45~1.79	1.45~1.79	1.04~1.84
		断面2次モーメント (m ⁴)	66.0~115	9.96~13.7	9.96~13.7	3.67~6.44
	基部	使用材料	SM490Y			
		断面積 (m ²)	4.76~7.28	1.32~2.03	1.32~2.03	1.89~2.31
		断面2次モーメント (m ⁴)	261~394	7.15~13.9	7.15~13.9	10.8~14.5

注) 主桁は標準部の値を示し、分離2箱桁は主桁1本あたりを示す。

ケーブルは中央主径間の値を示す。

主塔は中央主塔の値を示し、断面2次モーメントは橋軸方向を示す。

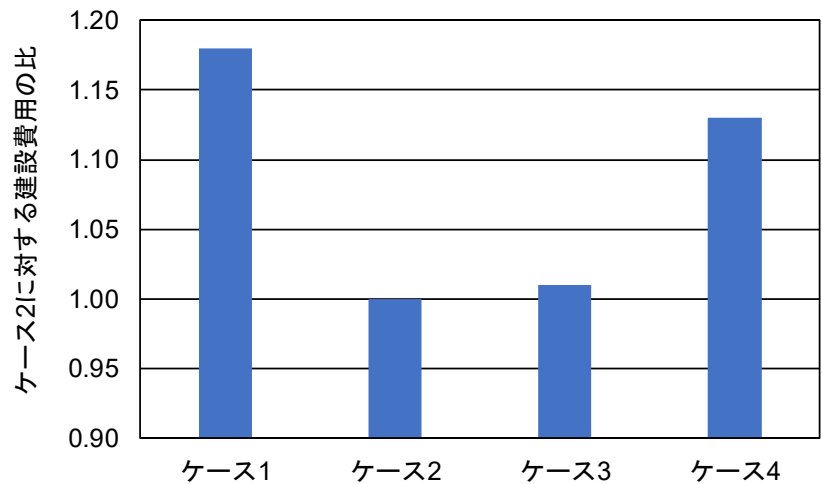


図 3.28 主塔形状の違いによる建設費用

3.5.4 主塔材料による検討

3.5.3 の結果から橋軸 A 型主塔が斜張橋全体の剛性向上構造として合理的であることを確認したが、鋼製主塔を基本に検討した結果である。ここでは、橋軸 A 型主塔の材料の違いによる影響を検証する。橋梁全体の建設費用に対する基礎費用の影響は大きく、基礎は架橋条件、つまり地盤条件の影響を大きく受ける構造物である。本研究においては、第 1 章に示した海上部の軟弱地盤に架橋することを想定して、鋼製主塔および RC 主塔の比較を行う。なお、目標とする主桁の活荷重たわみは、3.5.3 と同様に L/300 とし、それを確保する主塔形状を設定する。主塔材料の違いによる主塔形状を図 3.29 に、断面諸元を表 3.15 に示す。これらに基づく主塔材料の違いによる橋梁全体の建設費用について最も安価なケースを 1 とした比率を図 3.30 に示す。RC 主塔は部材の剛性が高いため橋軸方向に A 型とする必要がなく、1 本柱構造により目標とする主桁の活荷重たわみを確保できる。しかし、本架橋条件において RC 主塔の重量により基礎が大型化するため、橋梁全体の建設費用としては鋼製主塔の方が経済優位性は高いことが確認できる。

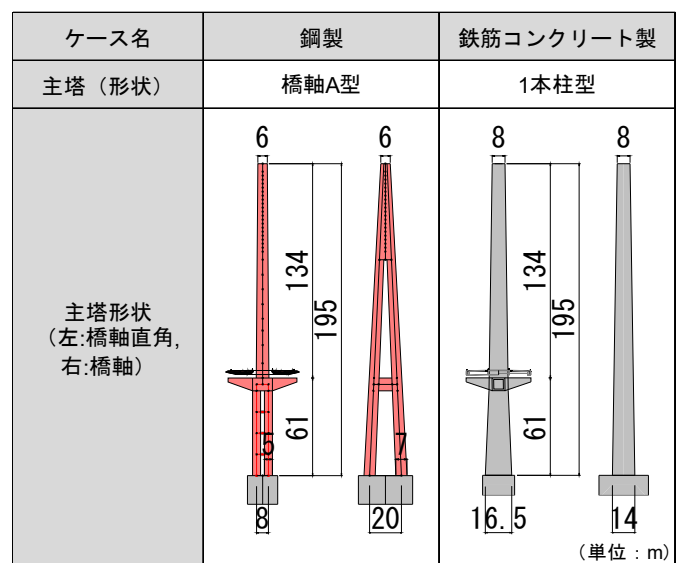


図 3.29 主塔材料の違いによる主塔形状

表 3.15 主塔材料の違いによる各ケースの構造諸元

部材		断面諸元	鋼製	コンクリート製
主桁		使用材料	SM490Y	SM490Y
		断面積 (m ²)	0.68	0.50
		断面2次モーメント (m ⁴)	0.61	0.68
ケーブル		使用材料	$\sigma_u=1,570\text{N/mm}^2$	$\sigma_u=1,570\text{N/mm}^2$
		断面積 (m ²)	0.01990～ 0.03271	0.01920～ 0.00281
主塔 (柱当り)	ケーブル 定着部	使用材料	SM490Y	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ SD490
		断面積 (m ²)	1.03～3.50	57.6～94.8
		断面2次モーメント (m ⁴)	5.20～63.8	2041～6529
	2柱部 (中間)	使用材料	SM490Y	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ SD490
		断面積 (m ²)	1.45～1.79	48.8～84.6
		断面2次モーメント (m ⁴)	9.96～13.7	1380～2543
	基部	使用材料	SM490Y	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ SD490
		断面積 (m ²)	1.32～2.03	97.8～125.4
		断面2次モーメント (m ⁴)	7.15～13.9	2970～4066

注) 主桁は標準部の値を示す。

ケーブルは中央主径間の値を示す。

主塔は中央主塔の値を示し、鋼製の2柱部および基部は柱1本あたりを示す。

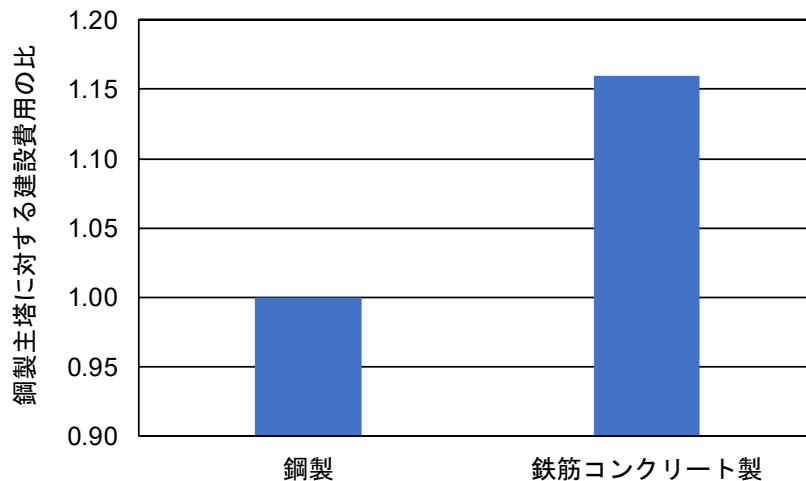
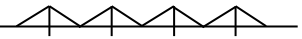


図 3.30 主塔材料の違いによる建設費用

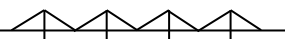


3.6 計画コンセプトを踏まえた斜張橋全体としての剛性向上構造の提案

3.3 および 3.5 を踏まえ、4 主塔連続斜張橋に対する全体剛性の向上構造として、タワーサポートケーブルを設ける構造と主塔形状を橋軸方向に A 型形状とする構造を提案した。一方、研究対象橋梁は第 1 章に示した計画コンセプトを高度に両立することを目指している。つまり、多様な性能それぞれの高性能化を図ることである。そこで、計画コンセプトに照らし、提案した斜張橋全体としての剛性向上構造を踏まえた主塔形状の比較検討を行う。その結果を表 3.16 に示す。タワーサポートケーブル設置案は、従来の 2 主塔斜張橋に採用されるダイヤ型（例えば、名港中央大橋）や H 型（例えば、横浜ベイブリッジ）、逆 Y 型（例えば、多々羅大橋）、A 型（例えば、名港西大橋）などの主塔形状が考えられるが、ここでは代表してダイヤ型主塔を対象とする。主塔形状による剛性向上構造は、3.5 の結果から橋軸 A 型主塔である。これらを比較した結果、タワーサポートケーブルを設置した構造は、耐災害性の観点から地震時挙動にリスクがあること、航行船舶がタワーサポートケーブルに衝突するリスクがあること、景観の観点からタワーサポートケーブルが煩雑な印象を与えること、維持管理性の観点から海上部に位置するためタワーサポートケーブル下部定着部の腐食環境が厳しいことなどのデメリットが考えられる。一方、橋軸 A 型主塔は、景観の観点が優れ、維持管理面においても他案と比べたデメリットがなく、計画コンセプトの適合性が高いと評価できる。しかし、耐災害性の観点から、橋軸 A 型主塔は一般的な長大斜張橋の主塔形状と異なり、橋軸直角方向に主塔基部が 1 本柱となる。1 本柱は想定を超える地震が生じた場合に基部の塑性化が進行すると、例えば、兵庫県南部地震によって阪神高速道路 3 号神戸線ピルツ橋が橋軸直角方向に倒壊したように冗長性に劣る可能性がある。この課題への対応については、主塔基部を 2 本柱化したラーメン構造により冗長性の向上を図ることが可能であると考えられ、その詳細は第 7 章に示す。以上を踏まえると、橋軸 A 型主塔が最も計画コンセプトを高度に両立する、つまり研究対象の架橋条件における多様な性能を高性能化したものと評価できる。

表 3.16 各主塔形状に対する計画コンセプトの適合性の評価

計画コンセプト		災害時においても、人流・物流ネットワーク機能を確保できる道路	「みなと神戸」にふさわしい世界に誇れる景観を創出する道路	将来にわたって健全な状態を維持し、時代の変化に対応できる道路
		■設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと ■非常においても、地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること ■これまでの橋梁技術の知見の蓄積に、先進的な技術を組み合わせ、より効率的に性能を確保できる構造とすること	■地域をつなぐ線としての連続性を意識し、「みなと神戸」にふさわしく、まちの魅力づくりに貢献できること ■百年先の土地利用の変化にも対応しうること ■社会環境や自然環境と調和すること	■百年、さらにその先においても、健全で快適な状態を維持しやすいこと ■将来の社会環境の変化にも対応が容易な構造とすること ■維持管理しやすい構造であるとともに、先進的な技術の活用により、高度化及び効率化が図られた構造とすること
タワーサポートケーブル構造		△：橋軸方向に対する地震時挙動にリスクがある ○：橋軸直角方向に対する冗長性がある △：航行船舶の衝突リスクがある ○：先進的な技術である	△：タワーサポートケーブルが煩雑な印象を与える	△：タワーサポートケーブル下部定着部の腐食環境が厳しい
橋軸A型主塔		△：橋軸直角方向に1本柱となり地震時にリスクがある ○：橋軸方向に対する冗長性がある	○：側面形状に特徴があり、主要視点場である側面から見た際のシンボル性がある ○：連続斜張橋の特性を踏まえた構造的美しさを有している ○：シンプルな形状かつこれまでにない主塔形状でランドマーク性を有している	—



3.7 まとめ

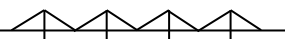
本章では、支間長 650m を 3 径間有する 4 主塔多径間連続斜張橋を対象に、活荷重の偏載荷に対して合理的に斜張橋全体の剛性を確保する構造として、新たなケーブルシステムであるタワーサポートケーブル構造を提案し、既存のケーブルシステムと比較することにより剛性向上効果および経済性を示すとともに、最適構造の検討を行った。また、斜張橋を構成する部材のうち、想定される架橋条件において主塔剛性が最も効率的に斜張橋全体としての剛性向上に寄与することを示すとともに、種々の主塔形状から合理的な主塔形状を提案した。さらに、計画コンセプトに基づく比較検討により想定される架橋条件における高性能な斜張橋全体としての剛性向上構造を示した。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

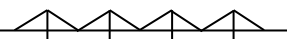
- (1) 斜張橋全体の剛性向上構造として、既往実績のある主塔連結ケーブル構造、クロスケーブル構造および本研究において提案したタワーサポートケーブル構造を比較した結果、タワーサポートケーブル構造は必要なケーブル補強数量に対する活荷重たわみ、主桁曲げモーメント、最上段ケーブル張力および主塔基部曲げモーメントの低減効果が最も大きいことを明らかにした。
- (2) 静的荷重に対するタワーサポートケーブルの最適構造は、ケーブル $\phi 7 \times 499$ を片側に 2 本配置し、主桁側定着部は主塔から 4 本目の斜材ケーブル位置であることを示し、斜材ケーブルと合わせた全ケーブル数量は基本構造と同程度となることを明らかにした。
- (3) タワーサポートケーブルによる主塔塔頂部の水平方向分力と活荷重たわみ、主桁の曲げモーメントおよび最上段ケーブル張力は負の相関があるため、主塔塔頂部の水平変位を抑制することが斜張橋全体としての剛性向上に寄与することを明らかにした。
- (4) タワーサポートケーブルを設置した斜張橋構造において、レベル1地震動に対して問題となる影響は確認されないが、レベル2地震動に対してタワーサポートケーブルの張力制限値の超過および張力抜け、さらに斜材ケーブルの張力抜けが確認され、それらへの対策が必要である。
- (5) 想定される架橋条件においては、斜張橋を構成する部材のうち、主塔が最も効率的に斜張橋全体としての剛性向上に寄与することを明らかにするとともに、経済優位性が高く合理的な主塔形状は橋軸方向に A 型形状であることを明らかにした。
- (6) タワーサポートケーブルを設置した主塔と橋軸 A 型主塔を計画コンセプトに基づく比較を行った結果、耐災害性、景観、維持管理性の観点から橋軸 A 型主塔が優位であること、つまり想定される架橋条件においては橋軸 A 型主塔が多様な性能に対して高性能化が図れることを示した。

本章で得られた課題は以下のとおりである。

本章では、多径間連続斜張橋における合理的な斜張橋全体の剛性向上構造としてタワーサポートケーブル構造を提案したが、レベル2地震動に対しては問題となる影響を与える可能性があることが確認された。タワーサポートケーブル構造はシンプルかつ合理的な剛性向上構造であり、架橋条件に応

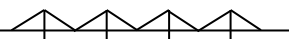


じて優位となる可能性があるため、課題となったレベル 2 地震動作用時にはタワーサポートケーブルの機能を適切に解除できる機構の導入や定着部等を塑性化させエネルギー吸収部材として活用するなど構造詳細のさらなる研究開発が必要である。また、最適な斜張橋全体の剛性向上構造として橋軸 A 型主塔を提案したが、架橋条件や地盤条件が異なる場合、最適な剛性向上構造は異なる可能性があるため、それぞれの条件に応じて改めて検討が必要である。



3.8 第 3 章 参考文献

- [3-1] 藤野陽三, 長井正嗣: 吊形式橋梁の現状と将来, 鋼構造論文集, 第 1 巻 3 号, pp.17~35, 1994.9.
- [3-2] 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規: 主径間長 650m の多径間連続長大橋の構造特性と実現性に関する基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), vol.78, No.3, pp.331-349, 2022.
- [3-3] Bergermann B., Schlaich M.: The Ting Kau Bridge in Hong Kong, IABSE Symposium Kobe 1998, pp.409-414, 1998.9.
- [3-4] Combault J., 須藤誠, 小沼恵太郎: リオン・アンティリオン橋の建設—計画と設計—, 橋梁と基礎, 建設図書, Vol.34, No.12, pp.17-21, 2000.
- [3-5] Hussain N., Carter M., Kite S., Minto B.: Forth Re-placement Crossing Concept Design, IABSE Symposium London 2011, 2011.9.
- [3-6] (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2012.
- [3-7] 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1995.
- [3-8] (社) 土木学会: 鋼斜張橋—技術とその変遷— [2010 年版], 2013.
- [3-9] (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002.
- [3-10] (社) 土木学会: ケーブルを使った合理化橋梁技術へのノウハウ, 2007.
- [3-11] <http://structurae.net/structures/data/index.cfm?id=s0019393>, 2023 年 6 月 6 日閲覧
- [3-12] 奥川淳志: 長大斜張橋—多々羅大橋—の計画概要, 溶接学会誌, 第 60 巻, 第 8 号, pp. 29-33, 1991.
- [3-13] 長井正嗣, 謝旭, 山口宏樹, 野上邦栄, 新井田勇二: 斜張橋主桁の終局挙動, 強度特性の解明と安定照査に関する一考察, 土木学会論文集, No. 647, pp.253-265, 2000.
- [3-14] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解 I 共通編, 2017.
- [3-15] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解 II 鋼橋・鋼部材編, 2017.
- [3-16] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解 V 耐震設計編, 2017.
- [3-17] 古家彦彦, 磯江浩, 帆足博明, 平野茂: 芸予地震における動態観測と来島海峡第一大橋センタースティロッド破断に対する検証, 鋼構造論文集, 第 10 巻第 39 号, pp. 131-141, 2003.
- [3-18] 西本聡, 前川務, 山地健次, 東泰宏: 白鳥大橋補剛桁の設計・製作, 橋梁と基礎, 建設図書, Vol.30, No.5, pp.23-32, 1996.
- [3-19] Virlogeux M., Servant C., Cremer J. M., Martin J. P. and Buonomo M.: Millau Viaduct, France, Structural Engineering International, Vol.15, No.1, pp.4-7, 2005.
- [3-20] Wei L., Yan Y., Huang L., Ma Z. and Song Y.: Overall Design of the Nanjing Jiangxinzhou Yangtze River Bridge, IABSE Congress Nanjing, pp. 157-164, 2022.



第4章 斜張橋全体剛性に対する性能照査法の提案および最適化

4.1 概説

第2章の研究から、多径間連続斜張橋は図2.27に示したように鉛直方向荷重に対して側径間の端橋脚および中間橋脚による拘束効果が小さいことにより、従来の斜張橋に比べ中央主塔や中央径間の主桁の変位が大きい特徴がある。そのため、第1章に示したとおり既往事例においては斜張橋全体の剛性を確保する種々の対策が行われている。一般に橋全体の剛性を示す指標として活荷重たわみがいられる。我が国においては、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[4-1]（以下、道示Ⅱという）において、橋全体として必要な剛性を確保することを要求性能として定め、そのみなし規定として、斜張橋形式においては荷重係数を乗じない活荷重を影響線載荷した際に生じる主桁の鉛直変位 δ （以下、活荷重たわみという）に対して、 $L/400$ （ L ：支間長）以下となることを求めている。ここに示されるみなし規定は吊橋のそれとも異なり、過去の事例を参考に経験的に定められたものであるが、本研究の対象としているこれまでに類を見ない規模の新しい形式である多径間連続斜張橋に対する適用性が検討された事例はない。また、上述のとおり既往の多径間連続斜張橋の事例において斜張橋全体の剛性を確保するための対策は行われているが、性能照査という観点から必要な剛性を検討された事例はない。

そこで本章では、橋全体としての剛性や活荷重たわみに関する文献等を調査し、斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目を提案する。併せて、図4.1に示す支間長650mを3径間有する多径間連続斜張橋（以下、4主塔連続斜張橋という）にそれを適用し、斜張橋全体剛性の違いによる性能照査項目および経済性に与える影響を比較することによって、最適な剛性を有する4主塔連続斜張橋構造を提案する。

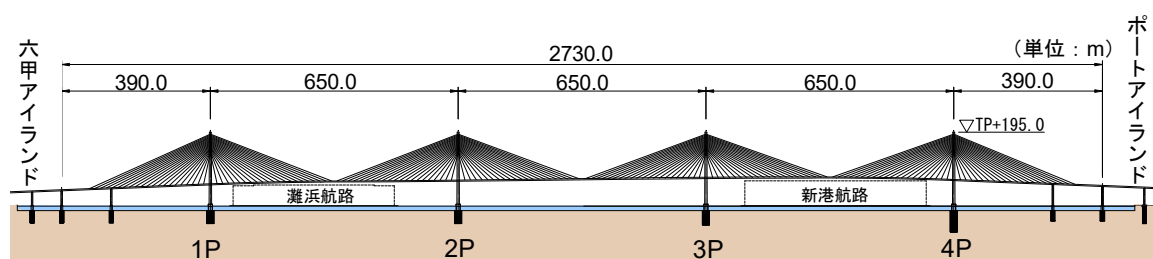
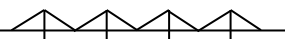


図 4.1 研究対象橋梁



4.2 斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目の提案

4.2.1 たわみの照査に関する基準

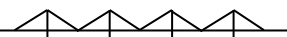
支間長 200m 以下を対象とする道示Ⅱにおいて、たわみ規定に関する要求性能は橋全体として必要な剛性を確保しなければならないとされ、そのみなし規定として、斜張橋形式においては活荷重たわみ δ を支間長 L に対して $L/400$ 以下となることを求めている[4-1]。同書においては、橋全体としての剛性が低い場合に二次応力による予期せぬ損傷が生じる、過大なたわみや振動によって走行安全性に問題が生じる等が解説されている。ここで、斜張橋の活荷重たわみに対する規定が導入されたのは 1973 年（昭和 48 年）に改定された道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編であり、たわみ規定値は道示Ⅱと同様の値である。同書においては、数値的に確定するに足る資料は乏しいので、内外の設計事例を参考にして経験的に定めたとされ、当時の建設事例から吊橋とともに支間長 200m 前後の設計例による最大たわみが示されている[4-2]。

支間長 200m を超える長大橋を対象とした基準のひとつである本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説[4-3]（以下、本四基準という）においては、支間長 200m を超える橋のたわみは、橋の性状を考慮して検討するものとするとしてされており、具体的な活荷重たわみに対する規定は設けられていない。また、海外の諸基準をみると、AASHTO LRFD は使用限界状態に対する任意の規定としてたわみの制限値が示されているが、その値は自動車荷重の場合において $L/800$ とされ、過去の慣例として使用を許すが、推奨しないとされている[4-4]。Eurocode は使用限界状態に対して必要に応じて照査することとされているが、具体的な規定はなく、注記には変形および振動に関する使用限界状態の検証として例外的な場合のみ考慮し、荷重にはしばしば起こる作用の組合せ（frequent combination）が推奨されると記載されている。さらに、走行作用による振動は、快適性の基準を考慮する必要があると解説されている[4-5]。公路鋼構造橋梁設計基準（中国）は、支間長に対する比により、活荷重たわみの制限値が規定され、斜張橋においては道示Ⅱと同じ $L/400$ 以下とされている[4-6]。なお、海外の諸基準は活荷重の規模が異なることに注意を要する。

4.2.2 既往長大橋における活荷重たわみの現状

研究対象橋梁の支間長は 650m であることから、それと同規模として支間長 500m 以上の既往長大橋における活荷重たわみの事例を表 4.1 に、支間長 L と活荷重たわみ δ の比である活荷重たわみ比 δ/L と支間長の関係を図 4.2 に示す。斜張橋の事例は少ないため、同じ吊り形式橋梁である吊橋も対象とする。国内の斜張橋の事例において活荷重たわみは概ね道示Ⅱに示されるたわみ規定値である $L/400$ 以下となっており、名港中央大橋の側径間においてその値を下回っている事例があるのみである。従来の 2 主塔斜張橋は第 2 章に示したとおり、側径間の拘束効果により中央径間の活荷重たわみは小さい傾向にあるため、特段の活荷重たわみへの対策を要することなく活荷重たわみが $L/400$ 以下になると考えられる。長大な多径間連続斜張橋の事例は海外のみになるが、Queensferry Crossing はたわみ規定値として $L/175$ としている[4-7]が、ケーブルを中央径間においてラップさせることによって活荷重たわみを $L/270$ に抑制している[4-7]。それ以外の橋梁は事例が少ないが活荷重たわみ対策を行った結果として $L/400$ 以下となっている。吊橋の活荷重たわみは道示Ⅱに示されるたわみ規定である $L/350$

第 4 章



を上回っている事例が多く、概ね $L/200$ から $L/300$ 程度となっている。これらの橋梁は現時点において橋梁全体系の活荷重たわみに起因する大きな課題は報告されていない。前項において示した橋全体の剛性を一定程度確保するための目的として、変形に伴う 2 次応力による予期せぬ損傷が生じることや、過大なたわみおよび振動によって走行安全性に問題が生じることを防止するためと考えると、吊橋と斜張橋は構造的な違いはあるものの、上記の目的に対しては大きな違いはないと考えらる。

表 4.1 既往長大橋の活荷重たわみの事例 ([4-3]に加筆)

橋梁名	最大支間長 (m)	活荷重たわみ (m)	活荷重 たわみ比	形式	国名
明石海峡大橋	1991	8.00	1/249	吊橋	日本
Golden Gate Bridge	1280	3.29	1/390	吊橋	アメリカ
南備讃瀬戸大橋	1100	3.02	1/364	吊橋	日本
来島海峡第三大橋	1030	2.76	1/373	吊橋	日本
来島海峡第二大橋	1020	2.59	1/394	吊橋	日本
Forth Road Bridge	1005	4.11	1/244	吊橋	イギリス
北備讃瀬戸大橋	990	2.60	1/381	吊橋	日本
下津井瀬戸大橋	940	2.43	1/387	吊橋	日本
多々羅大橋	890	1.68	1/530	斜張橋	日本
大鳴門橋	876	2.90	1/302	吊橋	日本
因島大橋	770	2.33	1/330	吊橋	日本
白鳥大橋	720	3.07	1/234	吊橋	日本
関門橋	712	2.44	1/292	吊橋	日本
Queensferry Crossing	650	2.40 ※1	1/270	連続斜張橋	イギリス
来島海峡第一大橋	600	2.52	1/238	吊橋	日本
名港中央大橋	590	(側径間) 0.760 (主径間) 1.288	1/382 1/458	斜張橋	日本
レインボーブリッジ	562	1.51	1/372	吊橋	日本
大島大橋	560	181	1/309	吊橋	日本
Rion-Antirion Bridge	560	1.15 ※1	1/486	連続斜張橋	ギリシャ

※1 活荷重は道路橋示方書・同解説I共通編と異なる。

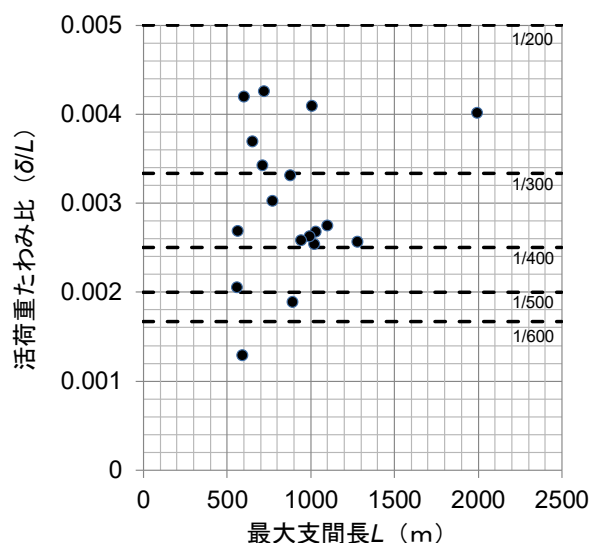
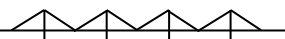


図 4.2 既往長大橋の支間長と活荷重たわみ比の関係

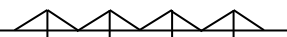


4.2.3 斜張橋全体として必要な剛性に関する性能照査項目

研究対象橋梁である4主塔連続斜張橋は、これまで我が国において事例のない規模であり、かつ海外においても最大規模となる多径間連続斜張橋であることから、一概に道示Ⅱに示される活荷重たわみに対する規定値を適用するのではなく、道示Ⅱの趣旨を考慮しつつ、本四基準を踏まえ橋の性状を考慮して斜張橋全体として必要な剛性を検討する。しかし、活荷重たわみ以外の橋全体としての必要な剛性を照査する一般的な手法は示されていないのが現状である。活荷重たわみに規定値を設けることはみなし規定であり、本来求められる性能は橋全体として必要な剛性を確保することである。その目的は道示Ⅱに例示として2次応力による予期せぬ損傷が生じることや、過大なたわみおよび振動によって走行安全性に問題が生じることなどを回避することが示されている。つまり、対象橋梁にあてはめると2次応力による鋼部材や鋼床版への疲労損傷への影響、振動による通行者への影響、過大なたわみによる走行安全性への影響を検証する必要がある。また、耐荷性能への影響として、過大なたわみによって幾何学的非線形性が大きくなり断面力等が増加することや一般的に設計計算において無視される2次応力が増大することが懸念され、それらの影響を検証する必要がある。さらに斜張橋全体の剛性は振動性状に与える影響が大きいため、耐風安定性や耐震性への影響を検証する必要がある。以上を踏まえ、活荷重、風および地震が主たる作用となる状況別に、斜張橋全体としての必要な剛性を確保することに対する活荷重たわみに代わる性能照査項目を表4.2に示す。これらの検証は風洞試験や動的解析など詳細な検討を要する項目もあるが、それらは研究対象とする基本構造を絞ったのちに実施することが効率的である。そこで、本章においては基礎的な検討として、第2章において示した多径間連続斜張橋特有の性状である変形挙動を踏まえ、対象橋梁の剛性が活荷重載荷に伴う各部材の断面力や変形量、交番応力、固有振動数、2次応力、疲労照査に与える影響を検証し、設計上の課題の有無や既往の事例等と比較することによって、適切な剛性を明らかにすることを目的に検討する。

表 4.2 斜張橋全体として必要な剛性に関する性能照査項目

橋の状況	性能の観点	具体的な性能	懸念事項	対象部材	検証方法
活荷重が主たる作用となる状況	構造物の安全性の観点	耐荷性能	所要の耐荷性能を満たすことができるか。	主桁、主塔、ケーブル	断面力等に対する影響の程度を検証
		耐荷性能	2次応力の影響が設計計算において無視できるレベルか。	主桁	2次応力の程度を検証
	耐久性の観点	疲労耐久性	所要の疲労耐久性能を満たすことができるか。	主桁、主塔、ケーブル	疲労照査により影響を検証
		疲労耐久性	2次応力の影響が疲労耐久性に対して無視できるレベルか。	主桁	2次応力の程度を検証
	使用性の観点	交通振動の影響	所要の使用性を満たすことができるか。	主桁	使用性に与える影響を検証
		交通安全性への影響	著しい道路線形の変化とならないか。	主桁	道路線形に与える影響を検証
風が主たる作用となる状況	耐久性の観点 使用性の観点	渦励振（たわみ、ねじれ）	所要の疲労耐久性および使用性を満たすことができるか。	主桁	耐風安定性に与える影響を検証
	構造物の安全性の観点	発散振動（フラッター等）	所要の安全性を満たすことができるか。	主桁	耐風安定性に与える影響を検証
地震が主たる作用となる状況	構造物の安全性の観点	長周期構造物の影響 鉛直振動の影響 等	所要の安全性を満たすことができるか。	主桁、主塔、ケーブル	耐震性に与える影響を検証



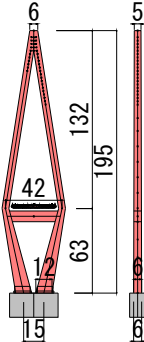
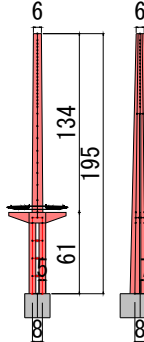
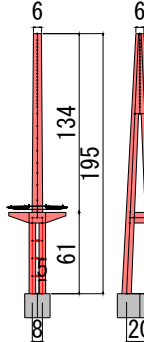
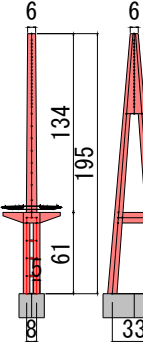
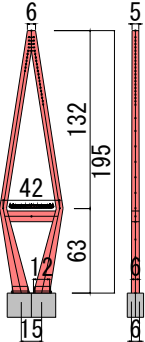
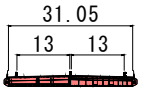
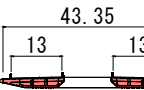
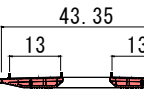
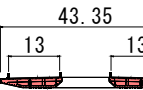
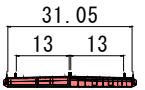
4.3 斜張橋全体剛性の違いが性能照査項目に与える影響

4.3.1 活荷重が主たる作用となる状況

(1) 検討条件

第 3 章の研究を踏まえ、斜張橋全体の剛性向上方法として橋軸方向に A 型形状とした主塔を有する 4 主塔連続斜張橋を対象に、斜張橋全体の剛性の違い、つまり主塔剛性の違いが提案した性能照査項目に与える影響を検証する。主塔剛性の違いによる検討ケースを表 4.3 に示す。ケース 0 は、斜張橋全体の剛性向上を行わないケースとして、研究対象橋梁と同規模の支間長である名港中央大橋（支間長 590m）において採用されているダイヤ型主塔を有する 4 主塔連続斜張橋である。検討対象とする橋軸 A 型主塔の剛性は活荷重たわみを指標として、ケース 1 は図 4.2 の事例における最も大きい活荷重たわみを超えるケースとして $L/200$ 、ケース 2 は図 4.2 の事例における比較的活荷重たわみの大きい事例を安全側に丸めたケースとして $L/300$ 、ケース 3 は道示 II に示される活荷重たわみのみなし規定を満足するケースとして $L/400$ とした。なお、比較のため橋軸 A 型主塔の部材断面は各ケースとも同一とし、主塔基部間隔を 8m, 20m, 33m に変えることにより活荷重たわみ量の調整を行った。また、参考比較案として従来形式である 2 主塔斜張橋（ダイヤ型主塔）のケースも検討した。ケース 0 および参考ケースの主桁は図 4.3 に示す鋼床版 1 箱桁、橋軸 A 型主塔を有するケース 1～3 の主桁は、図 4.4 に示す主桁中央に開口を有する分離 2 箱桁とした。主塔は鋼製主塔とし、各ケースの構造図を図 4.5 に示す。解析モデルは、図 4.6 に示す 3 次元立体骨組みモデルとし、幾何学的非線形性を考慮した有限変位解析とした。各ケースの構造諸元を表 4.4 に示す。荷重は耐荷性能に対して道路橋示方書・同解説 I 共通編[4-8]（以下、道示 I という）に基づき B 活荷重の影響線載荷、疲労耐久性に対して F 荷重を載荷した。主塔剛性の違いが表 4.2 に示す斜張橋全体の剛性に関する性能照査項目に与える影響を明らかにするとともに、性能照査結果に基づく最適な斜張橋全体剛性を有する構造を提案する。

表 4.3 主塔剛性の違いによる検討ケース

ケース名	ケース0	ケース1	ケース2	ケース3	参考
主塔数	4主塔	4主塔	4主塔	4主塔	2主塔
概要	ダイヤ型主塔 (無対策)	橋軸A型主塔 ($L/200$)	橋軸A型主塔 ($L/300$)	橋軸A型主塔案 ($L/400$)	ダイヤ型主塔 (無対策)
主塔形状 (左:橋軸直角, 右:橋軸)					
主桁形状					

(単位: m)

(単位: m)

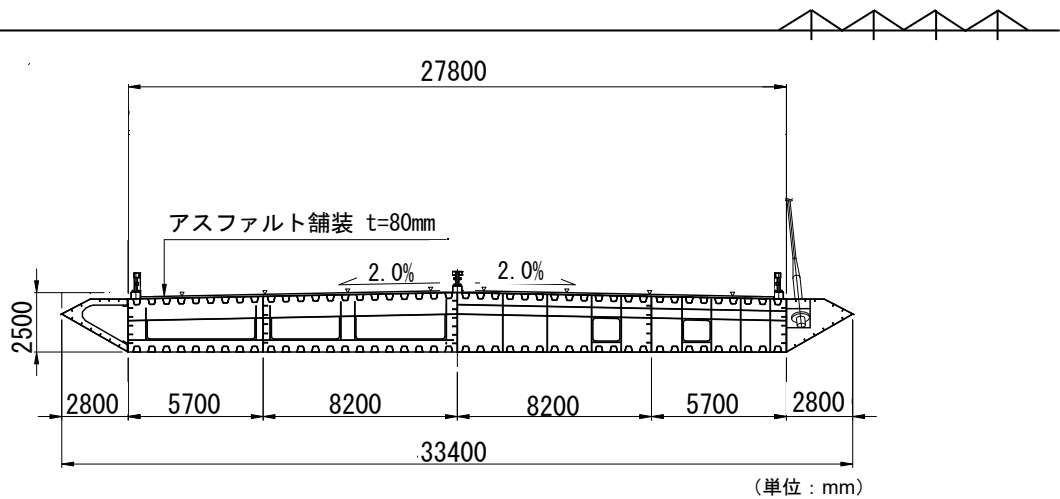


図 4.3 鋼床版1箱桁断面

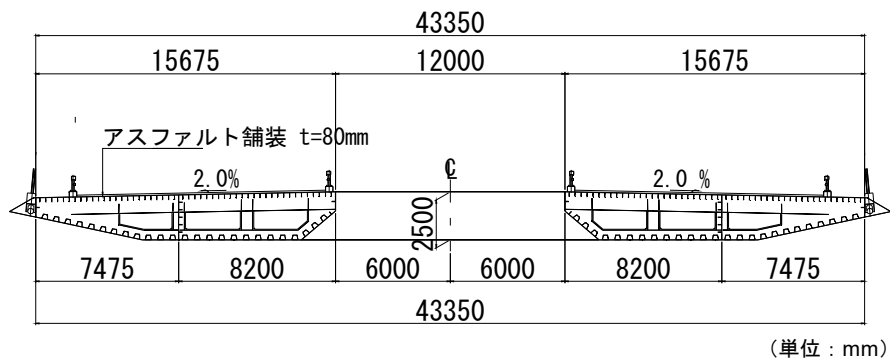


図 4.4 鋼床版分離2箱桁断面

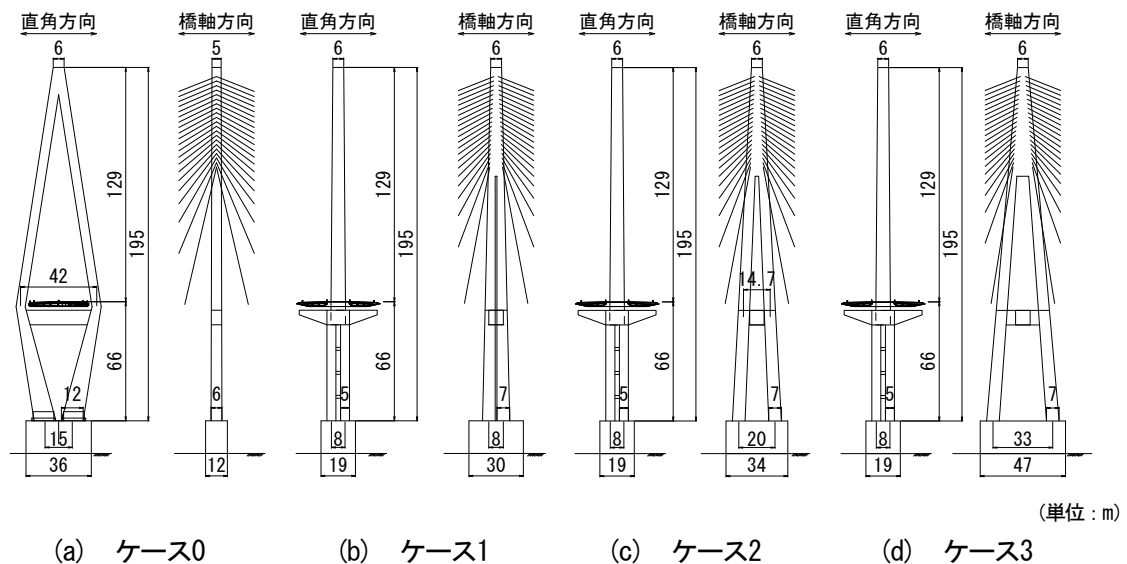


図 4.5 各ケースの主塔構造図

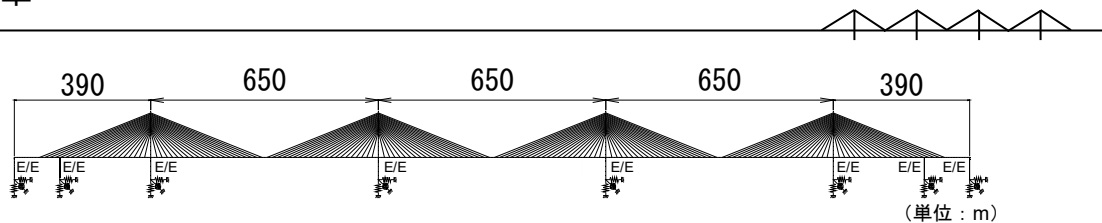


図 4.6 解析モデル

表 4.4 主塔剛性の違いによる各ケースの構造諸元

部材		断面諸元	ケース0	ケース1	ケース2	ケース3
主桁	使用材料		SM490Y			
	断面積 (m ²)		1.38	0.68	0.68	0.68
	断面2次モーメント (m ⁴)		1.50	0.61	0.61	0.61
ケーブル	使用材料		$\sigma_u=1,570\text{N/mm}^2$			
	断面積 (m ²)		0.01920～ 0.00281	0.01990～ 0.03271	0.01990～ 0.03271	0.01990～ 0.03271
主塔 (柱あたり)	ケーブル 定着部	使用材料	SM490Y			
		断面積 (m ²)	1.21～1.50	1.03～3.50	1.03～3.50	1.03～3.50
		断面2次モーメント (m ⁴)	3.89～5.48	5.20～63.8	5.20～63.8	5.20～63.8
	2柱部	使用材料	SM490Y			
		断面積 (m ²)	1.04～1.84	1.45～1.79	1.45～1.79	1.45～1.79
		断面2次モーメント (m ⁴)	3.67～6.44	9.96～13.7	9.96～13.7	9.96～13.7
	基部	使用材料	SM490Y			
		断面積 (m ²)	2.38～3.64	1.32～2.03	1.32～2.03	1.32～2.03
		断面2次モーメント (m ⁴)	14.5～21.9	7.15～13.9	7.15～13.9	7.15～13.9

注) 主桁は標準部の値を示し、分離2箱桁は主桁1本あたりを示す。

ケーブルは中央主径間の値を示す。

主塔は中央主塔の値を示し、断面2次モーメントは橋軸方向を示す。

(2) 耐荷性能に与える影響

4 主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえ、耐荷性能に与える影響が大きいと考えられる中央径間中央 (2P 主塔から 3P 主塔間) の主桁の変位、最大応力、最大交番応力、中央主塔 (2P 主塔) の変位および基部の断面力、最上段ケーブルの張力および応力変動に着目する。なお、2 次応力の影響については解析手法が異なるため後述する。

a) 主桁の変位および断面力等を与える影響

各ケースにおける活荷重たわみ比 δ/L と中央主塔の橋軸方向曲げ剛性の関係を図 4.7 に示す。無対策であるケース 0 に比べ、主塔を橋軸 A 型として曲げ剛性を向上させることにより、活荷重たわみ比はケース 1 が 27%、ケース 2 が 52%、ケース 3 が 64% 低減するが、その低減効果は主塔剛性の向上に比べ徐々に鈍化している。また、ケース 2 は既往の多径間連続斜張橋のうち、最大支間長を有する Queensferry Crossing[4-7]や国内の同規模の支間長である来島海峡第一大橋[4-3]の活荷重たわみ比を下回ることが確認できる。なお、ケース 0 と参考に示した 2 主塔斜張橋は同程度の主塔曲げ剛性である

第 4 章

が活荷重たわみ比に大きな差が生じている。これは、ケース 0 が 4 主塔連続斜張橋であり側径間の端橋脚および中間橋脚による拘束効果が小さいためである。

次に中央径間の主桁の最大曲げモーメントと活荷重たわみ比の関係を図 4.8 に、中央径間の主桁デッキの最大応力と活荷重たわみ比の関係を図 4.9 に示す。中央径間の主桁の最大曲げモーメントおよび主桁デッキの最大応力は、活荷重たわみ比と比例関係にあり、活荷重たわみ比を低減させることにより中央径間の最大曲げモーメントおよび主桁デッキの最大応力を低減させることができる。一方、主桁デッキの最大応力は、無対策であるケース 0 においても最小板厚の断面構成に対して最大 72 N/mm^2 程度であり、例えば、道示 II における SM490Y 材の死荷重と活荷重の組み合わせにおける制限値が 271 N/mm^2 である[4-1]ことを踏まえると、耐荷性能に与える影響として問題にならない範囲である。

また、中央径間の主桁デッキの最大交番応力の範囲と活荷重たわみ比の関係を図 4.10 に示す。中央径間の主桁デッキの最大交番応力も概ね活荷重たわみ比と比例関係にあるが、ケース 0 においても最大交番応力が 115 N/mm^2 であり、耐荷性能に与える影響として問題にならない範囲である。なお、疲労耐久性については後述する。

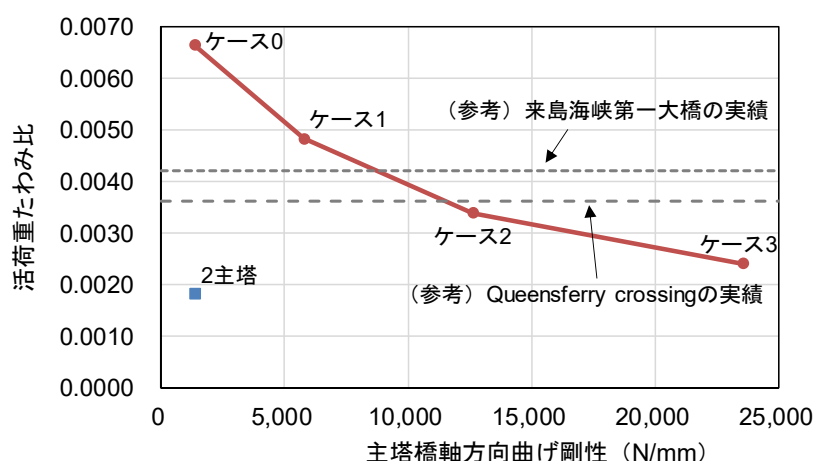


図 4.7 主塔の曲げ剛性と活荷重たわみ比の関係

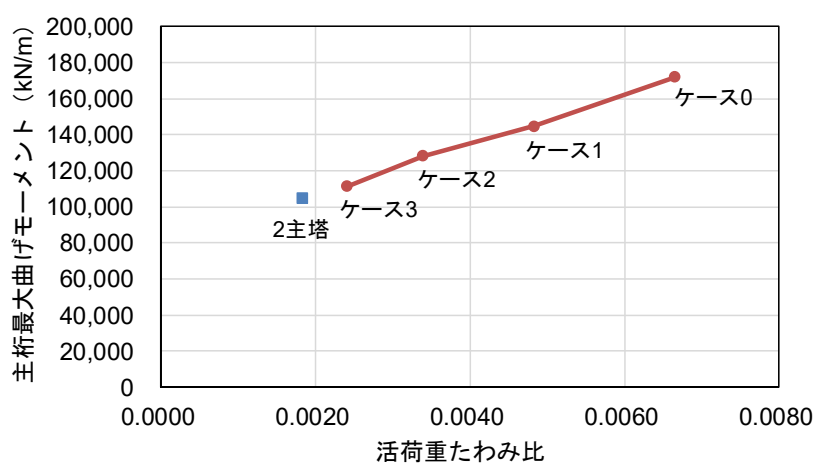


図 4.8 主桁の最大曲げモーメントと活荷重たわみ比の関係

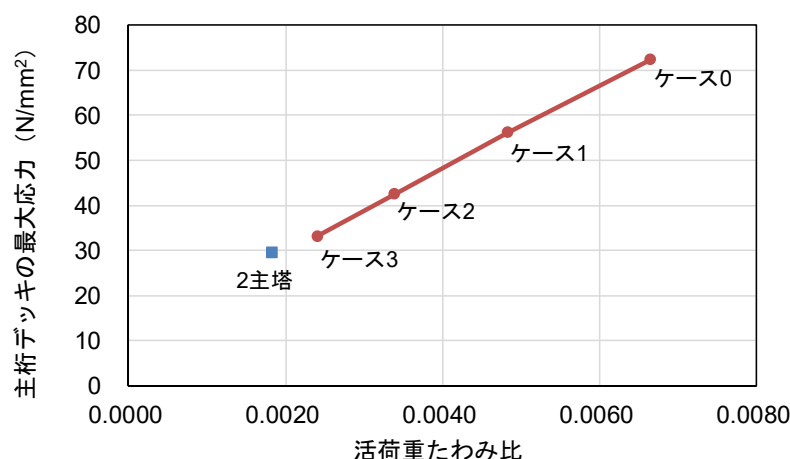


図 4.9 主桁デッキの最大応力と活荷重たわみ比の関係

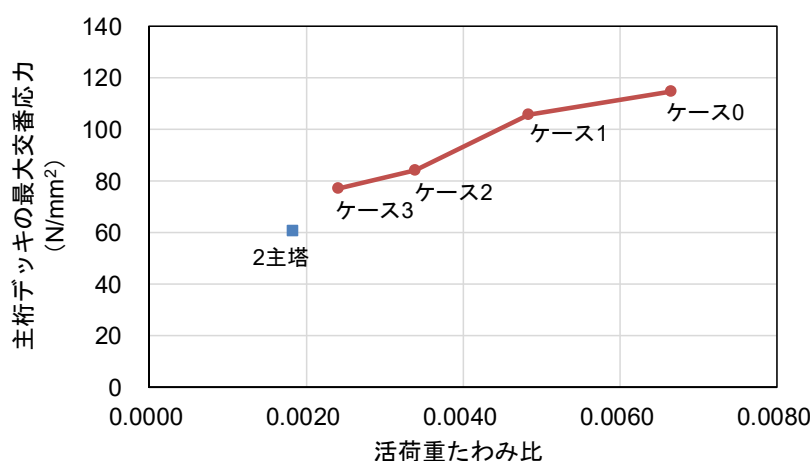


図 4.10 主桁デッキの最大交番応力と活荷重たわみ比の関係

b) 主塔の変位および断面力等を与える影響

中央主塔塔頂の橋軸方向変位を主塔高さにより除した無次元塔頂変位と活荷重たわみ比の関係を図 4.11 に示す。無次元塔頂変位と活荷重たわみ比は、比例関係にあることがわかる。また、2 主塔斜張橋のプロットも 4 主塔連続斜張橋のその延長線にあるため、無次元塔頂変位と活荷重たわみ比は径間数によらず比例関係にある可能性が高いといえる。つまり、斜張橋全体の剛性を向上させるためには、主塔塔頂の変位を抑制することが重要となる。

次に中央主塔基部の断面力に与える影響を検討する。ケース 0 とケース 1 からケース 3 は主塔形状が大きく異なるため、中央主塔基部の断面力を単純に比較ができない。そこで、図 4.12 に示す圧縮力が最大となるフランジの応力と板厚を乗じた値を圧縮フランジ力と定義し、その値を比較する。圧縮フランジ力と活荷重たわみ比の関係を図 4.13 に示す。同種の主塔形状であるケース 1 からケース 3 は活荷重たわみ比が減少するとともに圧縮フランジ力は減少する比例関係にある。一方、ダイヤ型主塔であるケース 0 の圧縮フランジ力はケース 1 と同程度、2 主塔斜張橋のそれはケース 1 とケース 2 の間に位置している。主塔形状の違いにより傾向が異なる結果となったが、本研究の範囲においては、ケース 0 からケース 3 とともに従来形式である 2 主塔斜張橋と同程度以下の圧縮フランジ力となっており、耐荷性能に与える影響は問題にならない範囲である。

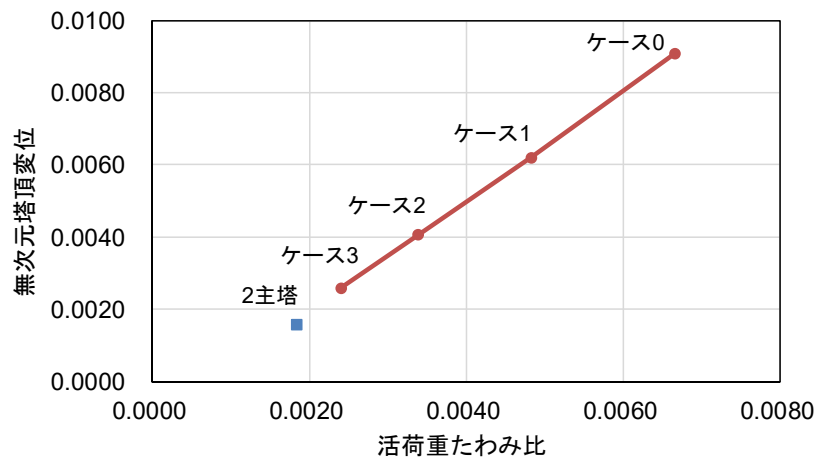


図 4.11 無次元塔頂変位と活荷重たわみ比の関係

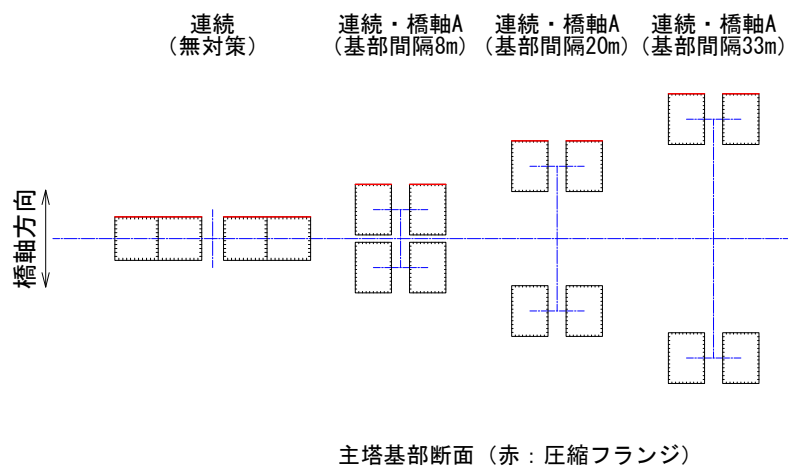


図 4.12 中央主塔基部の圧縮フランジ力の定義

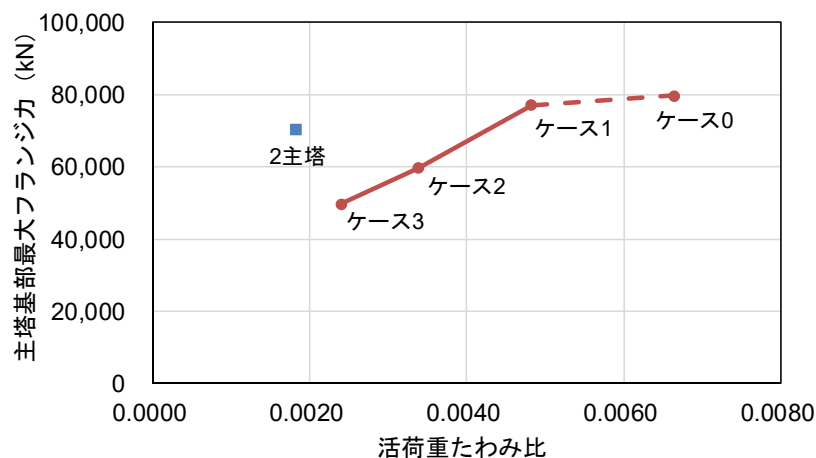


図 4.13 主塔基部のフランジ力と活荷重たわみ比の関係

c) ケーブルの張力および応力変動に与える影響

ケーブル張力が最大となる中央径間側の最上段ケーブル張力と活荷重たわみ比の関係を図 4.14 に示す。図中の破線は既往実績の最大ケーブル径である $\phi 7 \times 499$ (引張強度 $\sigma_u = 1,770 \text{ N/mm}^2$) における

第 4 章

道示Ⅱの制限値を示す。最上段ケーブル張力は活荷重たわみ比と比例関係にあり、活荷重たわみ比が大きくなるほどケーブル張力は大きくなる傾向にあるが、ケース0においても既往実績最大径のケーブル張力の制限値以下であり、耐荷性能に与える影響は問題にならない範囲といえる。

次に中央径間側の最上段ケーブルの応力変動と活荷重たわみ比の関係を図 4.15 に示す。図中の破線は、道示Ⅱに示されるケーブルの調査・解析係数、部材・構造係数の適用範囲の上限値を示す。最上段ケーブルの応力変動は活荷重たわみ比に応じて大きくなるが、その増加比率は鈍化している。ケース2およびケース3は道示Ⅱに示される調査・解析係数および部材・構造係数の適用範囲の上限を下回るが、ケース0およびケース1はそれを超過することが確認できる。なお、道示Ⅱにおいてはこれまでの実績や疲労耐久性の観点から応力振幅に応じたケーブルの安全余裕を定めており、その上限値を超える場合には応力振幅による影響を別途検討し、適切に安全余裕を確保する必要があるとされている。

また、中段に位置する中央径間側11段ケーブルの応力変動と活荷重たわみ比の関係を図 4.16 に示す。11段ケーブルの応力変動は活荷重たわみ比に応じて大きくなるが、最上段ケーブルの応力変動と比べると、その増加比率は小さく、主塔剛性の違いによる影響は小さいといえる。

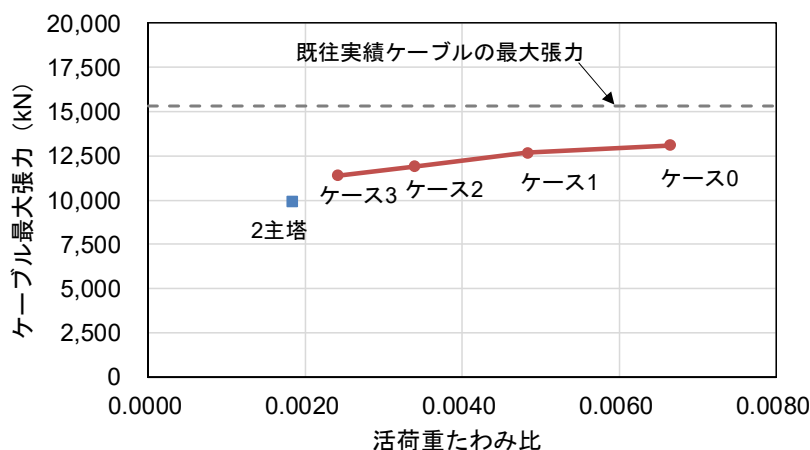


図 4.14 最上段ケーブル張力と活荷重たわみ比の関係

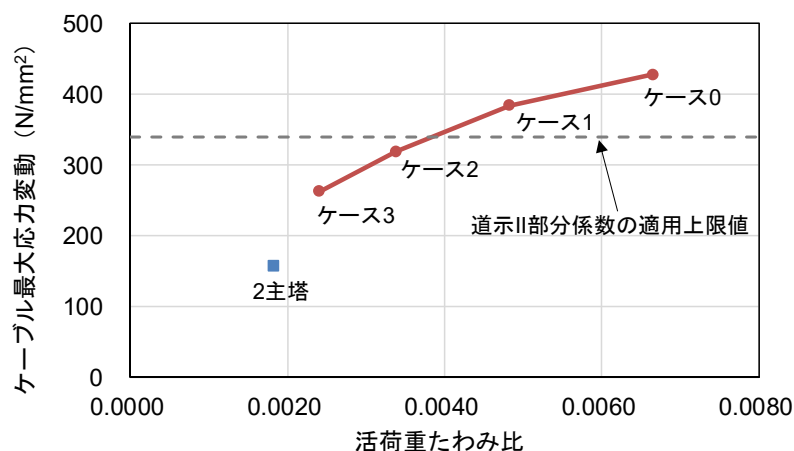


図 4.15 最上段ケーブル応力変動と活荷重たわみ比の関係

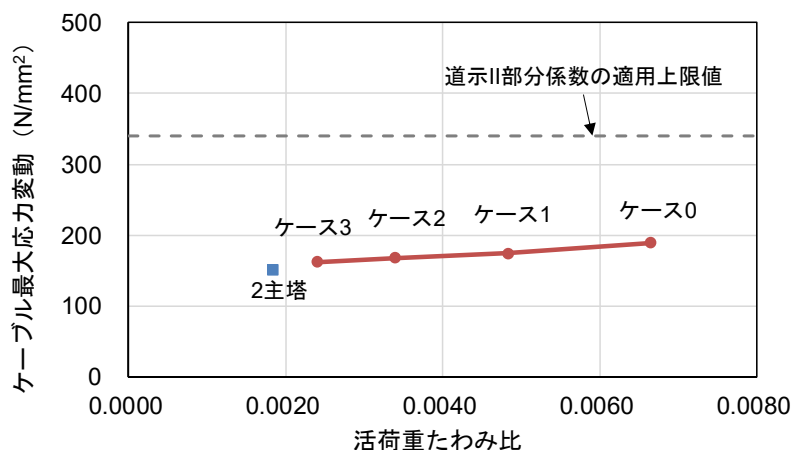


図 4.16 11段ケーブル張力と活荷重たわみ比の関係

(3) 疲労耐久性に与える影響

斜張橋全体剛性の違いが疲労耐久性に与える影響を検討するため、道示Ⅱに基づく公称応力による疲労照査の比較を行う。検討ケースは、表 4.3 に示すケースのうち、橋軸 A 型主塔としたケース 1 からケース 3 を対象とする。検討対象部材は、主として活荷重による疲労耐久性への影響が懸念される主桁およびケーブルとする。疲労照査に用いる継手の強度等級について、主桁は一般的に使用される継手のうち最も低い G 等級とし、一定振幅応力の場合の打ち切り限界である 32N/mm^2 を応力範囲の目安とした。また、ケーブルおよび定着部は、平行線ケーブルを想定した K1 等級とし、打ち切り限界である 270N/mm^2 を応力範囲の目安とした。なお、二次応力の影響については解析手法が異なるため後述する。

主桁のデッキプレート（以下、デッキという）および下フランジの橋軸方向の F 荷重による応力範囲の分布を図 4.17 に示す。図中に示す破線は打ち切り限界の応力範囲に対して道示Ⅱに基づき各ケースの応力比および板厚による補正を行ったもののうち、最小値を示している。これによると、デッキおよび下フランジとも主塔付近や中間橋脚付近は板厚が大きくなるため、応力範囲が小さい傾向にあるが、それ以外も含め全区間においていずれのケースも打ち切り限界を下回っており、疲労耐久性は十分に確保されている。また、主塔剛性の影響について考察すると、ケース 2 およびケース 3 においては応力範囲の差はほとんどなく、ケース 1 は支間中央付近において他のケースと比べやや大きい値が生じている。これは、斜張橋全体剛性の低下に伴い、F 荷重による局所的な主桁の変形が生じたことに起因して応力範囲が拡大したものと考えられる。

次にケーブルの F 荷重による応力範囲の分布を図 4.18 に示す。図中に示す破線は図 4.17 と同様に打ち切り限界の応力範囲を示している。これによると、ケーブル断面積が大きくなる支間中央付近に向かって徐々に応力範囲が小さくなる傾向にあるが、それ以外も含め全区間においていずれのケースも打ち切り限界を下回っており、疲労耐久性は十分に確保されている。また、各ケースによる差はほとんどなく、主塔剛性による影響はないといえる。

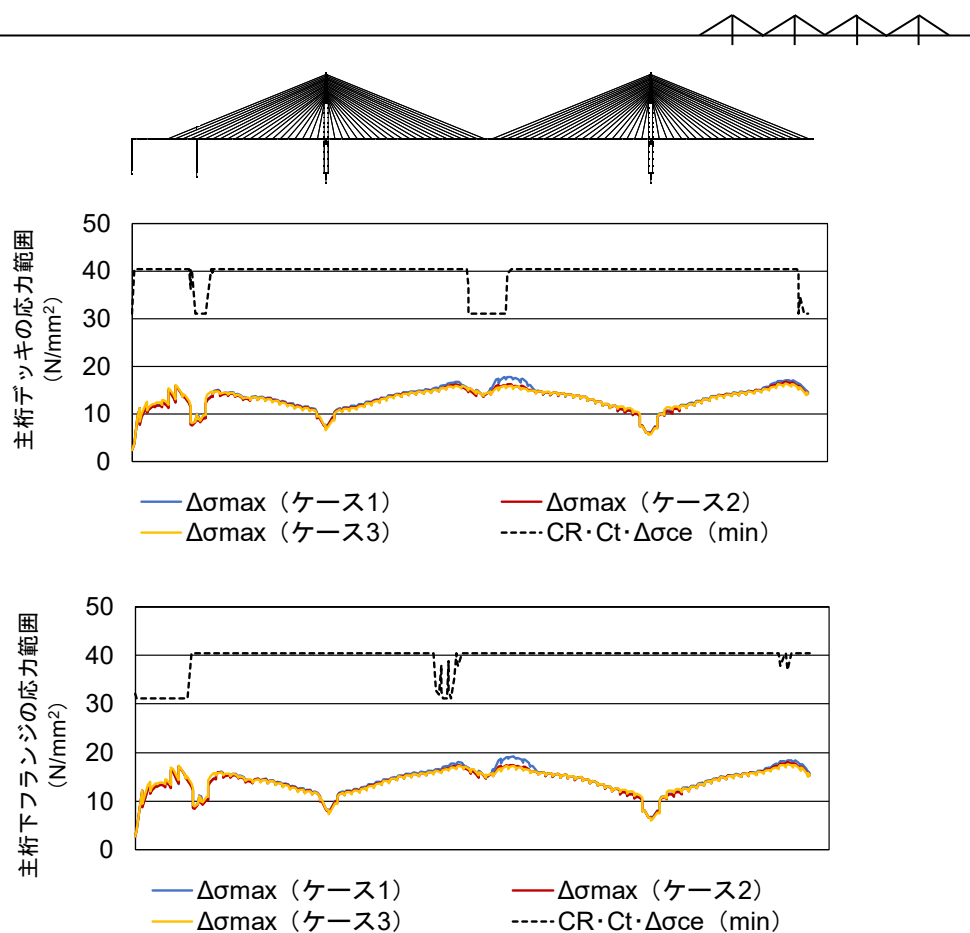


図 4.17 主桁に生じる応力範囲の比較

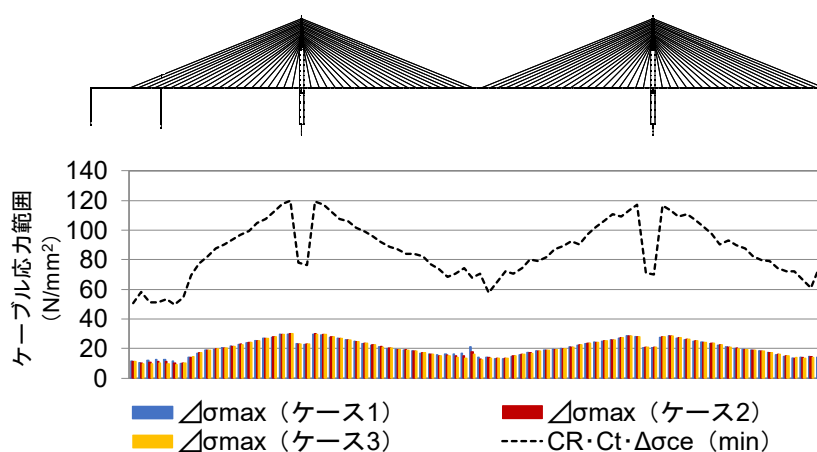
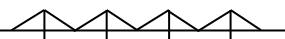


図 4.18 ケーブルに生じる応力範囲の比較

(4) 使用性に与える影響

通行者の使用性に与える影響の指標として各ケースの主桁の鉛直たわみ 1 次振動数およびねじれ 1 次振動数を表 4.5 に示す。鉛直たわみ 1 次振動数はケース 0 からケース 3 と主塔剛性の向上に伴い上昇する傾向にあり、2 主塔斜張橋と比べケース 0 は半分以下、ケース 1 は約半分程度である。また、ねじれ 1 次振動数はケース 0 がやや大きいもののいずれのケースも 2 主塔斜張橋と同程度である。交通振動による使用性の観点から車両との共振によって振動が増幅される懸念があるが、既往の文献[4-



9]においてタンデム式ダンブトラックのバネ下振動数は、中軸が 13Hz、後軸が 18Hz と示されており、鉛直たわみ対称 1 次振動数が 100 倍以上、ねじれ 1 次振動数が 20 倍以上であるため、いずれのケースにおいても共振する可能性は低いと考えられる。また、ケース 2 を想定した既往の研究においては、車両一橋梁構造連成解析により JIS B 7760-2（全身振動—第 2 部：測定方法及び評価に関する基本的要求）[4-10]に基づき評価した結果、使用性に対する問題はないことが確認されている[4-11]、[4-12]。さらに、国内最大の斜張橋である多々羅大橋（鉛直たわみ対称 1 次振動数：0.226Hz、ねじれ 1 次振動数：0.497Hz）[4-13]や比較的活荷重たわみ比が大きい吊橋である白鳥大橋（鉛直たわみ対称 1 次振動数：0.149Hz、ねじれ 1 次振動数：0.469Hz）[4-13]において、現時点では使用性に関する課題が明らかにされていないことから使用性に与える影響は大きな問題にならないと考えられる。

次に走行安全性の観点から活荷重たわみによって生じる縦断勾配および視距の検討を行う。ここでは、縦断勾配のない状態を仮定した場合と第 1 章に示した架橋条件を踏まえた縦断勾配を考慮した場合のそれぞれについて、活荷重たわみによって生じる縦断勾配と視距に与える影響を示す。視距は道路構造令[4-14]に定められており、図 4.19 に示すように路面より高さ 1.2m の運転者視点から 0.1m の高さの対象物を視認できる距離とされ、設計速度により異なる数値を定めている。ここでは、設計速度 80km/h を想定した視距 110m を閾値とし、ケース 0 からケース 3 の活荷重たわみに伴う視距に与える影響を検討する。道示 I の B 活荷重を影響線載荷した場合の主桁の変形に伴う視距を算出し、視距と活荷重たわみの関係を図 4.20 に示す。なお、図中の実線は各ケースのプロットに基づく近似曲線を示す。縦断勾配がない場合には、ケース 0 において視距 110m を下回ることが確認できる。また、活荷重たわみ比が 1/176 付近において視距を満足しないことが確認され、それ以下の活荷重たわみとなるケース 1 からケース 3 は視距を満足する。縦断勾配を考慮した場合には、その影響によりケース 0 およびケース 1 において視距 110m を下回ることが確認できる。また、活荷重たわみ比が 1/226 付近において視距を満足しないことが確認され、それ以下の活荷重たわみとなるケース 2 およびケース 3 は視距を満足する。

表 4.5 各ケースの固有振動数と振動数比

ケース名	鉛直たわみ対称1次 (Hz)	ねじれ対称1次 (Hz)	振動数比
ケース0 (無対策)	0.095	0.673	7.07
ケース1 (L/200)	0.108	0.626	5.79
ケース2 (L/300)	0.133	0.626	4.70
ケース3 (L/400)	0.164	0.628	3.84
2主塔斜張橋	0.227	0.652	2.87

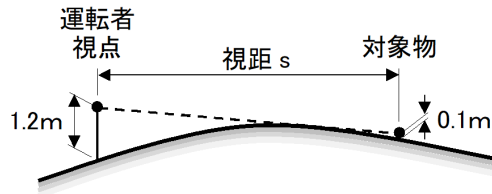
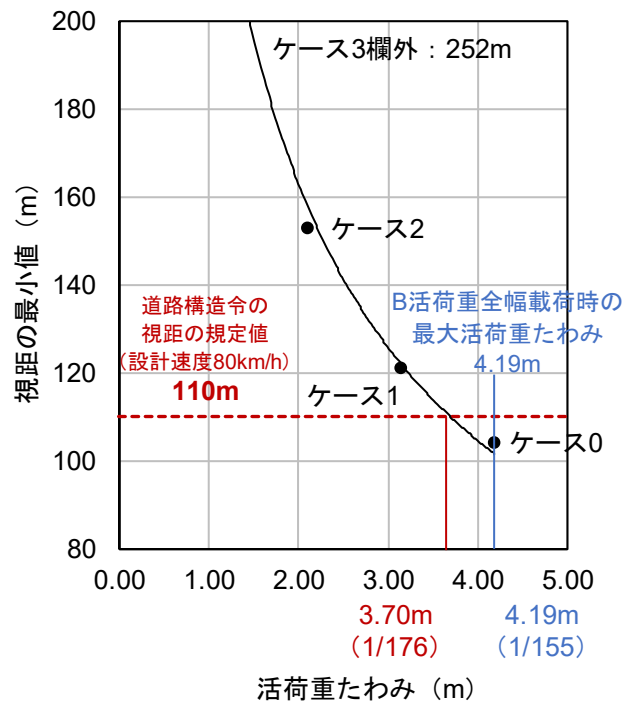
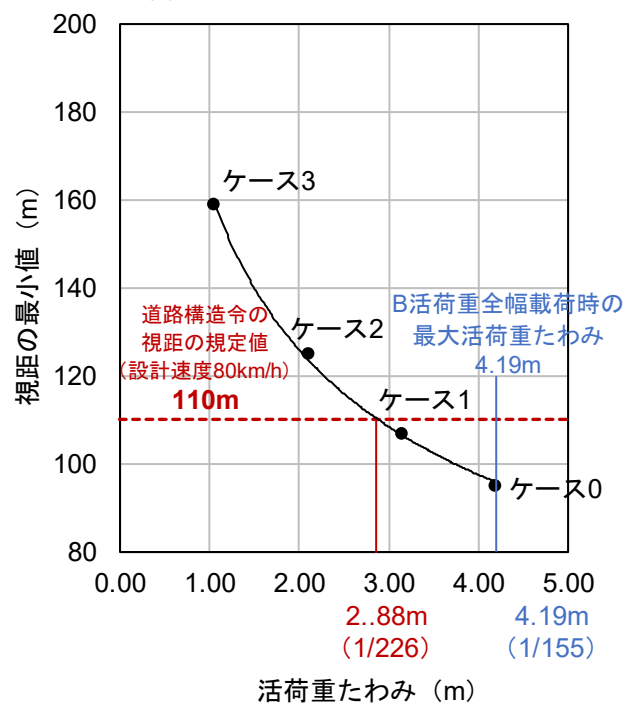


図 4.19 道路構造令における視距

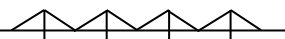


(a) 縦断勾配を考慮しない場合



(b) 縦断勾配を考慮する場合

図 4.20 視距と活荷重たわみの関係



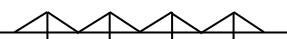
4.3.2 風が主たる作用となる状況

主桁の耐風安定性に与える影響として、4.3.1 の検討条件による表 4.5 に示した各ケースの主桁の固有振動数を考察する。固有振動数の特徴は、4.3.1 に示したとおりであり、鉛直たわみ対称 1 次振動数を国内最大の斜張橋である多々羅大橋（鉛直たわみ対称 1 次振動数：0.226Hz）と比較すると、2 主塔斜張橋は同程度、ケース 0 からケース 3 はいずれもそれを下回り、比較的活荷重たわみ比の大きい吊橋である白鳥大橋（鉛直たわみ対称 1 次振動数：0.149Hz）と比較すると、ケース 0 およびケース 1 はそれを下回り、ケース 2 は同程度、ケース 3 はそれを上回る結果である。一方、ねじれ 1 次振動数を多々羅大橋（ねじれ 1 次振動数：0.497Hz）と比較すると、ケース 0 からケース 3 はいずれもそれを上回る結果である。多径間化によるねじれ振動数に与える影響は小さく、最大支間長および主塔形状による影響が大きいものと考えられる。また、最低次の振動数比（ねじれ振動数/鉛直たわみ振動数）は、鉛直たわみ振動数の低下に伴いいずれも 3.8 から 7.0 と比較的大きい傾向にある。

次に桁の耐風安定性を簡易的に評価するため、Selberg 式[4-15]、[4-16]により連成フラッターに対する限界風速を算出する。連成フラッターの検討に用いた鉛直たわみ振動モードおよびねじれ振動モードは、モード形状が相似する組合せとして鉛直たわみ対称 1 次モードおよびねじれ対称 1 次モードとした。Selberg 式により算出した限界風速を表 4.6 に示す。これによるとケース 1 からケース 3 は同程度の値となり、いずれも十分な耐風安定性を有しており主塔剛性による有意な差はないといえる。これは各ケースとも振動数比が比較的大きいため、限界風速も高い傾向にあると考えられる。また、ケース 0 や 2 主塔斜張橋は他のケースと比較して限界風速がやや小さいものの限界風速としては 100m/s を越えており問題ない範囲である。なお、本章における耐風安定性検討は斜張橋全体剛性に対する影響を明らかにするため、主桁の振動数や構造諸元をもとに検討した範囲であり主桁の断面形状には言及していない。耐風安定性を満たすためには、渦励振や発散振動、不規則振動への対応など種々の課題があり、風洞試験やフラッター解析等を踏まえながら断面形状の詳細な検討が必要である。なお、ケース 2 を想定した既往研究においては、風洞試験において種々の断面形状による検討を行い、耐風安定性に問題はないことを確認している[4-17]。

表 4.6 Selberg式による連成フラッター限界風速

ケース名	限界風速 (m/s)
ケース0 (無対策)	169
ケース1 (L/200)	184
ケース2 (L/300)	183
ケース3 (L/400)	181
2主塔斜張橋	155



4.3.3 地震動が主たる作用となる状況

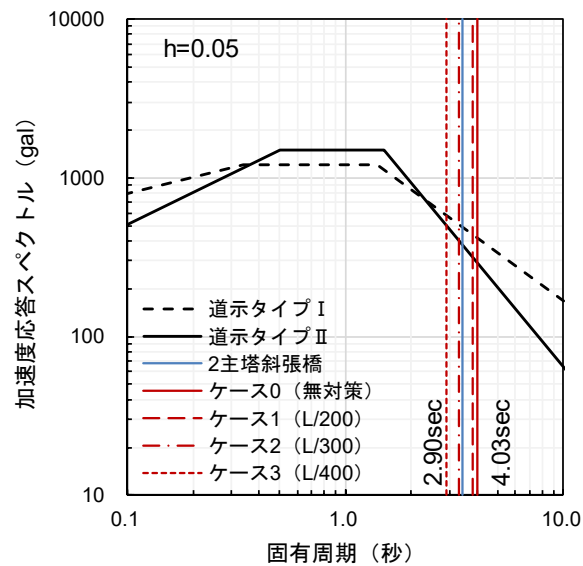
耐震性への影響を簡易的に確認するため、4.3.1 の検討条件による橋軸方向および橋軸直角方向の主要な固有周期の比較を表 4.7 に、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編[4-18]（以下、道示 V という）の加速度応答スペクトルと固有周期の関係を図 4.21 に示す。橋軸方向の卓越する固有周期について、無対策であるケース 0 は最も長く 4.03 秒、ケース 3 は最も短く 2.90 秒とケース 0 に比べ 1 秒程度短い。主塔を橋軸 A 型として主塔の剛性を向上させることにより短周期化していく傾向にあり、ケース 1 およびケース 2 はその中間に位置する。また、2 主塔斜張橋の場合は、ケース 2 とほぼ同程度の固有周期帯であった。一概に両者に対する耐震性の良し悪しは判断できないが、既往事例の長大橋と同程度の固有周期であり、かつ、設計が成立する範囲の応答となっていることから、それぞれの周期特性に応じた耐震設計を行うことにより問題ないと考えられる。

次に橋軸直角方向の主桁変位が卓越する固有周期について、無対策であるケース 0 は最も長周期に、2 主塔斜張橋は最も短周期となり、橋軸 A 型主塔であるケース 1 からケース 3 は同程度の固有周期であるがケース 0 に比べ 1 秒程度短い。これは、ケース 0 の主桁断面が 1 箱桁断面に対して、橋軸 A 型主塔としたケース 1 からケース 3 の主桁断面が分離 2 箱桁断面であるため、主桁の橋軸直角方向の剛性差によりケース 0 が最も長周期になったものと考えられる。また、ケース 1 からケース 3 は同じ橋軸 A 型主塔であり橋軸直角方向の主塔の剛性差がほとんどないため固有周期は同程度になったものと考えられる。橋軸直角方向の主塔変位が卓越する固有周期について、無対策であるケース 0 および 2 主塔斜張橋はほぼ同程度、橋軸 A 型主塔であるケース 1 からケース 3 は同程度である。ケース 0 と 2 主塔斜張橋の主塔形状はダイヤ型形状であるが、それに比べて橋軸 A 型主塔は橋軸直角方向の剛性が低いため長周期化したものと考えられる。橋軸直角方向は、本研究において着目した橋軸方向の斜張橋全体剛性の違いによる影響は小さく、主塔形状の影響が大きいことが明らかとなった。また、既往事例の長大橋と同程度の固有周期であり、かつ、設計が成立する範囲の応答となっていることから、それぞれの周期特性に応じた耐震設計を行うことにより問題ないと考えられる。

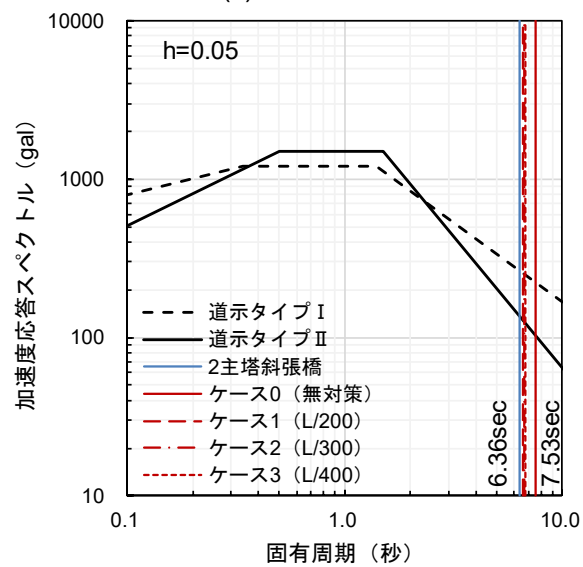
本章における耐震性検討は斜張橋全体剛性に対する影響を明らかにするため、固有周期のみに着目し検討した範囲であり、支承剛性などの条件は各ケースとも同一としている。実構造物における耐震性を合理的に確保するためには支承剛性の調整などより詳細な検討が必要である。なお、ケース 2 を想定した既往研究においては、解析的検討により耐震性に問題はないことを確認している[4-19]。

表 4.7 各ケースの主要な固有周期

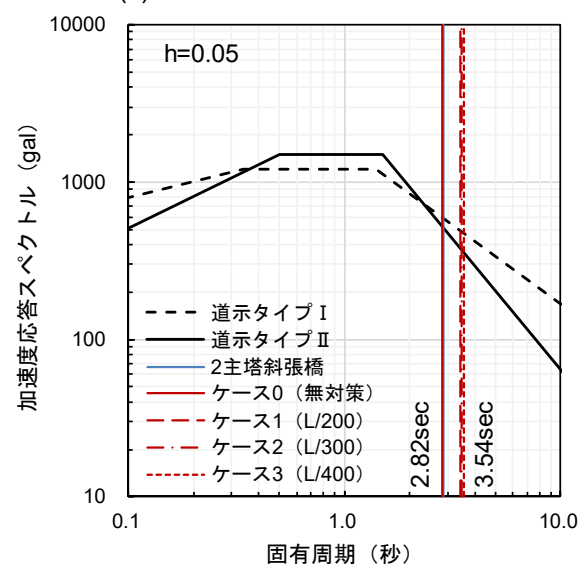
ケース名	橋軸方向 (秒)	橋軸直角方向 (秒)	
		主桁着目	主塔着目
ケース 0 (無対策)	4.03	7.53	2.82
ケース 1 (L/200)	3.81	6.57	4.03
ケース 2 (L/300)	3.30	6.58	4.03
ケース 3 (L/400)	2.90	6.58	4.04
2主塔斜張橋	3.45	6.36	2.88



(a) 橋軸方向

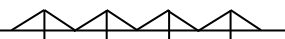


(b) 橋軸直角方向 (主桁着目)



(c) 橋軸直角方向 (主塔着目)

図 4.21 固有周期と加速度応答スペクトルの関係



4.3.4 2 次応力による影響

(1) 検討方針

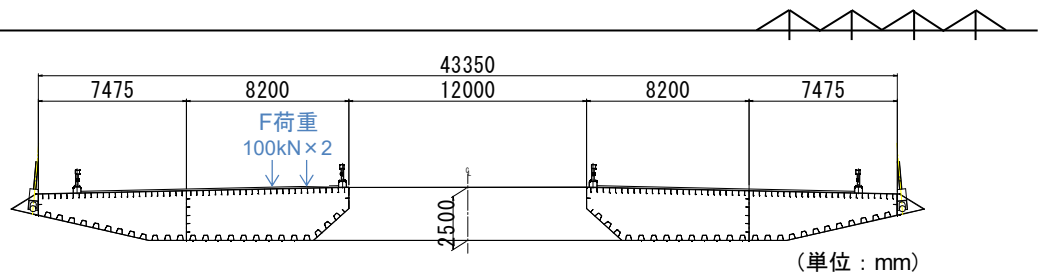
主桁や床版に生じる応力は、耐荷性能を照査するための設計計算に考慮される 1 次応力と一般には設計計算に考慮されない 2 次応力がある。また、2 次応力による疲労損傷として、鋼鈑桁橋における主桁と横桁取合い部にあるウェブギャップ板の損傷や主桁と対傾構取合い部にある主桁取付け部の損傷など、多くの事例が確認されている[4-20]。これらの主な要因は、活荷重が載荷されることによる i) 床版のたわみ、ii) 主桁のたわみ、iii) 主桁間のたわみ差によって生じる応力集中と考えられている。一方、斜張橋においてはこれまで鋼床版の輪荷重による疲労損傷[4-21]を除けば、活荷重による疲労が原因となる損傷事例は少ない。そこで本検討は基礎的な検討として、表 4.3 に示すケースのうち、橋軸 A 型主塔としたケース 1 からケース 3 を対象に主塔剛性が 2 次応力に与える影響を検討する。2 次応力による疲労損傷が想定される図 4.22 に示す主桁を対象に、i) 床版のたわみ、ii) 主桁のたわみ、iii) 主桁間のたわみ差による応力を評価するため、全体骨組モデルの一部を部分 FEM モデルとした解析により検証を行う。なお、2 次応力の影響は絶対値による評価が困難であるため、ここではケース 1 からケース 3 の相対比較により主塔剛性の違いによる影響を評価する。また、鋼床版による疲労損傷や耐荷性能として上フランジの機能を有することを踏まえ主桁のデッキに生じる応力を代表として評価する。

(2) 解析モデル

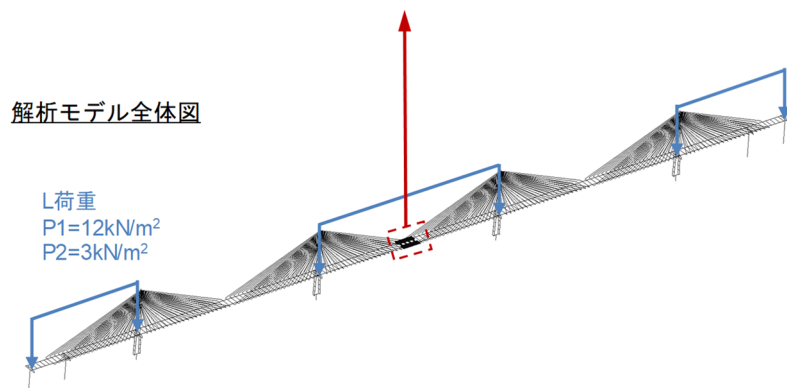
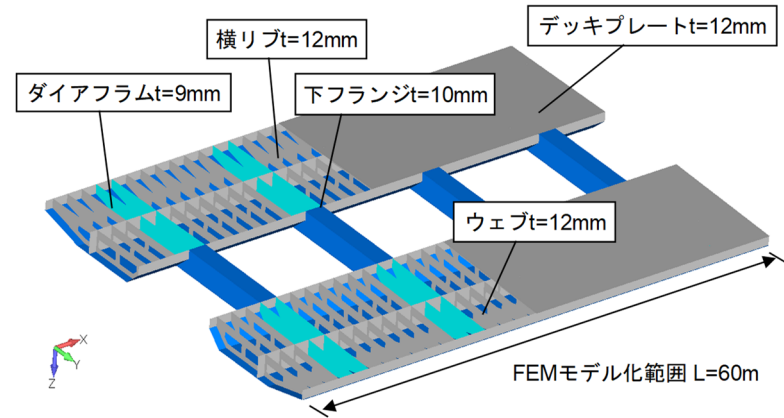
解析モデルおよび考慮する荷重を図 4.22 に示す。橋梁全体の立体骨組みモデルに対して、活荷重たわみが最大となる中央径間主桁（2P 主塔から 3P 主塔間）の一部をシェル要素によりモデル化する。シェル要素にモデル化する範囲は、上から 2 段のケーブル定着位置を含む橋軸方向 60m の範囲とし、応力に対する板厚の影響を排除するため、すべてのケースにおいてケース 2 の主桁断面諸元に統一している。また、縦リブは剛性のみを見込んだ簡易なモデルとした。

考慮する荷重は、道示 II の F 荷重（支間中央に集中荷重を載荷）および L 荷重（活荷重たわみが最大となる範囲に分布荷重を載荷）とし、それぞれ支間中央のたわみが最も大きくなるように載荷した。

主桁 FEM モデルにおける橋軸方向直応力 σ_x が 1 次応力に相当すると仮定し、ケース 2 における L 荷重載荷時のデッキの橋軸方向直応力 σ_x と立体骨組み解析により算出した公称応力 σ の比較を行った結果を図 4.23 に示す。これによると橋軸方向直応力 σ_x と公称応力 σ の分布は概ね一致しており、解析モデルは妥当と判断した。



(a) 主桁断面図およびF荷重載荷位置



(b) 解析モデル全体図およびL荷重載荷位置

図 4.22 解析モデルおよび活荷重載荷位置

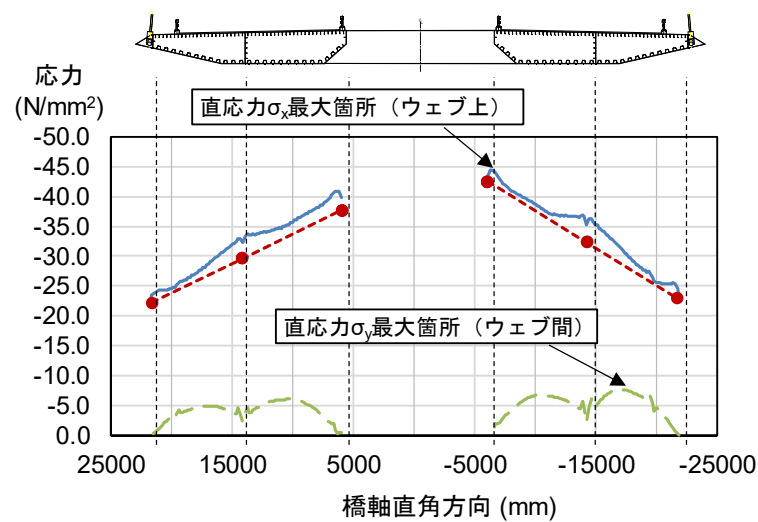
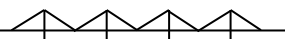


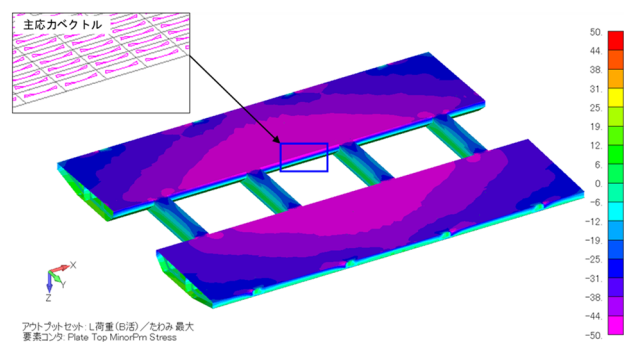
図 4.23 ケース2におけるL荷重載荷時のデッキの応力分布



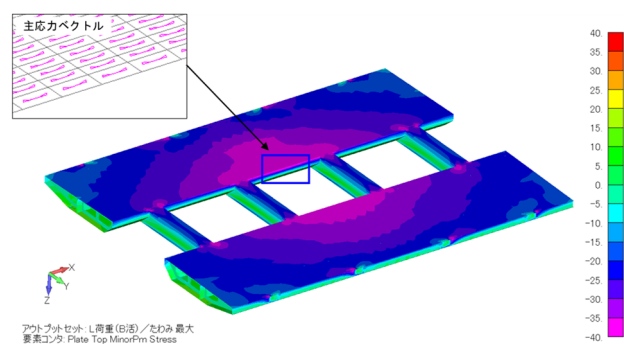
(3) 耐荷性能に与える影響

L 荷重載荷時のデッキの最小主応力 σ_2 の分布および主応力ベクトルを図 4.24 に示す。主応力方向は橋軸方向にほぼ一致しており、橋軸方向直応力 σ_x と等しい。主桁応力はたわみに伴う曲げモーメントの影響が大きく、デッキにおいては橋軸方向の圧縮応力が卓越するためと考えられる。

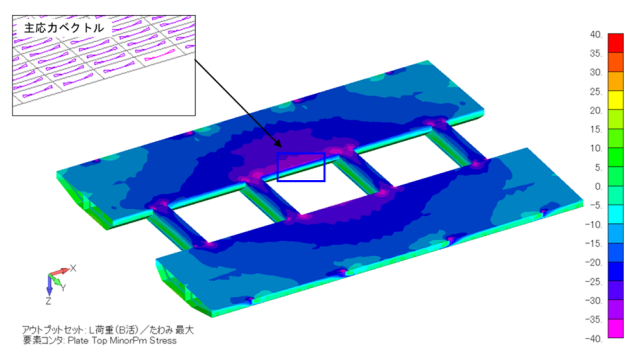
各ケースにおけるデッキの直応力の傾向を比較するため、橋軸方向直応力 σ_x および橋軸直角方向直応力 σ_y を最小主応力 σ_2 により除して無次元化した結果を表 4.8 に示す。ここでは、図 4.23 に示すデッキの応力分布より、橋軸方向直応力 σ_x が最大となるウェブ上および橋軸直角方向直応力 σ_y が最大となるウェブ間に着目した。主桁の活荷重たわみ量と比例して橋軸方向直応力 σ_x は増加する傾向にあるが、橋軸方向直応力 σ_x と最小主応力 σ_2 の比 σ_x/σ_2 はいずれも 1.0 であり、最小主応力 σ_2 は橋軸方向直応力 σ_x とほぼ等しく、主塔剛性の違いによる 2 次応力の影響は確認されない。一方、橋軸直角方向直応力 σ_y についてケース 1 からケース 3 のウェブ間に着目すると、絶対値は主塔剛性の小さい方が大きい、橋軸直角方向直応力 σ_y と最小主応力 σ_2 の比 σ_y/σ_2 は、主塔剛性の大きい方が大きくなる傾向にある。橋軸直角方向直応力 σ_y と最小主応力 σ_2 の比 σ_y/σ_2 と鉛直たわみの関係を図 4.25 に示す。これによると σ_y/σ_2 と活荷重たわみ、つまり主塔剛性は逆比例の関係にあることが確認できる。これらのことから、主塔剛性が低下するにしたがって主桁の橋軸方向の応力は増加するが、橋軸直角方向の 2 次応力の増加の程度は小さく、また、最小主応力に対する 2 次応力の比率は減少する傾向にあり、主塔剛性による 2 次応力への影響は小さく、耐荷性能を照査する際の設計計算においては、いずれのケースにおいてもこれまでと同様に 2 次応力の影響を考慮する必要はないと考えられる。



(a) ケース1



(b) ケース2



(c) ケース3

図 4.24 L荷重載荷時のデッキ主応力 σ_2 の分布および主応力ベクトル

表 4.8 L荷重載荷時のデッキ直応力と主応力の比

		単位	ケース1	ケース2	ケース3
鉛直たわみ		mm	3,064	2,168	1,542
最小主応力 σ_2	ウェブ上	N/mm ²	-60.3	-44.5	-34.0
	ウェブ間	N/mm ²	-45.0	-31.2	-22.2
橋軸方向 直応力 σ_x	ウェブ上	N/mm ²	-60.3	-44.5	-34.0
	ウェブ間	N/mm ²	-45.0	-31.2	-22.2
橋軸直角方向 直応力 σ_y	ウェブ上	N/mm ²	-0.6	-0.6	-0.5
	ウェブ間	N/mm ²	-8.5	-7.7	-7.2
直応力 σ_x / 主応力 σ_2	ウェブ上	—	1.00	1.00	1.00
	ウェブ間	—	1.00	1.00	1.00
直応力 σ_y / 主応力 σ_2	ウェブ上	—	0.01	0.01	0.02
	ウェブ間	—	0.19	0.25	0.33

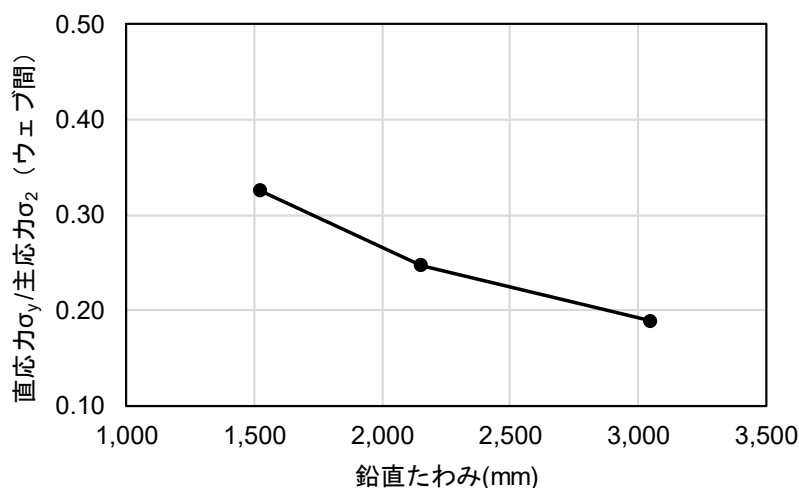


図 4.25 橋軸直角方向直応力 σ_y と最小主応力 σ_2 の比 σ_y/σ_2 と活荷重たわみ比の関係

(4) 疲労耐久性に与える影響

ケース 2 における F 荷重載荷時の主応力分布を図 4.26 に示す. F 荷重載荷位置の直下には応力集中が確認されるが, それ以外に目立った応力集中は認められない. ケース 1 およびケース 3 も同様である.

次に F 荷重載荷時の主桁のデッキに生じる直応力（橋軸方向 σ_x 、橋軸直角方向 σ_y ）の最大値を表 4.9 に示す. F 荷重載荷時の橋軸方向および橋軸直角方向の直応力は各ケースによる差がほとんどなく、主塔剛性の違いが 2 次応力に与える影響はないといえる.

また、F 荷重載荷時の分離 2 箱桁における主桁間の鉛直たわみ差を表 4.10 に、横桁取付け部付近の主荷重載荷側のデッキの最小主応力および主荷重非載荷側のデッキの最大主応力を表 4.11 に示す。主

第 4 章

塔剛性の低下により鉛直たわみは大きくなる傾向にあるが、2つの箱桁の鉛直たわみ差に違いはない。横桁取付け部付近のデッキの主応力についても主塔剛性の違いによる影響は 1%から 2%程度と小さい。これらのことから、主塔剛性の違いによる主桁間のたわみ差に起因する疲労耐久性への影響はないといえる。

本章における 2 次応力による疲労耐久性への影響は、シェル要素による簡易な検討により確認した範囲であり、鋼床版の疲労損傷等に代表される縦リブ形状や溶接形状などの構造詳細に与える影響を検討するためには、リブや溶接形状などの詳細を考慮した検討が必要である。

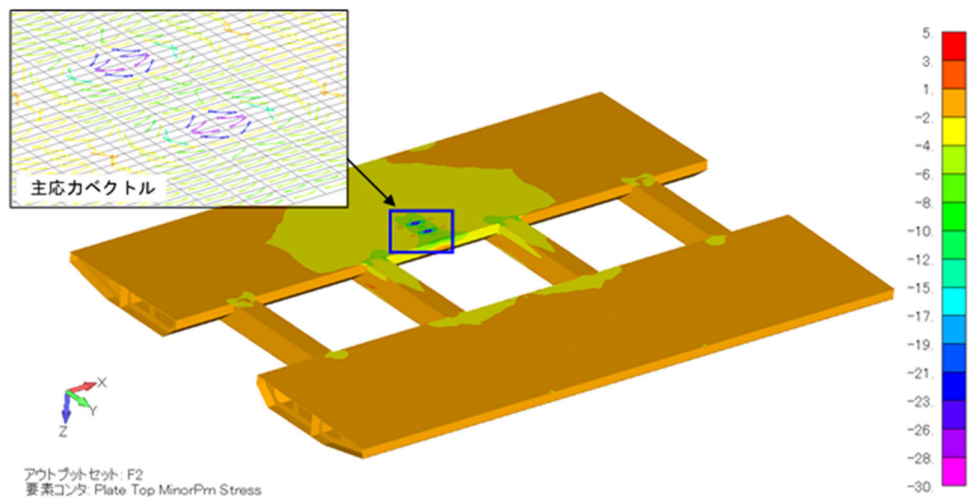


図 4.26 ケース2におけるF荷重載荷時の主応力分布

表 4.9 F荷重載荷時のデッキ直応力

	単位	ケース1	ケース2	ケース3
鉛直たわみ	mm	43	34	28
橋軸方向直応力 σ_x	N/mm ²	-27.8	-27.7	-27.6
橋軸直角方向直応力 σ_y	N/mm ²	-23.2	-23.2	-23.1

表 4.10 F荷重載荷時の箱桁間のたわみ差

	鉛直たわみ量 (mm)		たわみ差 (mm)
	a : 載荷側	b : 非載荷側	a - b
ケース1	40.90	36.94	3.96
ケース2	32.12	28.16	3.96
ケース3	25.72	21.77	3.95



表 4.11 F荷重載荷時の横桁取付け部の主応力

	主応力 (N/mm ²)		ケース1に対する 主応力の比率	
	a : 載荷側	b : 非載荷側	a : 載荷側	b : 非載荷側
ケース1	-5.63	2.16	1.00	1.00
ケース2	-5.56	2.18	0.99	1.01
ケース3	-5.51	2.19	0.98	1.01

4.3.5 主塔剛性の違いが建設費用に与える影響

表 4.3 に示すケースのうち、ケース 0 からケース 3 の建設費用と活荷重たわみ比の関係を図 4.27 に示す。建設費用は前述と同様に既往実績を元に鋼重あたり単価等を算出し、各ケースの数量にそれら乗じて橋梁全体としての費用を算出した結果に対して最も安価なケースであるケース 0 を 1 とした比率により示した。主塔剛性の向上に伴って、前述のとおり各部材の変位や断面力等の低減効果が認められる一方、主塔の大型化に伴う基礎の大型化により橋梁全体の建設費用は増加傾向にあるため、主塔剛性は小さい方が経済性において優位である。

活荷重が主たる作用となる状況における耐荷性能や疲労耐久性に与える影響については、ケーブル部材を除き主塔剛性の違いによる影響は小さく問題にならないことが確認されている。また、風が主たる作用となる状況や地震動が主たる作用となる状況においても主塔剛性の違いによる影響は本章の検討の範囲内においては問題にならないと考えられる。一方、活荷重が主たる作用となる状況における主塔剛性の違いによるケーブルの耐荷性能への影響において、主塔剛性が小さい場合、道示Ⅱに示されるケーブルに対する調査・解析係数、部材・構造係数の適用範囲の上限を上回ることが明らかとなった。さらに、使用性への影響において、計画される橋梁の縦断勾配によっては、活荷重たわみにより視距に影響を与える可能性があることが明らかとなった。これらを踏まえると、本研究の範囲内においては活荷重たわみを指標とすると $L/300$ となる主塔剛性を確保したケース 2 が必要な性能を満足しつつ、最も経済的な主塔であることから対象橋梁における最適な剛性を有する構造であるといえる。

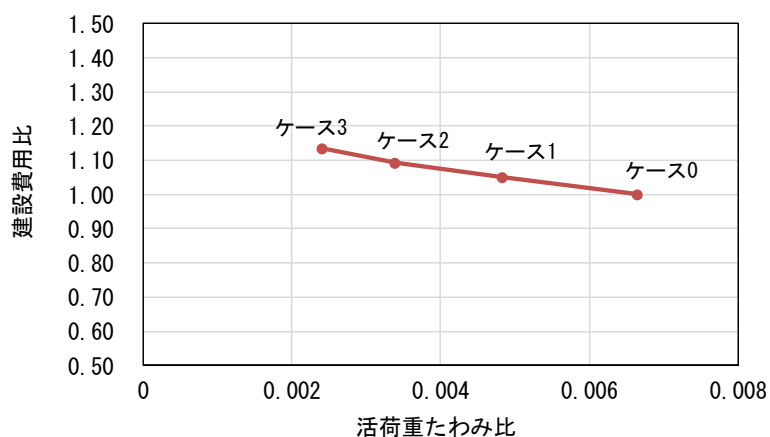
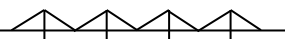


図 4.27 建設費用と活荷重たわみ比の関係



4.4 まとめ

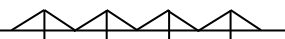
本章では、橋全体としての剛性や活荷重たわみに関する文献等を調査し、支間長 650m を 3 径間有する多径間連続斜張橋の橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目を提案した。併せて、4 主塔連続斜張橋にそれを適用し、斜張橋全体剛性の違いによる性能照査項目および経済性に与える影響を比較することによって、最適な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋構造を提案した。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

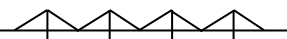
- (1) 橋全体の剛性や活荷重たわみに関する文献および既往長大橋の事例等を踏まえ、活荷重が主たる作用となる状況、風が主たる作用となる状況および地震動が主たる作用となる状況のそれぞれにおける多径間連続斜張橋の橋全体として必要な剛性に対する具体的な性能照査項目を提案した。
- (2) 主塔剛性が低下するにしたがって活荷重の作用により生じる主桁、主塔およびケーブルの断面力や変位は増加する傾向にあるが、主桁および主塔に対する耐荷性能、2 次応力の影響および疲労耐久性に与える影響は小さく問題にならないことを明らかにした。
- (3) 固有振動数および固有周期に基づく検討において、主塔剛性の違いによる風および地震動の作用に対する影響は小さいことを明らかにした。
- (4) 活荷重の作用により生じるケーブルの張力変動は、活荷重たわみが $L/200$ 以下となる主塔剛性の場合、道示Ⅱに示される部分係数の適用範囲を逸脱する応力変動が生じることを明らかにした。一方、活荷重たわみを $L/300$ 以下となる主塔剛性の場合、ケーブルの張力変動はその適用範囲内となることを明らかにした。
- (5) 主塔剛性が向上するにしたがって各部材の変位や断面力等の低減効果が認められる一方、主塔の大型化に伴う基礎の大型化により橋梁全体の建設費用は増加傾向にあるため、主塔剛性は小さい方が経済性において優位である。
- (6) 本研究の範囲内においては活荷重たわみを指標とすると $L/300$ 以下となる主塔剛性を確保することが必要な性能を満足しつつ、最も経済的な主塔であることから 4 主塔連続斜張橋における最適な剛性を有する構造であるといえる。

本章で得られた課題は以下のとおりである。

本章では斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目を提案し、支間長 650m の 4 主塔間連続斜張橋を対象に、斜張橋全体剛性の違いによる性能照査項目に与える影響を明らかにすることにより最適な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋構造を示したが、他の橋梁への適用性は検証されていない。そのため、性能照査項目の一般化に向けて規模や形式の異なる橋梁に対するさらなる検証が必要である。また、活荷重による使用性の検討においては簡易的に固有振動数による評価を行ったが、既往文献[4-11]、[4-12]に示すように橋梁と車両の連成挙動を適切に考慮し検証する必要がある。耐風安定性の検討においては主桁の振動数や構造諸元をもとに検討した範囲であるが、渦励振や発散振動、不規

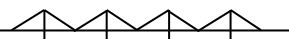


則振動への対応など種々の課題があり，風洞試験やフラッター解析等を踏まえながら断面形状の詳細な検討および耐風安定性の評価が必要である．これらの課題に対しては，本論文の第 5 章に適切な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋における分離 2 箱桁の耐風安定性の評価結果を示す．疲労耐久性の検討においては，簡易な FEM を用いた相対比較による検証を行ったが，鋼床版や隅角部などの構造詳細に対して疲労耐久性が懸念される場合には溶接部を詳細に再現した FEM などによる評価が必要である．耐震性の検討においては固有周期のみにより検討した範囲であり，実構造物における耐震性の照査はより詳細な検討が必要である．これらの課題に対しては，本論文の第 7 章に 4 主塔連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震性の評価結果を示す．一方，多径間連続長大橋における設計活荷重の影響線荷重状況はその構造特性から実態の交通状況[4-22] と乖離している可能性[4-23] があり，合理的な設計を実現するためにはそれらの影響を考慮した適切な設計活荷重およびその荷重方法を明らかにすることが重要であり今後の課題と考えられる．



4.5 第 4 章 参考文献

- [4-1] (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編，2017.
- [4-2] (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，1973.
- [4-3] 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1995.
- [4-4] American Association of State Highway and Transportation Officials : AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications (5th Edition), 2010.
- [4-5] European Committee for Standardization : Eurocode , Basis of structural design (EN 1990:2002), 2002.
- [4-6] Ministry of Transport of the People's Republic of China : Specifications for Design of Highway Steel Bridge (JTG D64-2015), 2015.
- [4-7] Hussain N., Carter M., Kite S., Minto B. : Forth Re-placement Crossing - Concept Design, IABSE Symposium London 2011, 2011.9.
- [4-8] (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，2017.
- [4-9] Kawatani, M., Kim, C.W., Kawada, N. and Koga, S. Assessment of traffic-induced low frequency noise radiated from steel box girder bridge, Steel Structures 8, pp.305-314, 2008.
- [4-10] Shinya Kimura, Chul-Woo Kim, Hiroki Sugiyama, Kazuyuki Ono : Vibration serviceability of a seven span continuous cable-stayed bridge, Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures EVACES 2023, Vol.2, pp.214-224, 2023.
- [4-11] Chul-Woo Kim, Shinya Kimura, Hiroki Sugiyama, Akinori Sato and Kazuyuki Ono : Ride comfort and impact factor of a seven-span continuous cable-stayed bridge, Advances in Structural Engineering, Special issue for Prof Yozo Fujino, pp.1-13, 2024.
- [4-12] JIS B 7760-2 (全身振動—第 2 部：測定方法及び評価に関する基本的要求)，2004.
- [4-13] (社) 土木学会：橋梁の耐風設計—基準と最近の進歩—，2003.
- [4-14] (公社) 日本道路協会：道路構造令の解説と運用，2021.
- [4-15] Selberg, A. : Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series No. 13, 1961.
- [4-16] 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準（2001）・同解説，2001.
- [4-17] 杉山裕樹，安積恭子，川田歩美，中村正人，吉岡勉，平山博，八木知己：多径間連続斜張橋における分離二箱桁断面の耐風性検討，風工学研究論文集，第 27 卷，pp.173-182，2022.
- [4-18] (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2017.
- [4-19] 杉山裕樹，安積恭子，篠原聖二，吉澤努，吉岡勉，平山博：4 主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえた耐震構造計画の検討，土木学会論文集，Vol.80, No.13, 23-13157, 2024.
- [4-20] 阪神高速道路株式会社：阪神高速道路における鋼橋の疲労対策（三訂版），2012.
- [4-21] (社) 土木学会，鋼床版の疲労，2010.
- [4-22] 杉山裕樹，関上直浩，広野邦彦，薄井王尚：阪神高速道路における実態活荷重の把握とその評価，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.74, No.1, pp.158-172, 2018.
- [4-23] Hiroki Sugiyama, Hidesada Kanaji, Hironori Watanabe and Osamu Aketa : A study on vehicular live load design based on actual vehicular load for a multi-span large cable-stayed bridge, Multi-Span Large Bridges, 2010.



第 5 章

多径間連続斜張橋における分離 2 箱桁の耐風安定性の評価

5.1 概説

本研究の対象橋梁は第 3 章および第 4 章の研究を踏まえ図 5.1 に示す支間長 653m を 3 径間有する 4 主塔多径間連続斜張橋（以下、4 主塔連続斜張橋という）である。本橋は、多径間連続斜張橋の剛性向上を目的に主塔が橋軸方向に A 型形状となっているため、主桁は分離 2 箱桁断面である。分離 2 箱桁断面を有する長大斜張橋の事例は、国内にはなく、海外においては、Stonecutters Bridge（2 主塔斜張橋，最大支間長 1018m，中国）[5-1]，Shanghai Yangtze River Bridge（上海長江大橋，2 主塔斜張橋，最大支間長 730m，中国）[5-2]，Jiashao Bridge（嘉紹大橋，6 主塔連続斜張橋，最大支間長 428m，中国）[5-3]など数橋あるのみであり耐風安定性に関する知見が少ない。

我が国における分離 2 箱桁断面の耐風安定性に関する研究は、海峡横断プロジェクトを視野に長大吊橋や斜張吊橋に対するフラッター特性に着目した研究が実施されており、各種耐風付加物によってフラッター発現風速が向上すること[5-4]や台形フェアリングと耐風付加物の組合せによりねじれ振動に対して耐風安定性が改善されることが明らかにされている[5-5]が、近年の研究事例は少ない。一方、海外においては近年様々な研究がなされており、例えば、分離 2 箱桁断面はフラッター性能に優れ、箱桁間の中央開口部幅が大きいほど、また、主桁内側の面取り形状が大きいほどフラッター発現風速が高くなること[5-6]、渦励振が課題となる恐れがあり、その発生メカニズムとして上流側主桁後方の渦の形成に影響を受けること[5-7]などが明らかにされている。

4 主塔連続斜張橋は 2 主塔斜張橋に比べ主桁のたわみ振動数が低く、渦励振に対する使用性照査において多くの振動モードが照査対象となる可能性がある。そのため、照査指標となる加速度から設定される許容振幅は振動数の 2 乗に逆比例するため高次モードほど低下し耐風安定性の確保がより厳しいことが課題となる。一方、第 1 章に示したように本橋は計画コンセプトを高度に両立する高性能な主桁形状を目指しており、耐風安定性のみならず、景観や維持管理性にも配慮が必要である。

そこで本章では、4 主塔連続斜張橋における分離 2 箱桁断面の耐風安定性を評価するために想定される架橋地点における風観測データ等により耐風設計条件および設計に考慮する気流傾斜角を検討する。併せて、計画コンセプトを踏まえた高性能な主桁基本断面形状を提案し設定した耐風設計条件に基づく 2 次元剛体模型バネ支持試験により分離 2 箱桁断面の空力振動特性を明らかにするとともに箱桁ウェブ形状や耐風付加物を変化させ空力的影響を評価し耐風安定性の高い主桁断面形状を提案する。

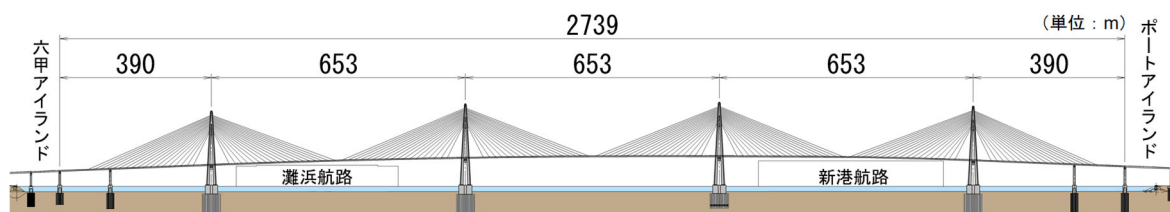
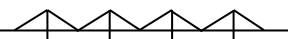


図 5.1 研究対象橋梁



5.2 耐風設計条件および要求性能の設定

5.2.1 検討方針

橋梁の耐風設計は、一般に道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編[5-8]（以下、道示Ⅰという）に基づき実施されるが、長大橋の設計において耐風安定性の検討が特に重要[5-9]であり、本橋はこれまでに類をみない大規模かつ実績のない4主塔連続斜張橋であり、第2章および第4章における研究において主桁の振動数が低く、風による影響を大きく受ける可能性がある。したがって、適切に性能を評価するためには架橋条件を精緻に反映した耐風設計条件を設定する必要がある。これまでの国内における長大橋は、例えば本四架橋[5-10]や東神戸大橋[5-11]など、多くの橋梁において現地における観測データや気象官署におけるデータに基づき耐風設計条件が設定されている。そこで、本橋においても同様に現地風観測データおよび気象官署におけるデータに基づく架橋条件を踏まえた耐風設計条件を設定する。

5.2.2 現地風の観測方法

現地風観測地点および架橋地点周辺の気象官署の観測地点を図5.2に示す。ポートアイランド西側の旧ポートアイランド風観測地点は2004年まで観測し、その後、六甲アイランド風観測地点およびポートアイランド風観測地点は2019年より観測を行っている。また、旧神戸海洋気象台は1029年より観測されているが2007年にポートアイランドに移転している。六甲アイランド風観測地点およびポートアイランド風観測地点の風観測鉄塔を図5.3に示す。旧ポートアイランド風観測地点は高さ3mの鉛直ポールに超音波式風速計（TR-61B）を設置し、地上から25.7mの位置においてサンプリング周波数20Hzの計測を行った。六甲アイランド風観測地点は、対象橋梁の主桁位置を参考に建築基準法を考慮し高さ56m、45m、30m、15mの位置に、ポートアイランド風観測地点は、神戸空港の空域制限から高さ42m、30m、15mの位置に3方向超音波風速計（SAT-600）によりサンプリング周波数20Hzの計測を行った。風観測にあたっては10分間平均風速（以下、風速という）10m/s以上を対象とした。なお、風観測データは2021年2月までのデータに基づき検討する。

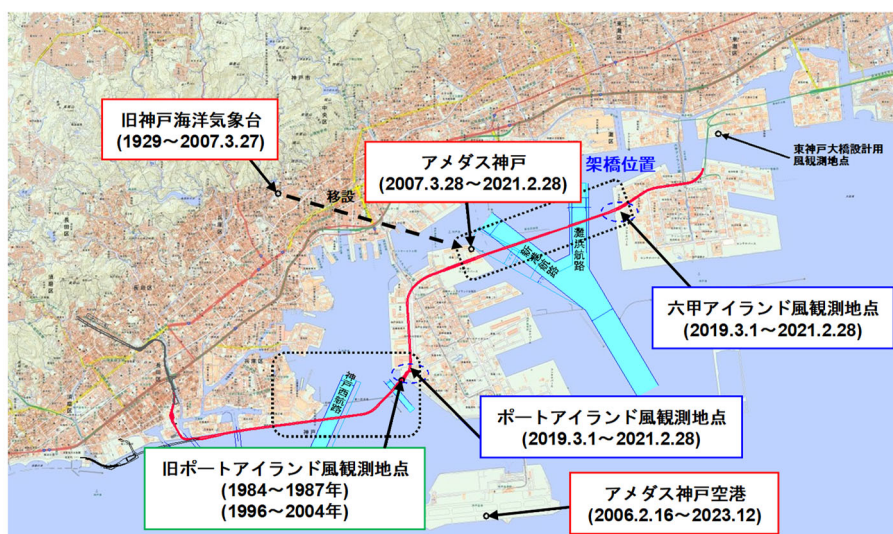
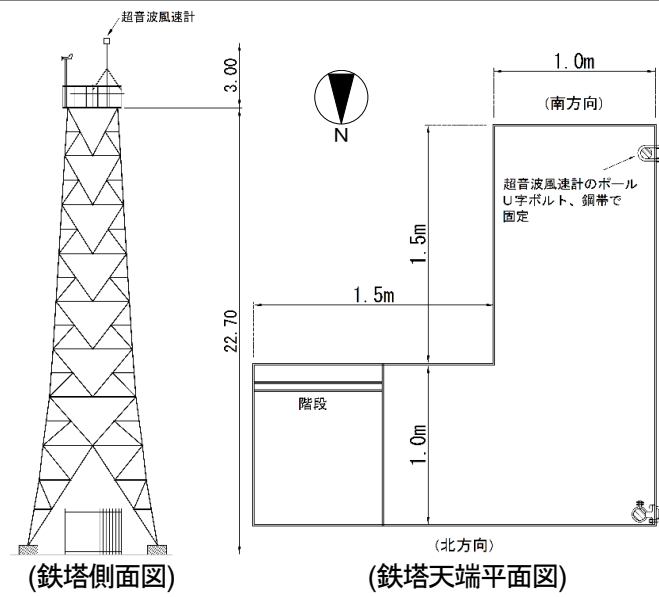
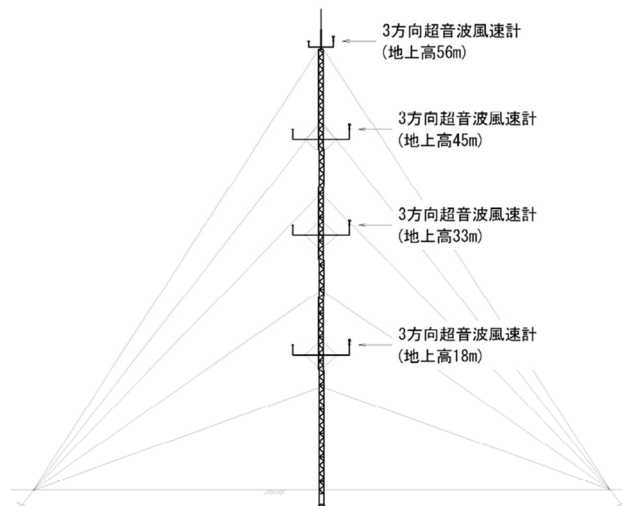


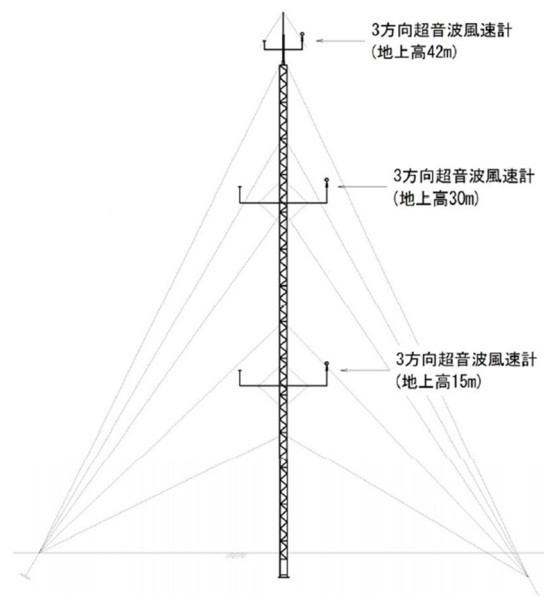
図 5.2 風観測地点の位置図



(a) 旧ポートアイランド風観測鉄塔



(b) 六甲アイランド風観測鉄塔



(c) ポートアイランド風観測鉄塔

図 5.3 風観測鉄塔の概略図

(1) 基本風速

基本風速の検討フローを図 5.4 に示す。基本風速の設定にあたっては、本州四国連絡橋耐風設計基準（2001）・同解説[5-10]（以下、本四基準という）および近傍の東神戸大橋[5-11]を参考とした。気象官署である旧神戸海洋気象台は図 5.2 に示すとおり、架橋地点に比べ山側に位置し、風況特性が異なる可能性がある。そこで、旧神戸海洋気象台の風観測データと架橋地点近傍の現地風観測データの相関関係を調べ、それに基づき補正することとした。表 5.1 に旧神戸海洋気象台と現地風観測データの月最大風速の相関分析結果を示す。それぞれの風観測データの月最大風速は発生日や風向が異なる場合もあるが、各解析データの条件における回帰係数は、1.29～1.31 であるため旧神戸海洋気象台と現地風観測データの回帰係数を安全側に丸め 1.35 と設定した。なお、旧神戸海洋気象台の風観測地点は 2003 年に移転され、現在は、図 5.2 に示すアメダス神戸およびアメダス神戸空港となっており、これらは架橋地点近傍であることから風観測データに対する補正は必要ないと考えている。基本風速の設定にあたっては、風速の再現期間を設定する必要があるが、本橋は道示 I に基づく考え方および東神戸大橋の設計実績から再現期間を 100 年と設定した。架橋地点近傍の年最大風速として、旧神戸海洋気象台を回帰係数により補正したデータ、六甲アイランドおよびポートアイランドにおける風観測データ、アメダス神戸およびアメダス神戸空港の風観測データを用い、極値分布当てはめを行った結果を図 5.5 に示す。極値 I 型分布と極値 II 型分布の適合性を確認した結果、極値 I 型分布への適合性が良いと考えられるため、極値 I 型分布における再現期待値を算出し、その結果を表 5.2 に示す。これによると 100 年再現期待値は風速 38.9m/s となる。近隣の橋梁における基本風速は、東神戸大橋が風速 40.0m/s、神戸空港連絡橋が風速 42.0m/s、明石海峡大橋が 150 年再現期待値として風速 46.0m/s と設定されている。表 5.2 の結果と本橋架橋地点の周辺地形が東神戸大橋に比べ海上に開けていることを考慮して、東神戸大橋における値より大きく、既往最大および各種推定結果より安全側の値となるように基本風速を 43m/s と設定した。架橋地点近傍の風観測データと旧神戸海洋気象台の風観測データを架橋位置に補正した年最大風速の推移を図 5.6 に示す。これによると約 100 年周期で変動しており、やや上昇傾向も見て取れるが、最も高い風速が観測された 1950 年ジェーン台風において 40.2m/s、近年、大きな被害をもたらした 2018 年台風 21 号において 34.5m/s といずれも設定した基本風速を下回っており、妥当な設定と考えられる。

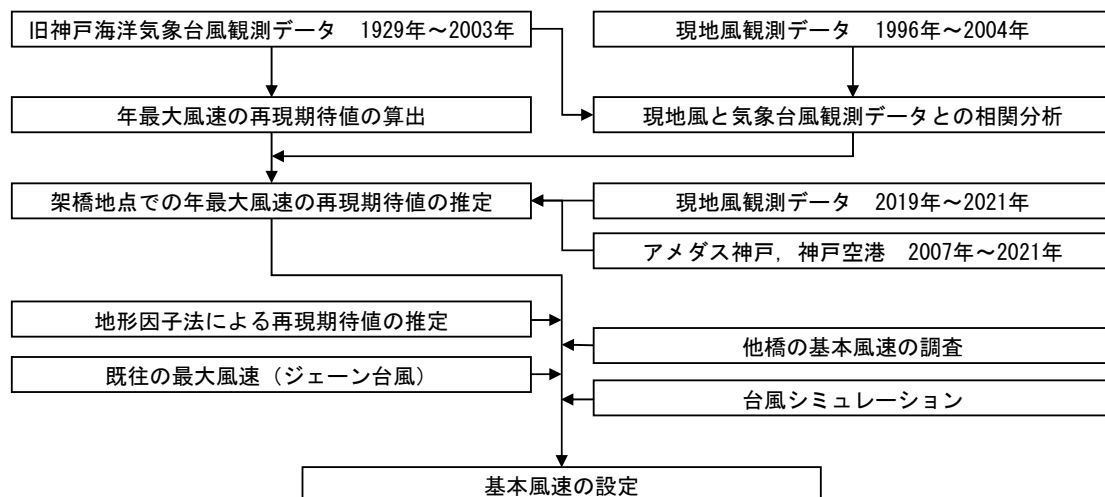


図 5.4 基本風速の検討フロー

表 5.1 旧神戸海洋気象台と現地風観測データの月最大風速の相関分析結果

解析データの条件		データ数	相関係数	回帰式
月最大風速	全データ有効	68	0.599	$y=1.307x$
	発生日が同じ	23	0.675	$y=1.308x$
	発生日および3風向が同じ	15	0.667	$y=1.292x$
	発生日および風向が同じ	9	0.541	$y=1.309x$

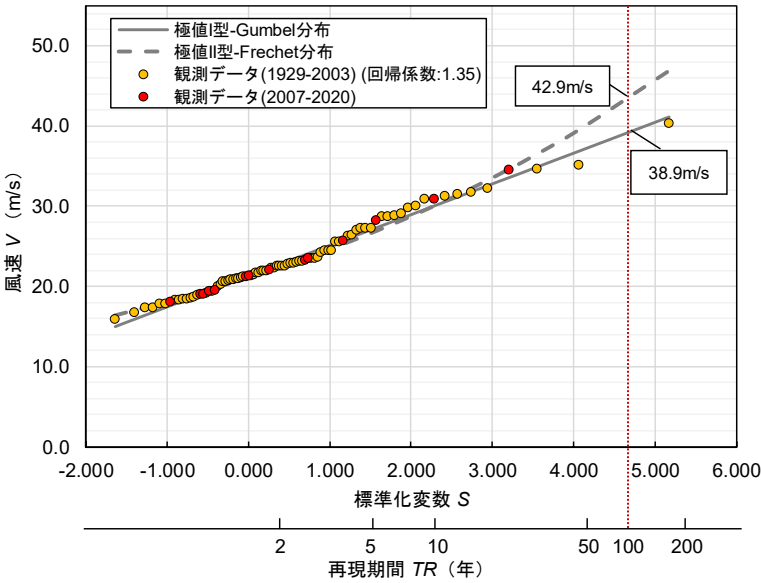


図 5.5 極値分布当てはめ状況

表 5.2 基本風速の検討結果

再現期間 (年)	再現期待値 (m/s)	地形因子法による推定 (m/s)			東神戸大橋 基本風速 (m/s)	既往最大風速 からの推定 (m/s)	台風シミュレーションに よる100年再 現期待値
		阪神公団式	本四公団式	土研式			
5	27.1	—	25.6	—	40.0	40.2 ジェーン台風	35.0
10	29.9	25.6	28.8	—			
20	32.7	28.6	31.9	35.6			
50	36.2	32.5	35.9	39.3			
100	38.9	37.2	38.8	42.1			
150	40.5	38.4	40.5	43.6			
200	41.6	40.2	41.7	44.7			

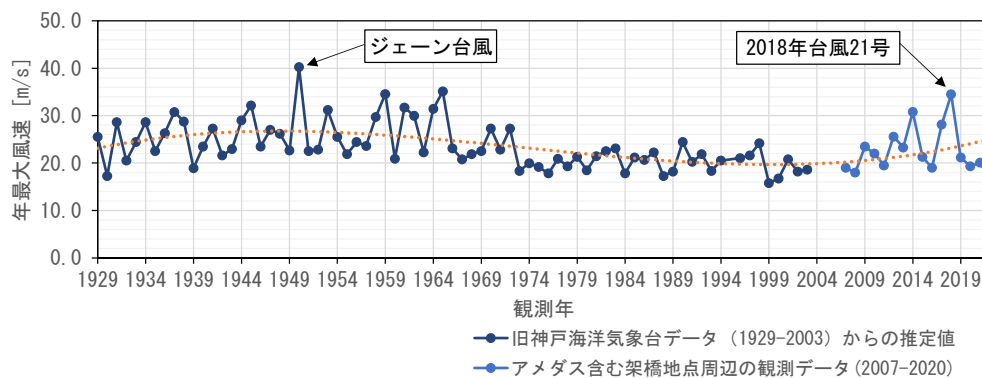
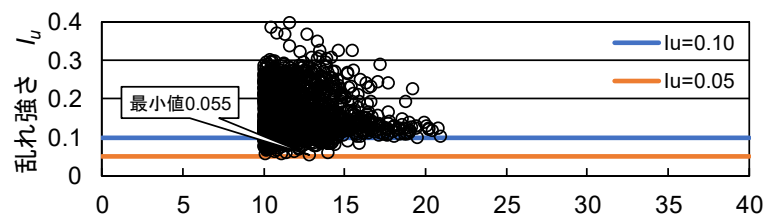


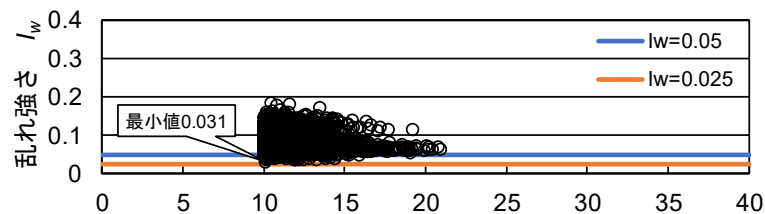
図 5.6 橋地点周辺の年最大風速の推移

(2) 風速の乱れ強さ

2019 年から 2021 年にかけて観測された六甲アイランド風観測地点の高度 56m の水平方向および鉛直方向の乱れ強さを図 5.7 に、ポートアイランド風観測地点の高度 42m の水平方向および鉛直方向の乱れ強さを図 5.8 に示す。風速 20m/s 以上において、両観測地点とも水平方向の乱れ強さは 0.1 に収束する傾向がみられ、鉛直方向の乱れ強さは 0.05 に収束する傾向がみられることから、ガスト応答照査用の水平方向の乱れ強さを 0.1、鉛直方向の乱れ強さを 0.05 と設定した。また、風速 20m/s 以下において、六甲アイランド風観測地点では水平方向の乱れ強さは最小で 0.05 程度、ポートアイランド風観測地点においては水平方向の乱れ強さが最小で 0.02 程度であることから、渦励振照査用の水平方向の乱れ強さを 0.05、鉛直方向の乱れ強さを水平方向の 1/2 である 0.025 と設定した。

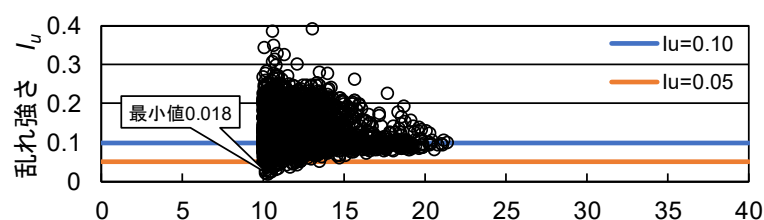


(a) 水平方向

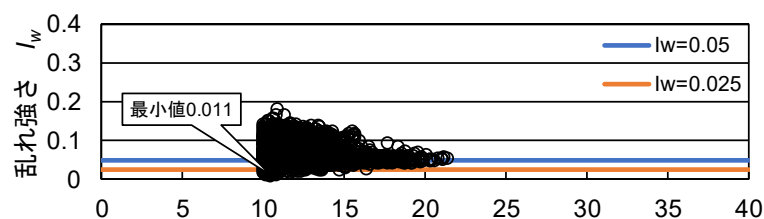


(b) 鉛直方向

図 5.7 六甲アイランド風観測地点における乱れ強さ



(a) 水平方向



(b) 鉛直方向

図 5.8 ポートアイランド風観測地点における乱れ強さ

(3) 風速の高度補正

六甲アイランド風観測地点およびポートアイランド風観測地点の風速の鉛直分布から得られる方位別のべき指数を図 5.9 および図 5.10 に示す。図中には道路橋耐風設計便覧[5-12]（以下、耐風設計便覧という）に示される粗度区分を示し、周辺の建物の影響を受けていると考えられる方位に⇄（緑色）を示す。六甲アイランド風観測地点は、SW～NW にかけて海上に開けており、べき指数が 1/10 程度、ポートアイランド風観測地点は、SSE～WNW にかけて海上に開けており、同様にべき指数が 1/10 程度と想定される。これは耐風設計便覧に示される粗度区分 0（海上）に相当するべき指数であり、海上から吹く風に対するべき指数としては妥当であると考えられる。一方、海上に開けていない方位は、強風時の有効なデータが限られており、周辺の建物等の影響により精度の良いべき指数を算出できない恐れがある。特に北風は内陸（六甲山等）の影響を受け、海側からの風と特性が異なると考えられるため、近隣の実績である東神戸大橋において設定されたべき指数 1/7 を設計に用いるべき指数と設定した。なお、ここで設定したべき指数は、風向別の風速等を算出する場合、例えば、基本風速の推定などに用いることとし、橋梁設計時の高度補正等に用いる場合は、方位ごとに設定すると設計が煩雑となることから安全側となるべき指数である 1/7 に設定する。

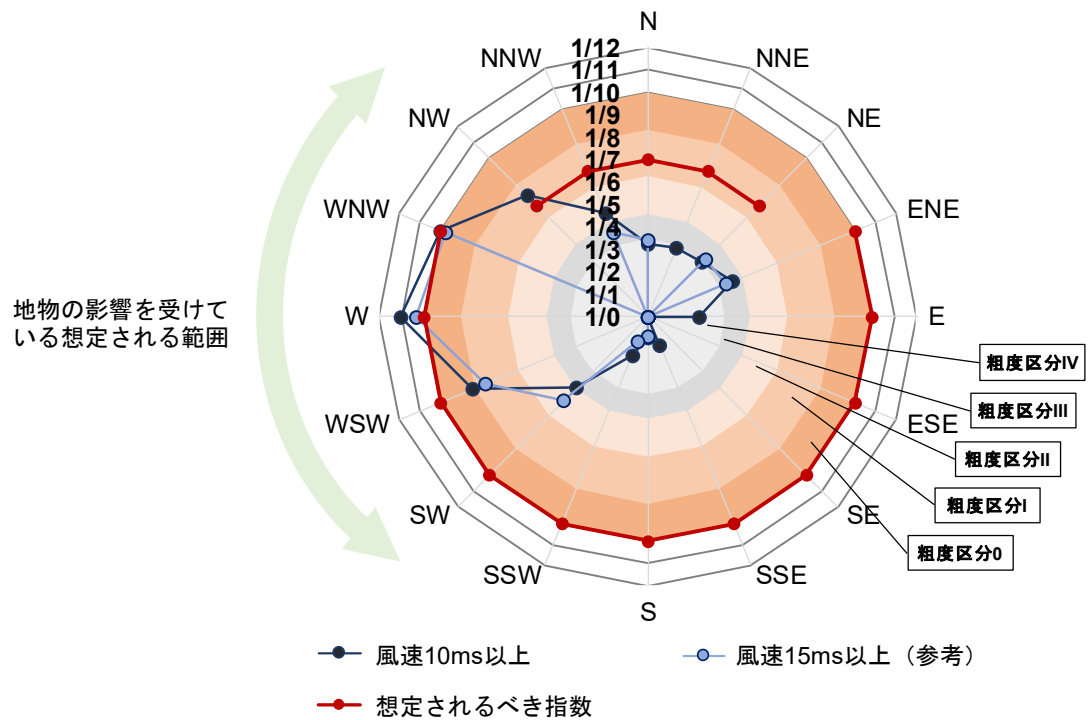


図 5.9 六甲アイランド風観測地点における方位別べき指数

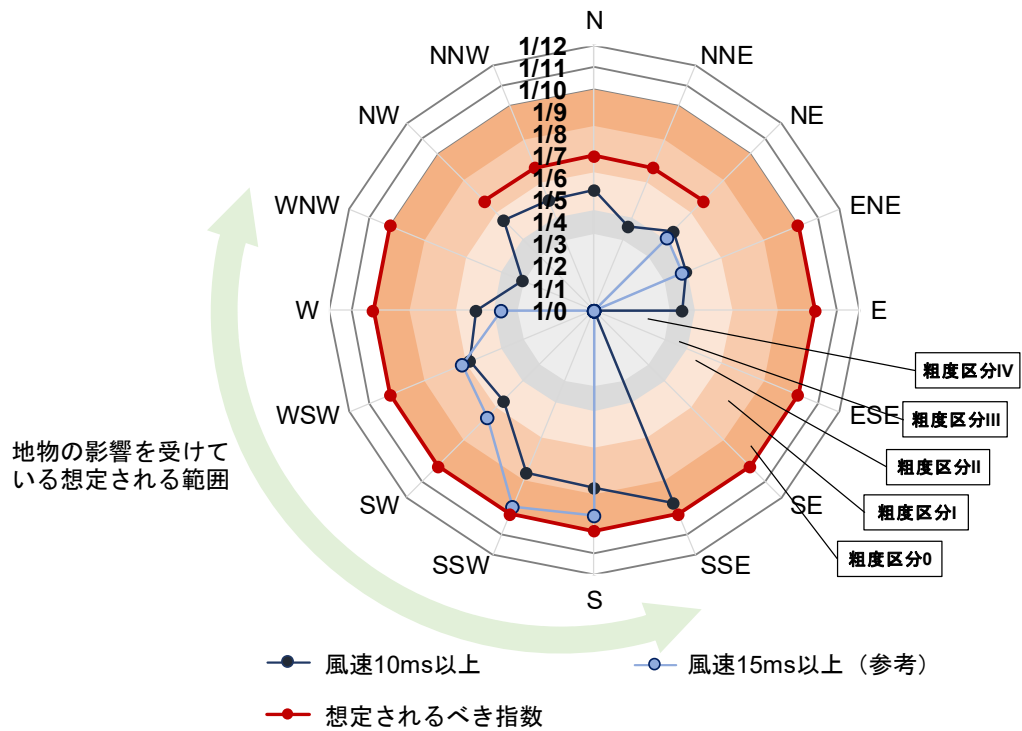
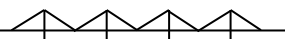


図 5.10 ポートアイランド風観測地点における方位別べき指数



5.3 架橋条件を考慮した気流傾斜角の検討

5.3.1 検討方針

耐風設計条件のうち、長大橋主桁の耐風安定性への影響が大きい項目のひとつとして気流傾斜角（以下、傾斜角という）がある。傾斜角の設定は、一般に本四基準を準用することが多く、明石海峡大橋の建設に伴って実施された風観測結果に基づき、 -3° から $+3^{\circ}$ と設定されている。しかし、本四基準は地形の影響による平均的な風向特性を考慮する必要があると示されていること、また吊橋を前提とした検討であることなどから、その適用性を架橋条件や橋梁構造を踏まえ、慎重に検討する必要がある。

そこで、5.2 に示した風観測結果から傾斜角の特性に対する広域的な地形や周辺地物の影響を検証するとともに、検証結果に基づき図 5.1 に示す 4 主塔連続斜張橋を対象とした設計条件としての傾斜角を検討する。本四基準によると主桁に対して傾斜角が生じる理由[5-10]は、i) 架橋地点の地形に応じて定常的な風の傾斜角（平均傾斜角）、ii) 自然風の鉛直方向の変動風速による風の傾斜角（変動傾斜角）、iii) 定常空気力の作用による桁の静的なねじれ変形の 3 点が要因とされている。本章においてもこれらの要因に着目し、架橋地点周辺の影響を検証するとともに対象橋梁の構造特性を踏まえ、要因ごとに必要な傾斜角の検討を行う。

5.3.2 現地風観測結果の分析

5.2 に示す風観測データのうち、データ量が豊富な旧ポートアイランド風観測地点における 2000 年 10 月 11 日から 2004 年 9 月 8 日の風速 10m/s 以上の計測データを対象に傾斜角の分析を行う。なお、傾斜角の算定は、川谷ら[5-13]を参考に風速計による測定誤差の補正を行っている。観測結果による風向別および風速別の傾斜角分布を図 5.11 に示す。ここで算出した傾斜角は東神戸大橋における検討[5-11]を参考に 200 秒平均値を用いる。また、図 5.12 に風観測点周辺の土地利用状況を示す。図 5.11 より西風は吹上げの傾斜角が大きく、風速 10m/s 以上の平均傾斜角は 4.3° であった。次に、南風はばらつきが小さく特定の風向に対して吹下げと吹上げが規則的に生じている。いずれも風観測地点近傍に護岸があるため、その影響を受けている可能性がある。また、北風は吹上げの傾斜角がやや大きく平均傾斜角は 2.5° であった。風観測鉄塔天端の風速計は図 5.3 に示すように南寄りに設置されたため、北風に対して風観測鉄塔天端の影響を受けた可能性がある。一方、架橋地点を含む神戸市周辺は、北側に標高 900m を超える六甲山系が位置するするとともにその山麓には市街地が形成されているため、その影響を受けている可能性も考えられる。

対象橋梁の架橋地点は海上部に位置するため、風観測データに基づいて傾斜角を設定する際には、過剰な設定とならないように周辺地物や風観測鉄塔の影響を適切に取り除く必要がある。一方、六甲山系の影響など架橋地点においても想定される広域的な影響は適切に考慮する必要がある。そこで、次節において、風観測データに対するこれらの影響を分析・検証し、平均傾斜角および変動傾斜角の検討を行う。

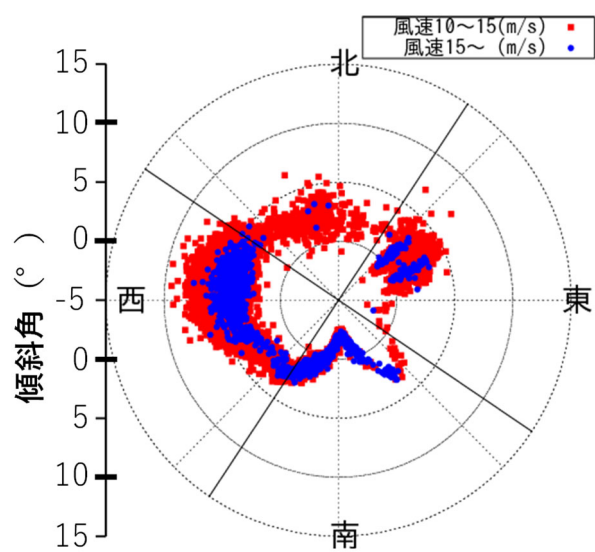
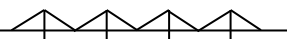


図 5.11 旧ポートアイランド風観測地点における風向別および風速別の傾斜角分布



図 5.12 風観測地点における観測当時の土地利用状況（国土地理院地図に加筆）



5.3.3 平均傾斜角に関する検討

(1) 検討方針

前述を踏まえ風観測結果に影響を与える可能性のある事象について、広域的な影響と風観測地点近傍の地物の影響、風観測鉄塔の影響に分けて解析的な検証を行った。広域的な影響については、六甲山系を含む気象モデル解析により、周辺護岸等の周辺地物および地表面粗度の影響については周辺地物を再現した数値流体解析により検証を行った。また、風観測鉄塔の影響については、既往文献[5-14]を参考に検証を行った。それらの検証結果を踏まえて、本橋における平均傾斜角の設定を行う。

(2) 広域的な地形の影響分析

a) 地形および風況特性

架橋地点である神戸市周辺は、南側が大阪湾に面しており、市街地のすぐ北側に 900m を超える六甲山系が東西に位置する地形的特徴がある。図 5.13 および表 5.3 に旧神戸海洋気象台において観測された風向風速別頻度を示す。この地域は東西風が卓越風向であるものの、15m/s 以上の強風は西から東北東にかけての頻度が大きく、特に 20m/s 以上の強い風に関しては、そのほとんどが西北西から北の範囲に限定されている。台風が紀伊半島の南側を通過する場合や西高東低の強い冬型の気圧配置になる場合に、六甲山系の山越え気流が市街地に北寄りの強風をもたらすことがこの地域の風の大きな特徴といえる。

横田ら[5-15]によると、六甲山系の山越え気流がハイドロリックジャンプを伴い、当該地域において上昇気流が発生することが示唆されており、その影響により傾斜角が生じる可能性が考えられる。そこで、六甲山系を含む架橋地点周辺の広域的な風況特性を検討するために北風を対象にシミュレーションを用いた風況特性解析を行う。

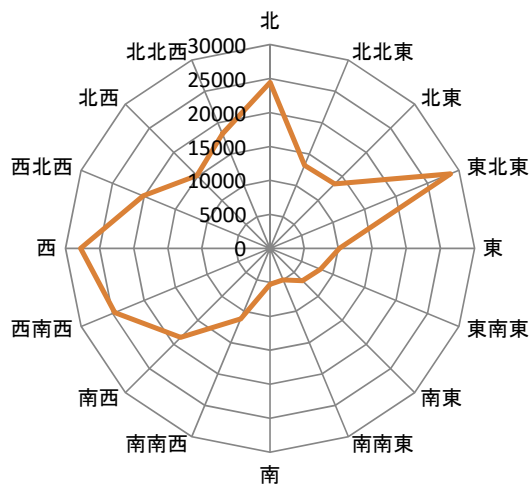


図 5.13 旧神戸海洋気象台における風向風速別出現頻度
(1990年4月1日～2018年12月31日)

表 5.3 旧神戸海洋気象台における風向風速別出現頻度の一覧
(1990年4月1日～2018年12月31日)

風向 \ 風速 (m/s)	0.5m/s未満	0.5～4.9	5.0～9.9	10.0～14.9	15.0～19.9	20.0m/s以上
北	139	20707	3502	81	7	4
北北東	115	12310	799	19	3	0
北東	79	9027	3492	755	33	0
東北東	73	17232	10733	596	36	1
東	60	8552	1516	45	1	0
東南東	50	7742	212	2	0	0
南東	57	6601	55	2	0	0
南南東	68	4907	44	2	0	0
南	76	5058	153	10	1	0
南南西	85	9681	1456	24	3	0
南西	71	15176	3278	10	1	0
西南西	95	19377	5073	113	2	0
西	145	19521	7755	349	7	1
西北西	132	15794	4138	93	1	5
北西	146	13366	1586	25	3	5
北北西	141	14398	3527	174	14	13

b) 解析手法

広域の気象や地形の影響を受けた気象現象を再現するために、使用実績の多い気象モデル WRF (Weather Research and Forecasting) を用いる。WRF は米国大気研究センターが中心となって開発された圧縮性の非静力学モデルであり、雲、降水過程、放射過程、大気境界層過程などが考慮され、雨や風の予測を目的としたリアルタイム運用に用いられている[5-16]。また、境界層における風の鉛直プロファイルを再現した事例[5-17]や山岳域における複雑地形下の風を再現した事例[5-18]もあり、いずれも観測値と対応は良いと評価されている。解析条件を表 5.4 に、解析領域を図 5.14 に示す。解析領域は神戸市域を対象に架橋地点の風上側を広く設定した約 200km×200km の領域を第 1 領域、六甲山系全域を含む約 30km×30km を第 2 領域、架橋地点周辺を第 3 領域とし、第 1 領域から第 3 領域まで順次ネスティングを実施して計算した。第 1 領域の計算は、気象庁 GPV-MANAL (1 時間間隔) を境界条件としており、GPV-MANAL を第 1 領域の計算時間間隔 (20 秒) に合わせて直線内挿し境界値として与えている。

表 5.4 WRFにおける解析条件および対象期間

計算領域	兵庫県を含む東西×南北各200km
格子	5km：兵庫県全域，1km：六甲山周辺，200m：神戸港周辺
鉛直層	0～10kmを61層（～100mは5層）
境界条件	気象庁GPV-MANAL（5km格子）
標高・土地利用値	国土数値情報：標高10m， 土地利用100m格子
対象期間	2017年10月22日12時～同23日9時

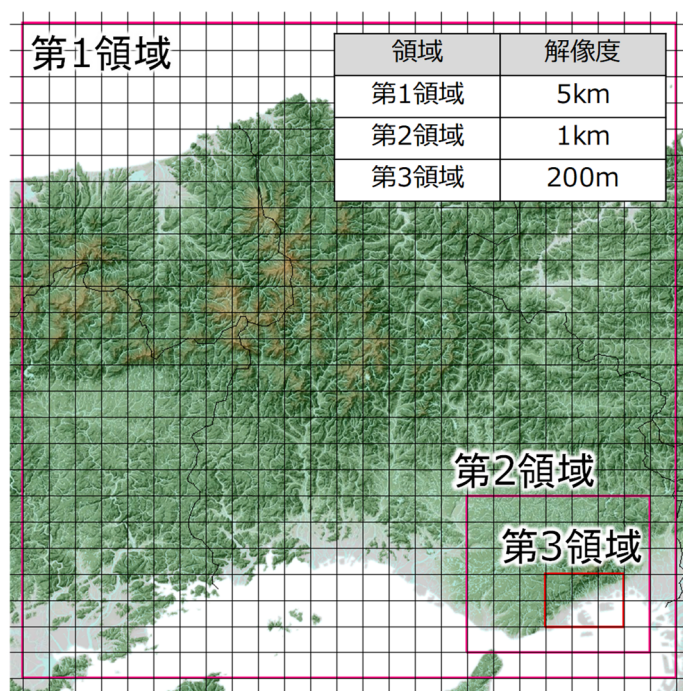


図 5.14 解析領域

c) 解析対象の気象条件

解析対象とした気象条件は、近年の北風事例として図 5.15 に示す 2017 年台風 21 号とした。台風 21 号は 10 月 22 日から 23 日にかけて北寄りの強い風が継続し、神戸地方気象台において、最大風速 30.7m/s（北北西）、最大瞬間風速 45.9m/s（北北西）を記録した。この記録は 1950 年 9 月 3 日のジェーン台風に次ぐ記録であり、北風としては最大クラスといえる強風である。神戸地方気象台において北風の強風が継続した 10 月 22 日 12 時から 23 日 9 時までを対象として解析を行った。

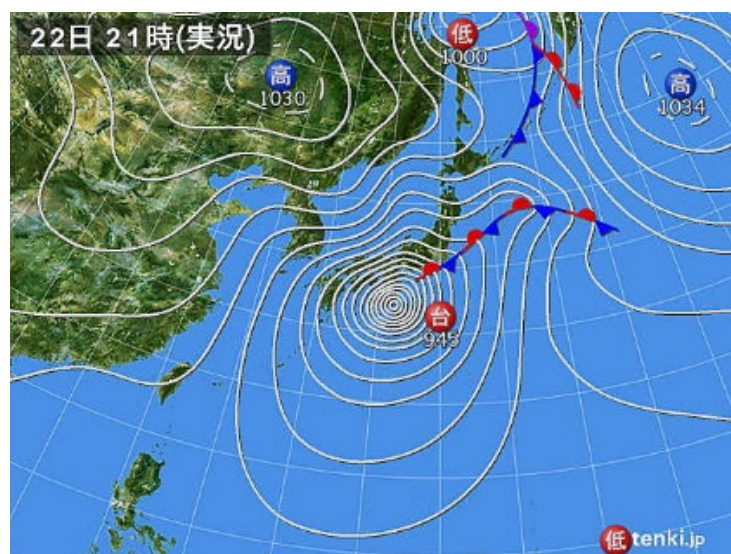
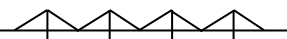


図 5.15 2017年台風21号接近時の天気図[5-19]



d) 解析結果

解析によって算出した風向・風速と神戸地方気象台の観測値の比較を図 5.16 に示す。台風の接近に伴って風向が東寄りから北寄りに変化し、北風が強くなる傾向が再現できており、解析結果は妥当であると考えられる。22 日 18 時および 23 日 1 時における地上 50m の風向風速分布を図 5.17 に示す。神戸市街地においては広範囲に 30m/s 以上の北風となり、架橋地点付近においては 40m/s 以上の風速となっている。同時刻の鉛直風速の分布図を図 5.18 に示す。図 5.17 および図 5.18 より、10 月 22 日 18 時の時点は、六甲山系を超えた北風が山際において下降流域を形成するものの、海岸付近より沖合は上昇流場となり、架橋地点はこの上昇流場内に位置している。これは、前述のハイドロリックジャンプが形成されているものと考えられる。23 日 1 時の最大風速発生時は、下降流場が海岸付近よりも沖側まで広がり、上昇流場が六甲アイランドやポートアイランドよりも沖合に形成されている。対象橋梁の主桁中央付近における水平風速、鉛直風速および傾斜角の変化を図 5.19 に示す。水平風速が 20m/s 以下において鉛直風速の影響を受け傾斜角が 2° 程度生じているが、風速 20m/s を超えると鉛直風速が低下しほぼゼロとなるため、傾斜角もほぼゼロとなる。以上の結果から、架橋地点においては風速 20m/s 以下の低風速の北風は広域的な地形の影響により吹上げの風が発生する傾向がみられるが、風速 20m/s を超える高風速の北風は吹上げの風が発生する傾向はみられない。なお、南風においても同様の影響の可能性が否定できないが、開けた海から吹く南風は架橋地点を越えて六甲山系にあたるため、その影響は小さいと考えらる。南風の検証については今後の課題としたい。

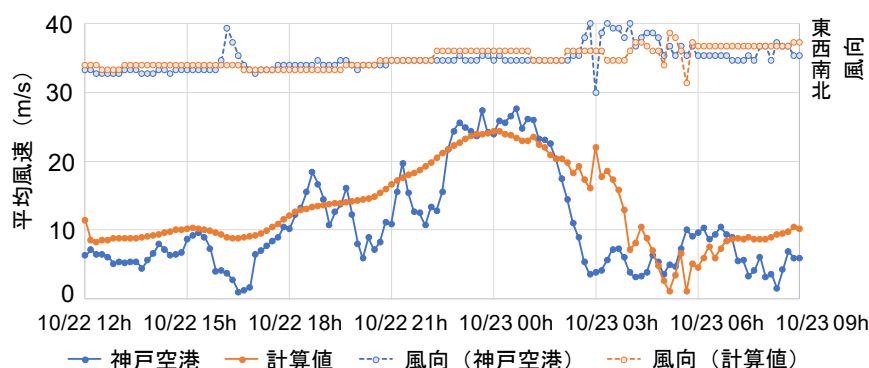


図 5.16 神戸地方気象台における観測値と解析結果の比較

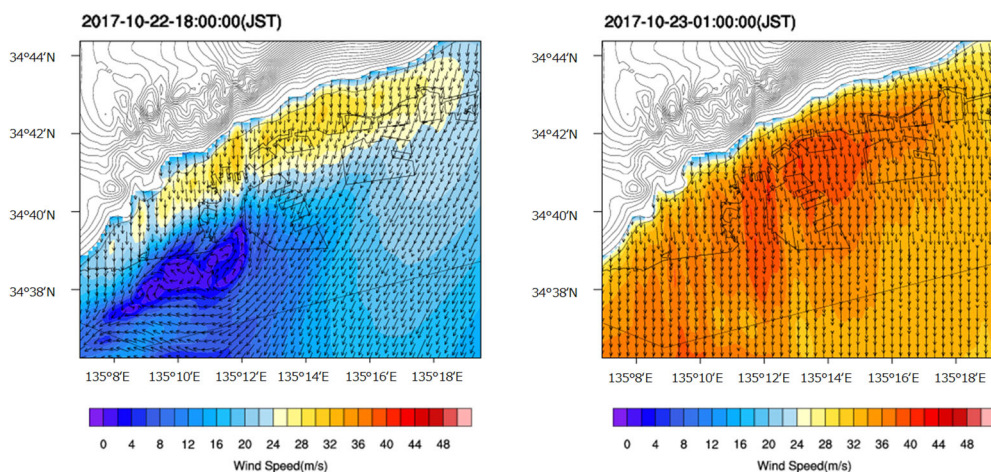


図 5.17 解析結果における地上50mの風向風速分布

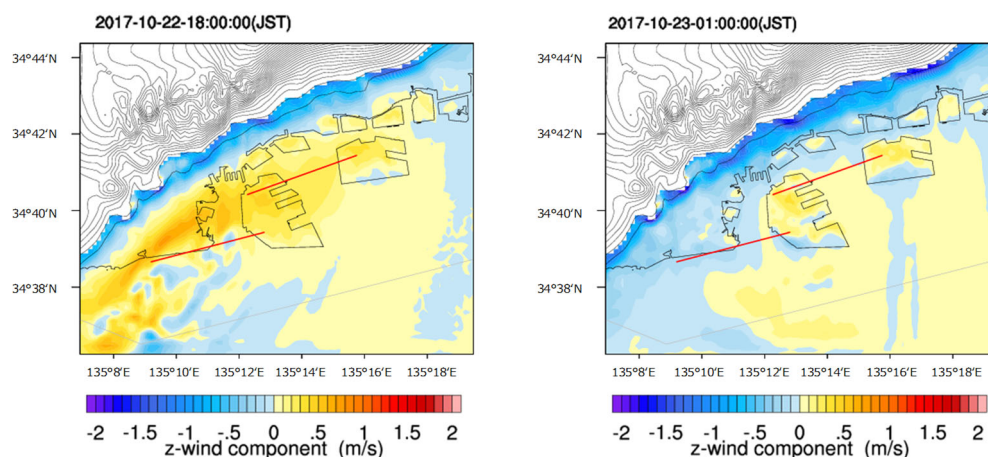


図 5.18 解析結果における地上50mの鉛直風速分布

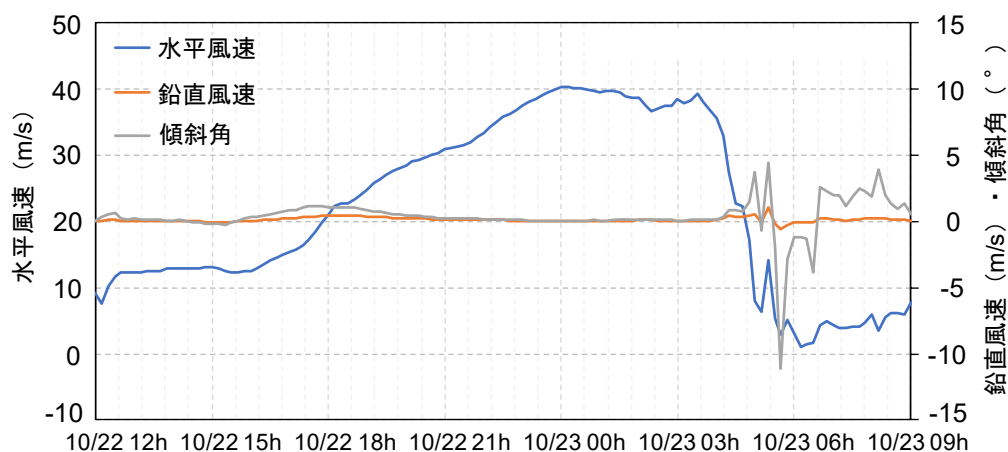


図 5.19 架橋地点における水平風速，鉛直風速および傾斜角の時刻歴変化

(3) 護岸等の周辺地物および地表面粗度による影響分析

a) 解析モデルおよび解析条件

周辺地物および地表面粗度の影響を検証するため周辺地物等をモデル化した数値流体解析を行う。モデル化の範囲と解析対象風向および解析条件を図 5.20 および表 5.5 に示す。モデル化の範囲は風観測鉄塔を中心として上流側，下流側とも 1,000m とし，幅は 500m，高さは 2,000m とした。要素数は約 1500 万であり，風観測鉄塔近傍の護岸壁面接線方向の最小解像度は約 0.3m である。風観測鉄塔周辺の地物の状況を図 5.21 に示す。風観測鉄塔は西側約 16m，南側約 40m の距離を隔てて護岸に近接している。なお，周辺の建物も観測当時の状況を再現したが，風観測鉄塔はモデル化していない。解析ケースは，西寄りの風 3 ケース，南寄りの風 7 ケース，北寄りの風 7 ケースとした。数値流体解析の乱流モデルは，標準型 $k-\epsilon$ モデルを用いる。地表面粗度は，耐風設計便覧[5-12]を参考に，西寄りの風および南寄りの風は海上であるため，地表面粗度区分 0 相当，北よりの風は地表面粗度区分 3 相当とした。なお，地表面粗度の影響を確認するため，地表面粗度区分の異なるケースについても解析を行った。

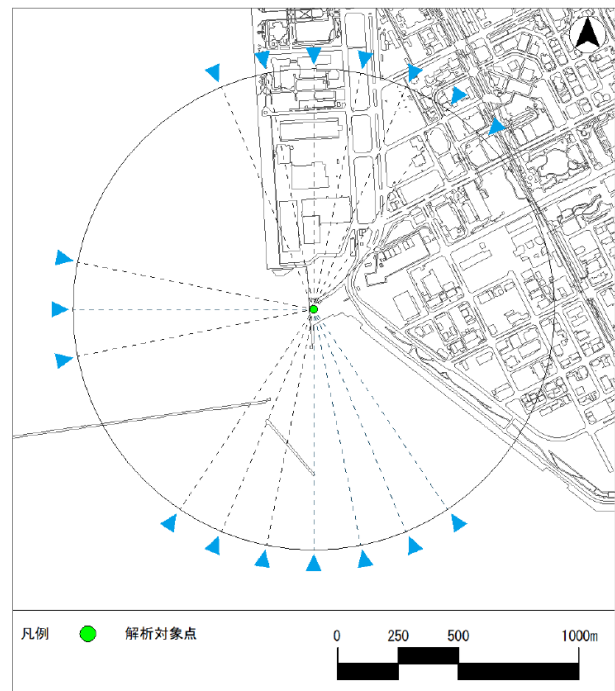


図 5.20 モデル化の範囲および解析対象風向

表 5.5 数値流体解析における解析条件

乱流モデル	標準k-ε
移流項スキーム	MUSCL 2次中心
計算アルゴリズム	定常計算
計算ソフト	SCRYU / Tetra
対象範囲	観測地点を中心とする 風向方向1km×幅0.5km×高さ2kmの直方体
解析対象 風向（風向角）	西寄り①西+11.25°(281.25°)
	西寄り②西(270°)
	西寄り③西-11.25°(258.75°)
	南寄り①南+33.75°(213.75°)
	南寄り②南+22.5°(202.50°)
	南寄り③南+11.25°(191.25°)
	南寄り④南(180度)
	南寄り⑤南-11.25°(168.75°)
	南寄り⑥南-22.5°(157.50°)
	南寄り⑦南-33.75°(146.25°)
	北寄り①北+45.0°(45.0°)
	北寄り②北+33.75°(33.75°)
	北寄り③北+22.5°(22.50°)
	北寄り④北+11.25°(11.25°)
	北寄り⑤北(0.0°)
	北寄り⑥北-11.25°(348.75°)
	北寄り⑦北-22.5°(337.50°)



図 5.21 風観測鉄塔周辺の地物の状況

b) 解析結果

護岸に概ね直交する西風における鉛直断面の風速および風速ベクトルを図 5.22 に示す。なお、風速は入力気流の風速計設置高さの風速に対して基準化したものである。護岸に堰き止められた風が護岸の上端部において剥離し、護岸後方は逆流していることが確認できる。風観測地点における傾斜角は粗度区分 0 の場合 5.41° の吹上げとなっており、護岸の影響を受けていることがわかる。

南風における鉛直断面の風速および風速ベクトルを図 5.23 に示す。南風は風向と護岸の角度が 60° 程度となっており風は護岸の壁面に対して斜めにぶつかることになる。図 5.23 から剥離に伴う強風域および護岸背面の逆流域がみられるものの、護岸に正対する風向である西風に比べると強風域および逆流域が狭くなっている。護岸周辺の流線図を図 5.24 に示す。流線の軌跡を観察すると、護岸を越えた風が円錐状の渦を巻きながら、東へと流下する様子を確認することができる。そのために、強風域および逆流域が狭くなったものと考えられる。河井ら[5-20]の風洞試験による研究においては低層陸屋根建物に斜めの風が当たる場合、軒付近に円錐渦が形成されて、強い低圧場となると述べており、今回の結果と類似していることがわかる。南風より護岸の壁面に対して $+22.5^\circ$ 、 $+11.25^\circ$ 、 -11.25° 、 -22.5° となる風向の鉛直断面の風速および風速ベクトルを図 5.25 から図 5.28 に示す。南風より護岸の壁面に対して正対方向に近づく風向である南 -11.25° 、南 -22.5° においては強風域および逆流域が徐々に広がっている。一方、南寄り護岸に対して正対方向から遠ざかる風向である南 $+11.25^\circ$ 、南 $+22.5^\circ$ においては強風域および逆風域が徐々に狭くなっている。風観測位置における傾斜角を表 5.6 に示す。高さ 25m における粗度 0 の傾斜角は、風向が南 $+33.75^\circ \sim$ 南 -11.25° の時は負、風向が南 $-22.5^\circ \sim$ 南 -33.75° の時は正であった。

北風および風向が北 $+45^\circ$ の鉛直断面の風速および風速ベクトルを図 5.29 および図 5.30 に示す。これによると風観測鉄塔位置の上流側の近傍に障害物がないため塔位置付近までは剥離などの現象はみられない。ただし、風向が北 $+45^\circ$ においては下流側の護岸の影響により若干の傾斜角が生じている。風観測地点における粗度区分 3 の傾斜角は、風向が北の場合 1.27° 、風向が北 $+45^\circ$ の場合 2.89° であった。

風観測地点における傾斜角の観測結果と解析結果の比較を図 5.31 に示す。赤線は観測結果、青丸は

想定した粗度の場合の傾斜角を、緑丸は想定した粗度より滑の場合の傾斜角を、青の×印は想定した粗度より粗な場合の傾斜角を示している。観測結果は、風速 5m/s 以上の記録を風向別に平均化した値である。解析結果は観測結果と概ね一致しており、本解析は精度よく風況特性を再現しているものと考えられる。この結果から、南風および西風の傾斜角は護岸の影響を受けているといえる。高さ 70m における風向別、想定粗度別の傾斜角を表 5.7 に示す。想定される橋梁主桁の高さ位置である高さ 70m 付近において北風は地表面の影響が小さくほとんど傾斜角が生じていない。西風、南風においても護岸の影響が小さく、最大でも傾斜角は 2.5° 以下である。

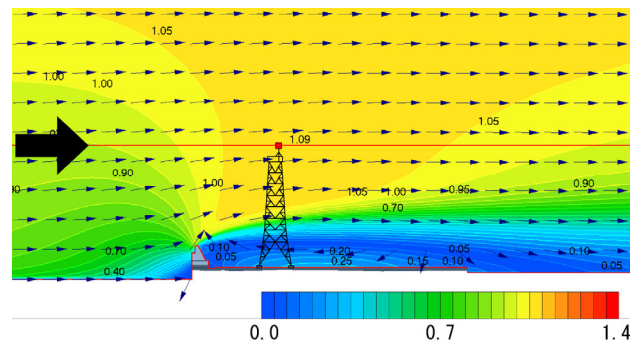


図 5.22 西風における鉛直断面の風速および風速ベクトル

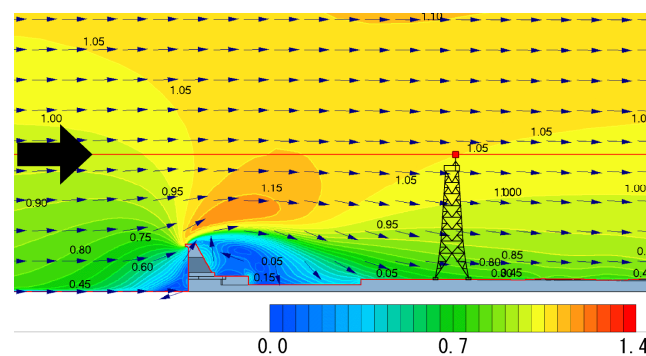


図 5.23 南風における鉛直断面の風速および風速ベクトル

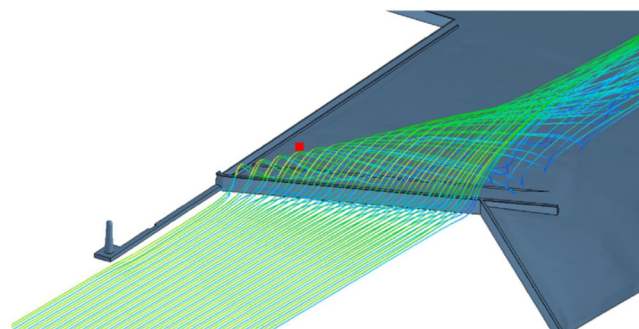


図 5.24 護岸周辺の流線図

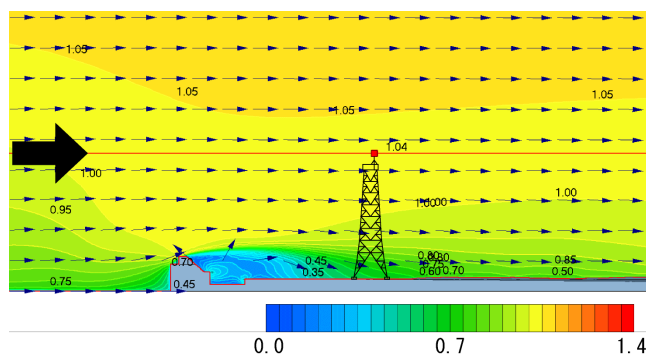


図 5.25 風向南+22.5における鉛直断面の風速および風速ベクトル

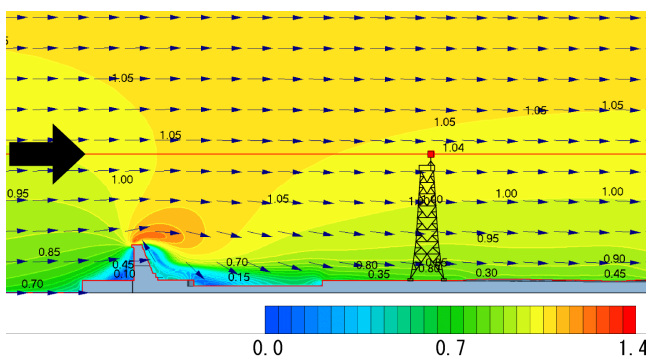


図 5.26 風向南+11.25における鉛直断面の風速および風速ベクトル

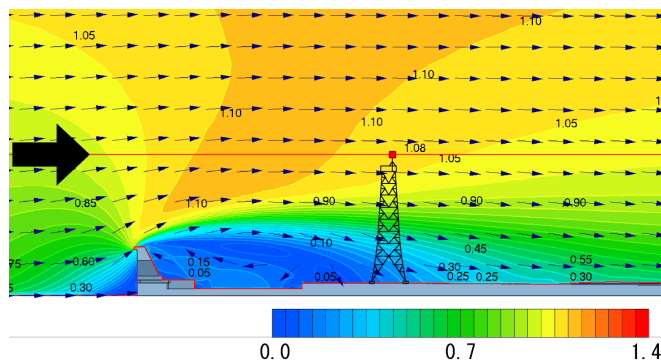


図 5.27 風向南-11.25における鉛直断面の風速および風速ベクトル

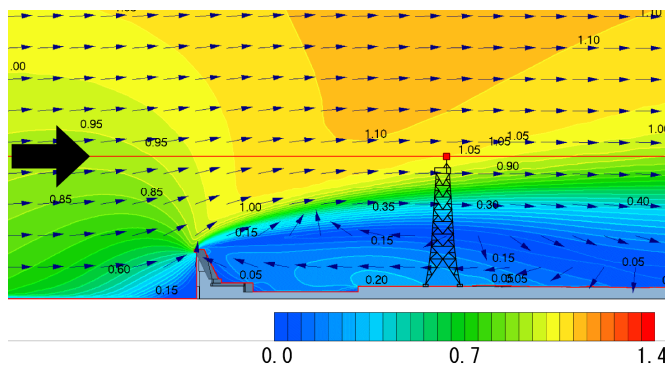


図 5.28 風向南-22.5における鉛直断面の風速および風速ベクトル

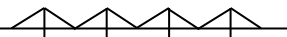


表 5.6 風観測位置 (H=25.0m) における傾斜角

風向	角度	傾斜角(°)
南+33.75°	213.75	-1.36
南+22.5°	202.50	-2.18
南+11.25°	191.25	-3.04
南	180.00	-4.92
南-11.25°	168.75	-3.82
南-22.5°	157.50	1.95
南-33.75°	146.25	4.24

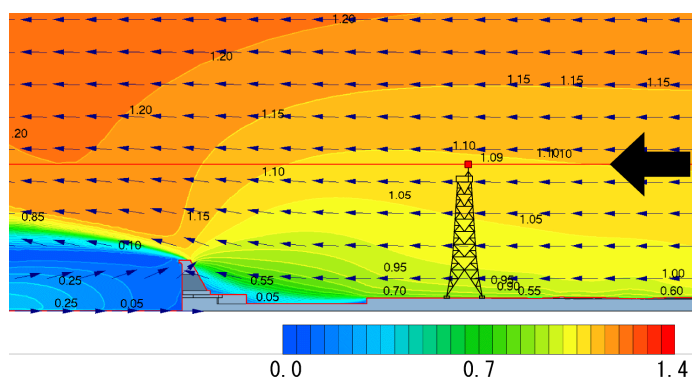


図 5.29 北風における鉛直断面の風速および風速ベクトル

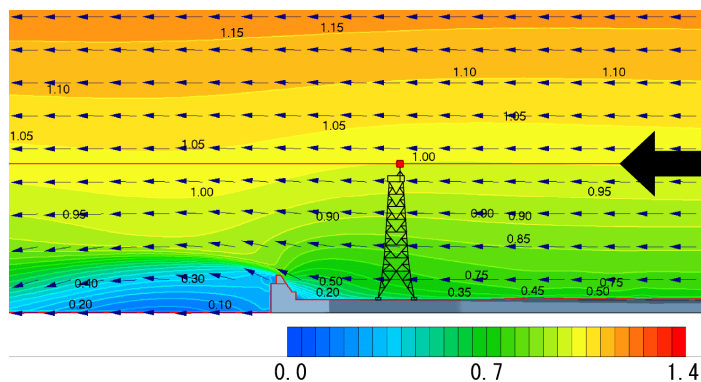


図 5.30 風向北+45.0における鉛直断面の風速および風速ベクトル

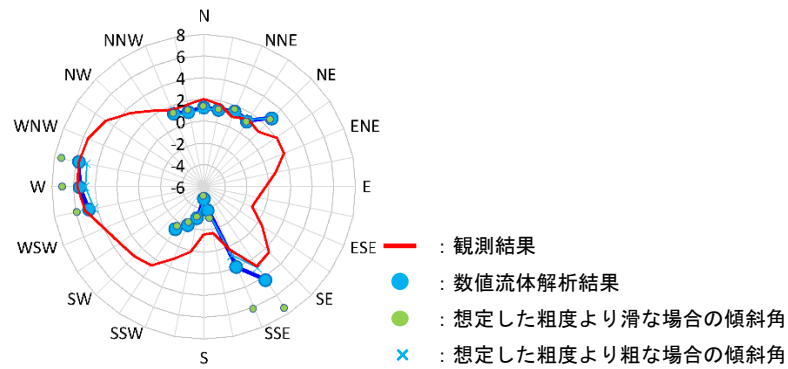


図 5.31 風観測地点における傾斜角の観測結果と解析結果の比較

表 5.7 風観測位置 (H=70.0m) における粗度別の傾斜角

(a) 西寄りの風向

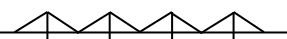
風向	角度	傾斜角 (°) (H=70m)		
		一様流	粗度0	粗度2
西+11.25°	281.25	2.64	1.91	1.66
西	270.00	2.49	1.83	1.61
西-11.25°	258.75	2.09	1.64	1.44

(b) 南寄りの風向

風向	角度	傾斜角 (°) (H=70m)		
		一様流	粗度0	粗度2
南+33.75°	213.75	0.44	0.37	0.24
南+22.5°	202.50	0.12	0.05	-0.07
南+11.25°	191.25	-0.07	-0.17	-0.30
南	180.00	0.09	-0.03	-0.19
南-11.25°	168.75	0.90	0.56	0.45
南-22.5°	157.50	3.14	1.78	1.38
南-33.75°	146.25	3.58	2.23	1.72

(c) 北寄りの風向

風向	角度	傾斜角 (°) (H=70m)		
		一様流	粗度0	粗度2
北+45.0°	45.00	0.37	0.38	0.26
北+33.75°	33.75	-0.42	-0.33	-0.33
北+22.5°	22.50	0.18	0.04	-0.16
北+11.25°	11.25	0.30	0.12	-0.05
北	0.00	0.66	0.46	0.22
北-11.25°	348.75	0.81	0.61	0.39
北-22.5°	337.50	0.77	0.58	0.38



(4) 観測鉄塔による影響分析

既往文献[5-14]において図 5.3 に示す鉄塔に対する北風を対象とした流れ場の数値流体解析を行っている。これによると、風観測鉄塔頂部において風上側からの剥離が確認され、風観測点である高さ 25.7m の位置に約 2° の傾斜角が生じており、標高が高くなるにしたがってゼロに近づいていることが示されている。これらのことから、風観測地点における風速計は、図 5.3 に示す風観測鉄塔天端の南寄りに設置しているため、傾斜角の観測値は風観測鉄塔天端による剥離の影響を受けていることが確認できる。

(5) 平均傾斜角の設定

以上の検討結果を踏まえ、架橋地点における平均傾斜角を設定する。平均傾斜角の設定に用いる風観測データの風向は、斜張橋主桁の耐風安定性に影響を与える橋軸直角方向に対して $\pm 45^\circ$ の範囲とした。南風は前述の検討結果から南側の護岸の影響を大きく受けた観測値であること、南側は開けた海上からの風であることを踏まえ、南風の平均傾斜角は 0° とした。北風は、風観測鉄塔および周辺構造物の影響を含んだ観測値であると考えられるが、風速 20m/s 以下の低風速域においては広範囲の地形の影響として六甲山系の影響を加味すると吹上げ傾向にあることから、安全側となるように観測値から求まる平均傾斜角とした。水平風速と 200 秒平均傾斜角の関係を図 5.32 に示す。北風の風速 20m/s 以下の低風速域における平均傾斜角は図中の緑線の 3.0° である。風速 20m/s を超える高風速域においては、北風の観測記録がないが広範囲の地形の影響を加味した解析結果から六甲山系からの吹き下ろす風の範囲が南に広がることにより架橋地点における傾斜角は 0° となる傾向であったため、高風速域における北風の平均傾斜角は 0° とした。設定した平均傾斜角を表 5.8 にまとめる。

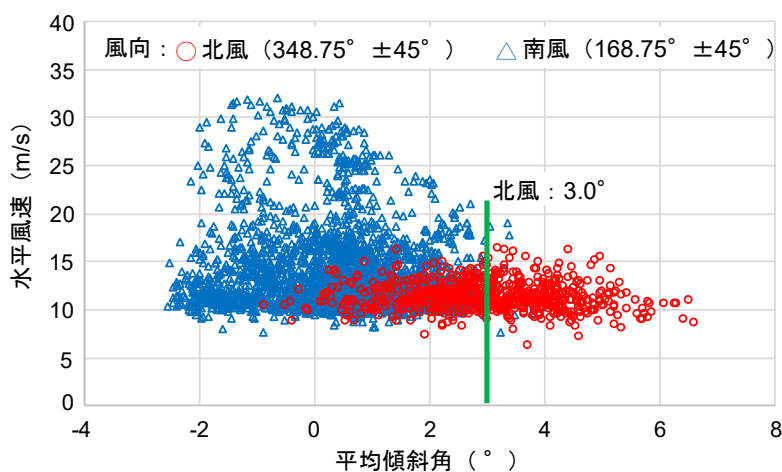


図 5.32 風観測結果における水平風速と200秒平均傾斜角の関係

表 5.8 設定した平均傾斜角

風速域	平均傾斜角	
	北風	南風
低風速域 (風速20m/s以下)	3.0°	0.0°
高風速域 (風速20m/s超)	0.0°	0.0°



5.3.4 変動傾斜角に関する検討

(1) 検討方針

変動傾斜角は自然風の鉛直方向の変動風速によって生じる風の傾斜角であり、振動の発達に要する時間の間に発現すると考えられる平均傾斜角の最大値とされている[5-10]。1976 年の本州四国連絡橋耐風設計基準[5-21]（以下、本四基準 1976 という）においては、評価時間を Severn Bridge（吊橋、最大支間長 988m）における検討と同様に 30 秒とし、この移動平均の標準偏差の 3 倍を変動傾斜角の最大値と定義し、変動傾斜角が設定されている。ここで、評価時間 30 秒は中央支間長 1,500m 級の吊橋の最低次のねじれ振動周期の約 5 倍とされている。その後、明石海峡大橋建設時における風観測データを用いて研究した結果、標準偏差の 3 倍値とすると、これを越して継続される平均時間は 10 数秒を超えることはないため最大傾斜角を標準偏差の 1.5 倍に見直されている[5-22],[5-23]。

変動傾斜角の設定においては、本四基準に従って設定することとするが、架橋地点の風観測データに基づき最大傾斜角を標準偏差の 1.5 倍とすることの妥当性を検証する。さらに、評価時間 30 秒は吊橋を対象に設定したものであり、対象橋梁はこれまでに事例のない 4 主塔連続斜張橋であることから本橋の構造特性を踏まえ評価時間を検討し、変動傾斜角を設定する。

(2) 変動傾斜角設定方法の検証

宮田ら[5-23]は傾斜角の継続時間について、明石海峡大橋近傍の風観測データを用いて Rice による不規則振動に対して標準偏差のあるレベルを超えて継続される時間から各レベルの平均継続時間を算出し、最大傾斜角は標準偏差の 1.5 倍が妥当であると示している。ここでは、5.2 に示した風観測データを用いて宮田ら[5-23]の手法に準じて各レベルの平均継続時間の算出を試みた。表 5.9 に北風を対象とした平均継続時間、表 5.10 に南風を対象とした平均継続時間を示す。対象とした風速は対象橋梁の渦励振発現が予想される風速である 10m/s 付近とした。この結果から、明石海峡大橋における研究と同様に標準偏差が 1.5 以下における平均継続時間が長く、標準偏差が 1.5 倍を超えて継続される平均時間は極めて短いことがわかる。したがって、対象橋梁における変動傾斜角は標準偏差の 1.5 倍とすることが妥当であるといえる。

表 5.9 北風における風観測結果を用いた平均継続時間の算出

レベル (σ_a : 標準偏差)	平均継続時間 (秒)	対応する傾斜角
0.0~1.5 σ_a	32.9	0.0~3.0°
1.5~2.0 σ_a	2.6	3.0~4.0°
2.0~3.0 σ_a	2.3	4.0~5.0°
2.5~3.0 σ_a	1.9	5.0~6.0°
3.0 σ_a 以上	12.5	6.0°以上

※変動傾斜角の標準偏差 $\sigma_a=2^\circ$

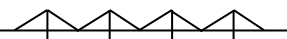


表 5.10 南風における風観測結果を用いた平均継続時間の算出

レベル (σ_a : 標準偏差)	平均継続時間 (秒)	対応する傾斜角
$0.0 \sim 1.5\sigma_a$	45.9	$0 \sim 0.75^\circ$
$1.5 \sim 2.0\sigma_a$	1.4	$0.75 \sim 1.0^\circ$
$2.0 \sim 3.0\sigma_a$	0.9	$1.0 \sim 1.25^\circ$
$2.5 \sim 3.0\sigma_a$	0.3	$1.25 \sim 1.5^\circ$
$3.0\sigma_a$ 以上	3.4	1.5° 以上

※変動傾斜角の標準偏差 $\sigma_a = 0.5^\circ$

(3) 変動傾斜角の設定

a) 設定方針

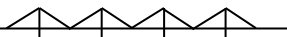
変動傾斜角の設定に用いる標準偏差を算出するためには風観測データの評価時間を設定する必要がある。本四基準 1976 においては前述の通り、中央支間長 1,500m 級の吊橋の最低次のねじれ振動周期の約 5 倍から 30 秒としている。対象橋梁は 4 主塔連続斜張橋であり、吊橋と構造特性が異なることから、固有振動数も異なる。したがって、対象橋梁の構造特性および振動現象を踏まえ、適切に評価時間を設定する必要がある。主桁の振動現象としては、主にフラッターと渦励振が考えられるため、それぞれ評価時間の検討を行い、変動傾斜角の設定を行った。なお、渦励振において問題となる使用性の観点から渦励振の対象風速は阪神高速道路 5 号湾岸線において通行規制が想定される風速 20m/s 以下とした。一方、フラッターの対象風速は高風速域において問題となるため、風速 20m/s 超を対象とした。

b) フラッターを対象とした評価時間と変動傾斜角

4 主塔連続斜張橋における最低次のねじれ振動周期は 1.675 秒である。したがって、本四基準 1976 を踏まえ、評価時間は最低次のねじれ振動周期の約 5 倍相当として、10 秒とした。評価時間 10 秒における変動傾斜角、つまり標準偏差の 1.5 倍は南風の場合 1.7° 、北風の場合 4.4° である。しかし、北風は図 5.32 に示すとおり、風速 20m/s 以上は観測されていないため、高風速になるにしたがって乱れ強度は低下することを踏まえ、高風速域の北風については南風の結果に準ずることとし、変動傾斜角を南風、北風とも 1.7° とする。

c) 渦励振を対象とした評価時間と変動傾斜角

一般に渦励振はフラッターなどの発散振動に比べ、振動が発達する時間が長く、前述の振動周期の 5 倍は短すぎる設定であると考えられる。そこで、4 主塔連続斜張橋を対象とした風洞試験において渦励振が発現したケースを基に評価時間を設定する。図 5.33 にたわみ 1 自由度バネ支持自由振動試験 [5-24] より得られた渦励振の波形の時刻歴を示す。この結果を参考に渦励振の発達には時間を要していることから、渦励振を対象とした評価時間は、安全側となるように渦励振の振幅が最大振幅の約 10% から約 75% に至るまでの時間とした。渦励振振幅が最大振幅の約 10% から約 75% に至るまでに



は図 5.33 より 60 波を要していることから、風速 20m/s 以下における最も高次のモード(振動数 0.665Hz)における 60 波の時間から安全側に 80 秒と設定する。なお、本四基準 1976 における評価時間 30 秒は渦励振発現振幅の 20 波の時間に相当する。評価時間 30 秒および 80 秒の変動傾斜角を表 5.11 に示す。これよると評価時間が長くなるほど、変動傾斜角は小さくなる傾向である。つまり、対象橋梁の構造特性を踏まえると変動傾斜角を小さく設定できる。以上を踏まえ、対象橋梁の 4 主塔連続斜張橋における変動傾斜角を北風は 1.9°、南風は 0.7° とする。

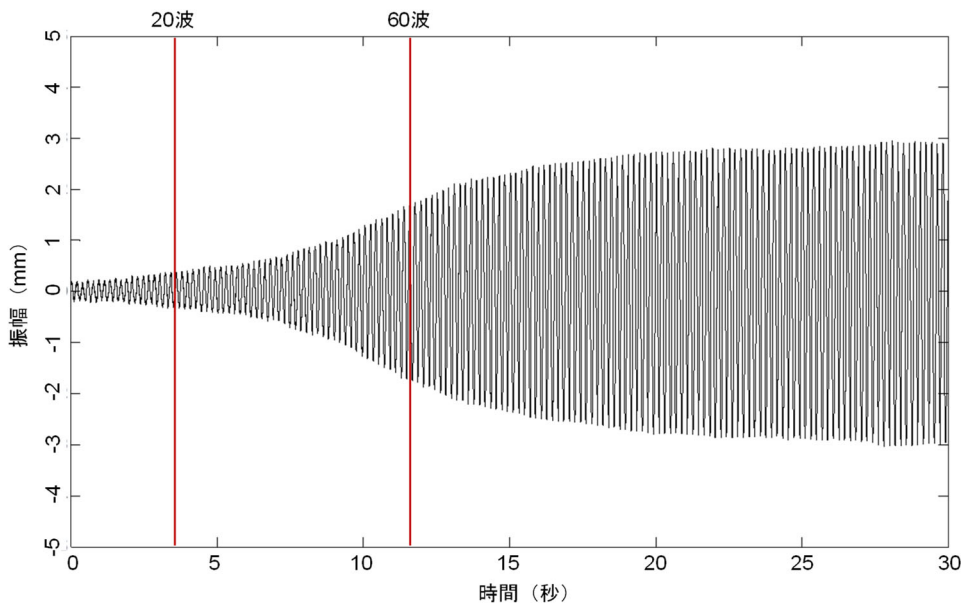


図 5.33 渦励振の振動過程

表 5.11 評価時間ごとの変動傾斜角

評価時間	変動傾斜角	
	北風	南風
30秒	3.0°	1.1°
80秒	1.9°	0.7°

5.3.5 静的変形に伴う主桁の傾斜角に関する検討

(1) 検討方針

図 5.1 に示す 4 主塔連続斜張橋を対象に主桁の静的ねじれ変形の大きさを把握することを目的に橋梁全体モデルによる静的ねじれ変形解析を行う。対象とする主桁形状は、後述する 5.6 の検討を踏まえ、図 5.34 に示す形状である。解析モデルと風荷重載荷方法を図 5.35 に示す。解析モデルは立体骨組みモデルとし、幾何学的非線形性を考慮した。風荷重載荷方法は、中央径間のみに載荷するケースと橋梁全長に載荷するケースの 2 種類とした。また、載荷する風速は、阪神高速道路 5 号湾岸線において通行規制が想定される風速 20m/s とフラッター照査風速である風速 85.5m/s の 2 種類とした。静

第 5 章

的空気力係数（抗力 D ，揚力 L ，空力モーメント M ）は，後述する 5.6 の結果を踏まえ実施した静的空気力試験の結果を参考に，図 5.36 に示すとおり設定した．なお，5.6 の検討において，フラップを設けているが，フラップの有無のそれぞれに対して計測した静的空気力係数を比較し，フラップ無の方がやや大きい値となったため，5.8 に後述したように今後フラップを取付けない可能性も念頭に安全側となるようフラップ無を対象とした．また，主塔の抗力係数は，第 6 章の研究を踏まえ， $C_D=1.12$ とし，ケーブルの抗力係数は，本四基準 1976 を参考に $C_D=0.7$ とした．空気密度は，本四基準より $\rho=1.18\text{kg/m}^3$ とした．

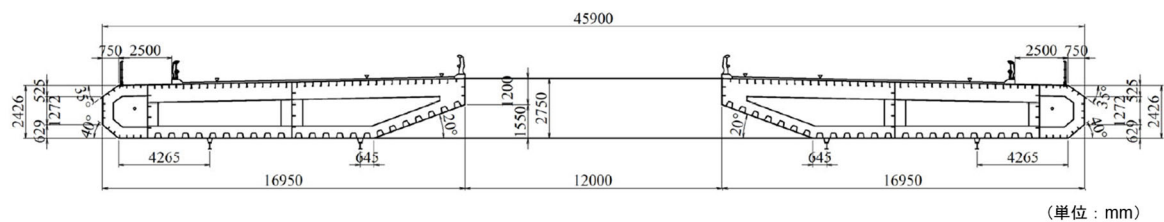
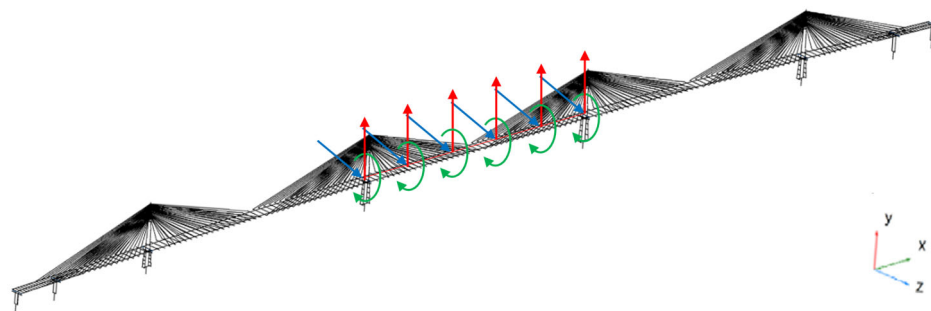
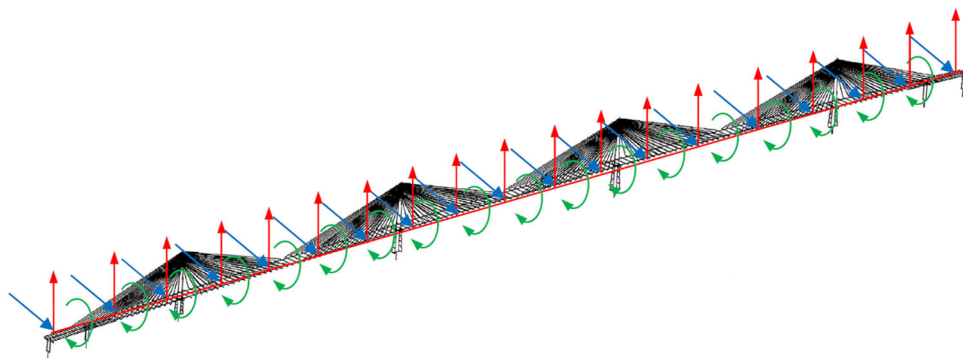


図 5.34 検討に用いる主桁形状



(a) 中央径間に载荷するケース



(b) 橋梁全長に载荷するケース

図 5.35 解析モデルおよび風荷重载荷方法

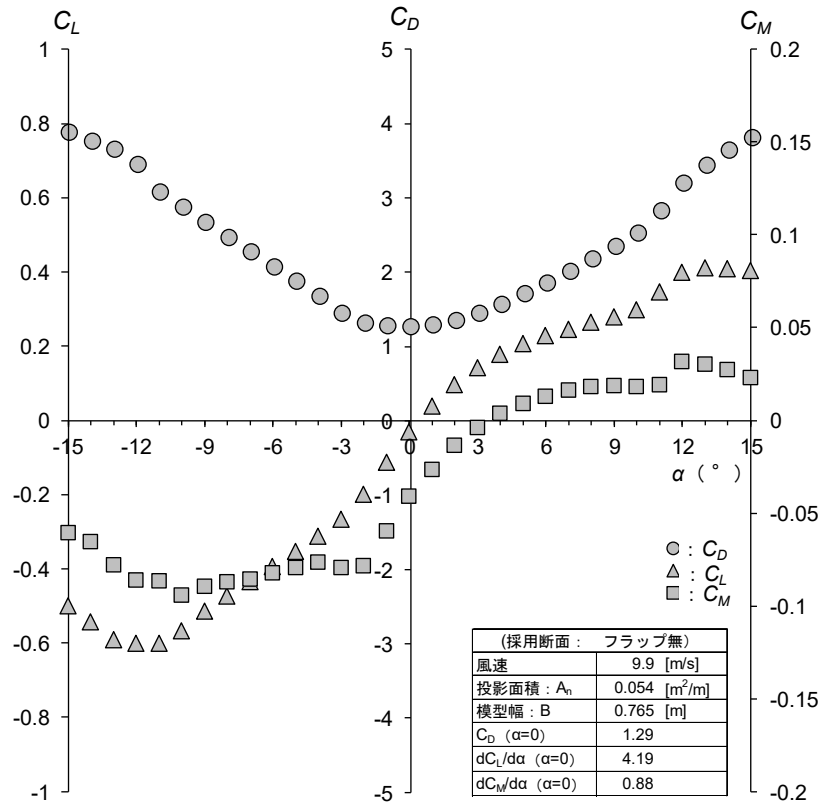


図 5.36 検討に用いる主桁の静的空気力係数

(2) 検討結果

風荷重載荷に伴う主桁の静的ねじれ角を表 5.12 に示す。中央径間に載荷した場合と橋梁全長に載荷した場合を比較すると橋梁全長に載荷した方が主桁ねじれ角は大きい値となった。これは、橋梁全長に載荷した場合、全長にわたりケーブルおよび主塔に風荷重が載荷され、それに伴って主塔が橋軸直角方向に変形することにより、主桁のねじれ角が増大するためである。この結果を踏まえ、橋梁全長に載荷した場合のねじれ角を風荷重による変形に伴う傾斜角として設定する。結果として、風速 20m/s 以下の低風速域に発生するねじれ角は最大でも 0.010° と非常に小さいことから 0.0° とし、風速 20m/s を超える高風速域に発生するねじれ角は安全側となるように 0.5° とした。

表 5.12 主桁の静的ねじれ角

風荷重載荷方法	風速 (m/s)	主桁ねじれ角 (°)
中央径間に載荷	20	0.003
	85.5	0.049
橋梁全長に載荷	20	0.010
	85.5	0.186



5.3.6 主桁の設計に考慮する傾斜角の設定

以上の検討結果を表 5.13 にまとめる。主桁の設計に考慮する傾斜角は、平均傾斜角、変動傾斜角、主桁の静的ねじれ角を加えたものとし、風速 20m/s を超える高風速域と風速 20m/s 以下とした低風速域は傾斜角の傾向が異なることから、それぞれにおいて設定した。また、高風速域は強風時における北風の観測結果がないため南側の結果を代表し、設計対象とした傾斜角は北風および南風の検討結果から絶対値の大きいものとした。この結果を踏まえ、主桁の設計に考慮する傾斜角を図 5.37 に示す。高風速域は最大傾斜角が 2.2° 、最小傾斜角が -1.2° であるが、既往の事例から安全側を考慮し $\pm 3^\circ$ とした。また、低風速域は、最大傾斜角が 4.9° 、最小傾斜角が -0.7° であるが、既往の事例から安全側を考慮し -3.0° から $+6.0^\circ$ とした。また、正の符号である吹上げにおいては低風速域と高風速域の傾斜角に差があることに加え、広域的な地形の影響により風速 20m/s 付近において若干の傾斜角が確認されていることなどから、本四基準 1976 や東神戸大橋の事例を参考に図 5.37 に示すように風速 20m/s から風速 50m/s の間において滑らかに擦り付けることとした。

表 5.13 傾斜角の検討結果の一覧

			北風	南風	設計対象
平均傾斜角	低風速域	μ	3.0°	0.0°	3.0°
	高風速域		0.0°	0.0°	0.0°
変動傾斜角	低風速域	1.5σ	1.9°	0.7°	1.9°
	高風速域		1.7°	1.7°	1.7°
静的ねじれ角	低風速域	θ	0.0°	0.0°	0.0°
	高風速域		0.5°	0.5°	0.5°
設計傾斜角	低風速域	$\mu + 1.5\sigma + \theta$	4.9°	0.7°	4.9°
		$\mu - 1.5\sigma + \theta$	1.1°	-0.7°	-0.7°
	高風速域	$\mu + 1.5\sigma + \theta$	2.2°	2.2°	2.2°
		$\mu - 1.5\sigma + \theta$	-1.2°	-1.2°	-1.2°

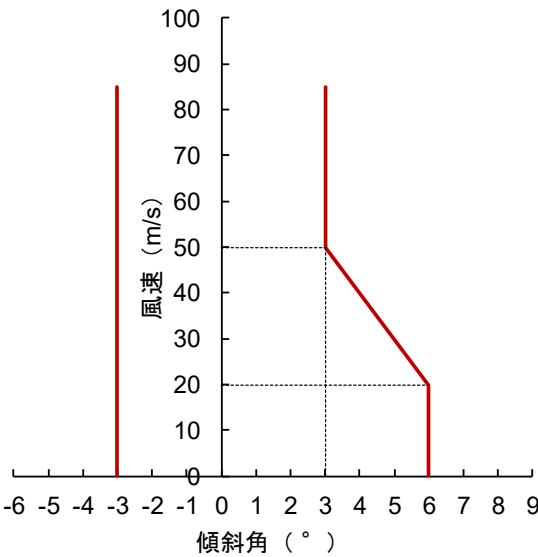
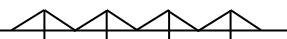


図 5.37 主桁の設計に考慮する傾斜角



5.4 主桁基本形状の設定

5.4.1 主桁に対する現状の課題

一般に長大斜張橋の設計においては、耐風安定性の検討が重要であり、その結果によって主桁断面形状が決定される場合が多い。既往の支間長 200m を超える長大斜張橋の主桁形状は、例えば図 5.38 に示すように耐風安定性を確保するために耐風付加物を設置した扁平な六角形箱桁断面が採用されている[5-25]ことが多く、床版は主桁重量の軽減を目的に鋼床版が採用されていることが多い。しかし、フェアリングやスプリッタープレート、あるいはフラップなどの耐風付加物は主桁構造とは異なり鋼材の板厚は薄く、普通ボルトによって固定されていることなどから時間の経過とともに写真 5.1 に示すような腐食損傷が報告されている[5-26]。また、鋼床版は特に重交通な路線において疲労損傷が顕在化[5-27]しており、その対策が検討されている[5-28]～[5-30]。また、新設橋梁に対して鋼床版を採用する場合は、デッキプレートの増厚[5-31]や開断面リブの採用[5-32]、構造ディテールの変更[5-33]などにより、疲労損傷に対するリスクの低減が図られているものの、鋼床版に対する抜本的な解決方法は示されておらず、特に重交通路線においては疲労損傷の発生が懸念される。道路橋においては、5 年に 1 度の近接目視点検が必要[5-34]とされているが、疲労損傷に対しては一般に近接目視点検により塗膜割れを確認した後、磁粉探傷試験や渦電流探傷試験などの非破壊検査によりき裂の有無が判定される[5-35]。そのため、点検や非破壊検査の効率性が求められる。

本研究において対象としている橋梁は、1.5 に示したとおり、計画コンセプトを高度に両立する高性能な主桁形状を目指しており、維持管理性を備え、景観にも配慮しつつ、耐風安定性を確保していく必要がある。

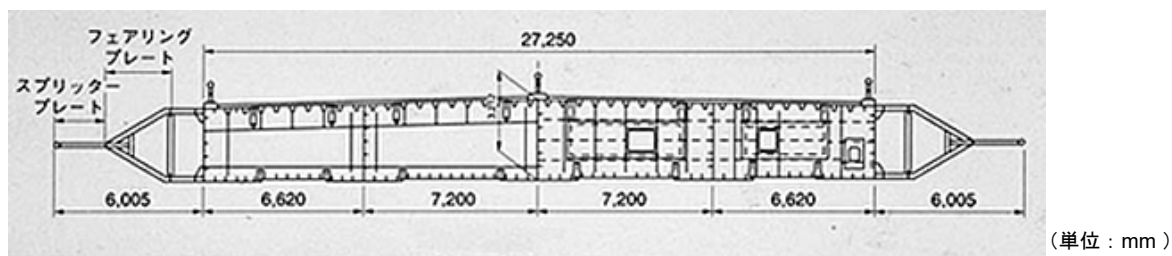


図 5.38 天保山大橋の主桁形状[5-25]



写真 5.1 主桁フェアリング部の腐食損傷事例[5-26]

5.4.2 主桁基本断面形状の提案

維持管理性、景観および耐風安定性に配慮し検討した主桁基本断面形状を図 5.39 に示す。本橋の主桁は第 3 章および第 4 章の研究を踏まえ、鋼床版分離 2 箱桁であり、車線数は上下 6 車線である。桁高は損傷が懸念される鋼床版に対して容易に近接目視および非破壊検査ができる高さとして 2.75m とし、橋軸方向の移動や資材運搬に対して桁内移動車[5-36]の設置を想定した。箱桁外側ウェブの断面形状は、腐食損傷の原因となるフェアリングプレート等の耐風付加物を設置することなく、断面形状の工夫により耐風安定性の向上を目指すこととし、麓ら[5-5]や筆者らの検討[5-24]により、耐風安定性が良好であることから台形形状を基本とした。箱桁の外側ウェブを台形形状とすることにより、フェアリングプレートを必要とせず主桁断面性能として考慮する部材により構成するため構造の合理化が図られること、滞水等による腐食損傷のリスクを低減すること、腐食損傷が懸念されるケーブル定着部を図 5.40 に示すように箱桁断面内に配置することにより定着部の腐食損傷リスクの低減が図れるとともに点検が容易となること、ケーブル定着部の箱桁上面を通路として活用することにより点検の容易さが向上することおよび桁高は低く煩雑となる定着部が露出しないためシンプルかつスレンダーな主桁の連続性が確保され景観の向上が期待されることなどの効果をねらったものである。ケーブル定着部の箱桁上面は、斜材ケーブルと車道建築限界との間に 500mm の離隔を確保し、ケーブルの外側は点検用に有効幅員 400mm、ケーブルの内側は検査路として有効幅員 600mm を確保した。主桁断面の箱桁間開口部側ウェブは、耐風安定性の向上をねらい Shanghai Yangtze River Bridge を参考に 40 度の面取り形状[5-37]を基本とした。

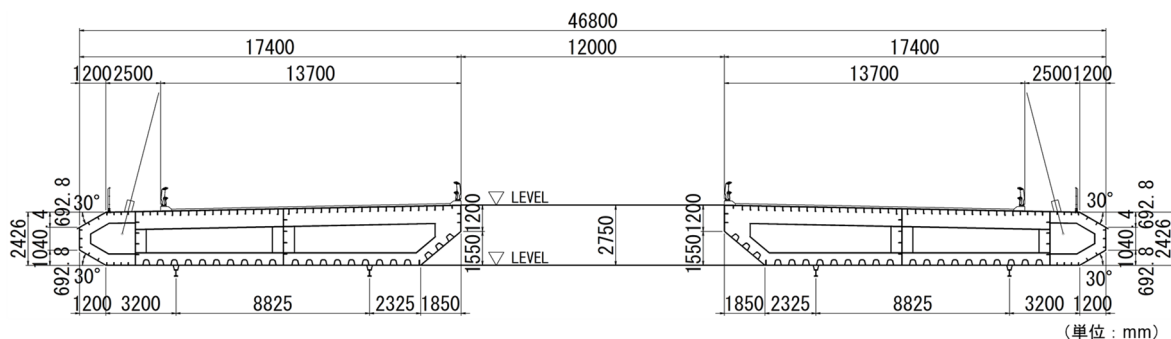


図 5.39 主桁基本断面形状

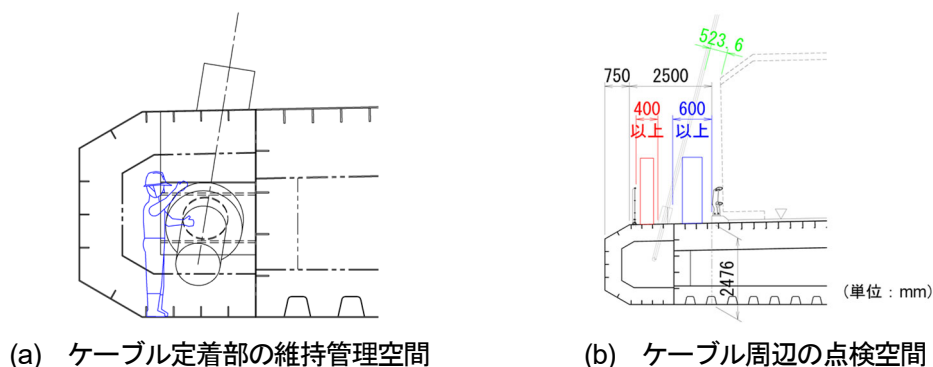


図 5.40 主桁の維持管理性に対する配慮事項

5.4.3 主桁に取り付く付属構造物の検討

主桁に取り付く付属構造物は、前述のとおり維持管理性への影響を与えるほか、耐風安定性や景観にも大きな影響を与える。道路橋として必要な車両用防護柵の形状は、白鳥大橋において横柵を円形断面とすることによりたわみ渦励振が低減することが確認されていること[5-38]，また近年では耐風安定性および景観に配慮した透過性の高い楕円形の横柵を有する防護柵が開発され、円形断面のものと同様にたわみ渦励振の低減が期待できることを踏まえ、図 5.41 に示す楕円形の横柵を有する防護柵を基本とした。材質は、鋼製とした場合、都市高速道路の事例において鋼製高欄の腐食損傷が課題[5-39]となっていることを踏まえ、地覆部はコンクリート製、車両用防護柵はアルミ製とした。また、図 5.40 に示すように、ケーブル定着部の箱桁上面には、点検用通路およびケーブルの点検スペースを確保するために高さ 1,100mm の検査路用手摺を設置した。

主桁外面の近接目視点検や維持補修等の作業を想定すると本橋のケーブル設置区間においては橋梁点検車による主桁下面の近接目視および維持補修がケーブルとの干渉により困難であるため、図 5.42 に示すように主桁下面に維持管理用の検査車を取付けることを想定した。検査車は各箱桁に 1 基設置することを想定し、箱桁間開口部の横桁部に対しては主塔と干渉しないように伸縮タイプの歩廊とし、箱桁間開口部横桁はリフターにより点検することを想定した。検査車用レールは、主桁下面に 2 条設置し、外側レール位置は、検査車の走行安定性および構造設計の合理性の観点から検査車の張出し幅と中央支間長が概ね 1:2:1 となる位置、内側レール位置は、箱桁間開口部横桁部の検査車の張出し長を短くするため可能な範囲において箱桁間開口部側に配置した。

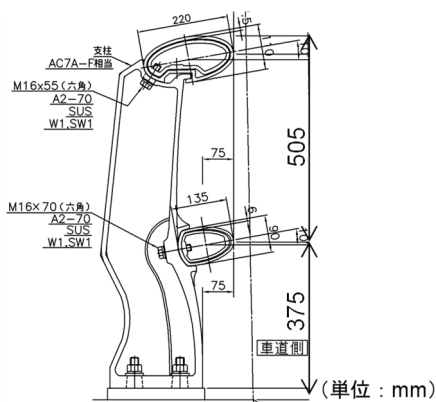


図 5.41 車両用防護柵の形状

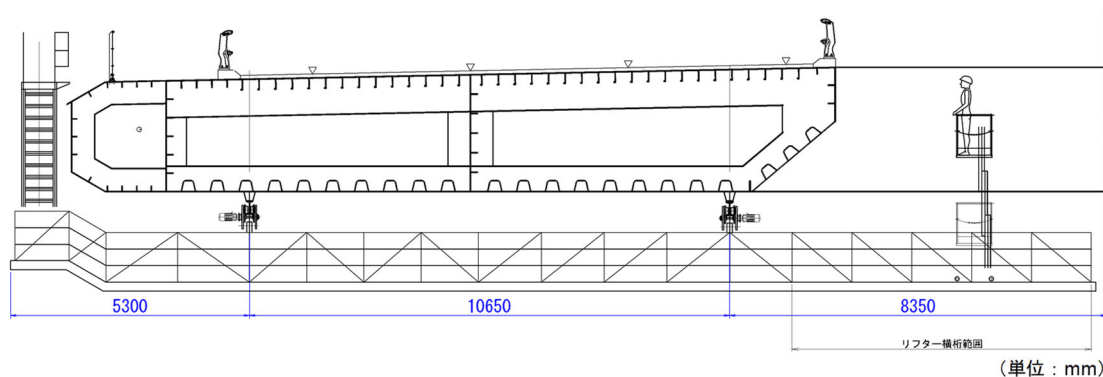
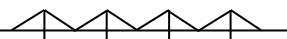


図 5.42 桁下検査車および検査車用レール設置位置



5.5 2次元剛体バネ支持試験の方法

5.5.1 試験条件

景観および維持管理性を踏まえた主桁断面の耐風安定性について2次元剛体バネ支持試験により検討を行う。風洞試験模型の構造諸元を表 5.14 に示す。既往研究[5-7]を踏まえ、主たる検討対象として渦励振に着目し、検討によって抽出された断面形状に対してねじれフラッターなどの高風速域における振動の確認を行った。対象とするモードは図 5.43 および図 5.44 に示す鉛直たわみ1次モードおよびねじれ1次モードとし渦励振に着目するため、たわみおよびねじれそれぞれ1自由度により支持した。気流は、一様流中を基本とし、風洞設備は開回路式風洞（閉塞型）であり、測定部寸法は高さ 2.5m、幅 1.5m、長さ 8.0m である。模型は2次元剛体模型とし、模型縮尺は本四基準[5-10]を参考に閉塞率の条件を満たす様に 1/60 とした。

表 5.14 風洞試験模型の構造諸元

諸 元	記号	実橋値	設計値	実測値
桁 高	D	2.75 m	0.046 m	0.046 m
桁 幅	B	45.9 m	0.765 m	0.765 m
単位長さ当たり 等価質量	m	29.8 t/m	8.278kg/m	8.260~8.287kg/m
単位長さ当たり 等価慣性モーメント	I	6,979 t・m	0.5385kg・m	0.533~0.536kg・m
鉛直たわみ固有振動数	f_{η}	0.132 Hz	3.90 Hz	3.919~3.926Hz
ねじれ固有振動数	f_{φ}	0.597 Hz	4.20 Hz	4.115~4.127Hz
鉛直たわみ対数減衰率	δ_{η}	0.02	0.02	0.019~0.02
ねじれ固有振動数対数減衰率	δ_{φ}	0.02	0.02	0.018~0.019

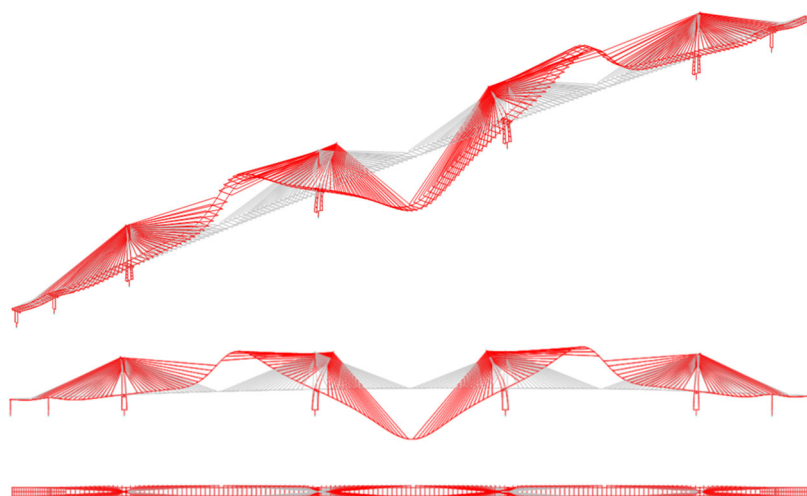


図 5.43 主桁の鉛直たわみ1次モードのモード形状

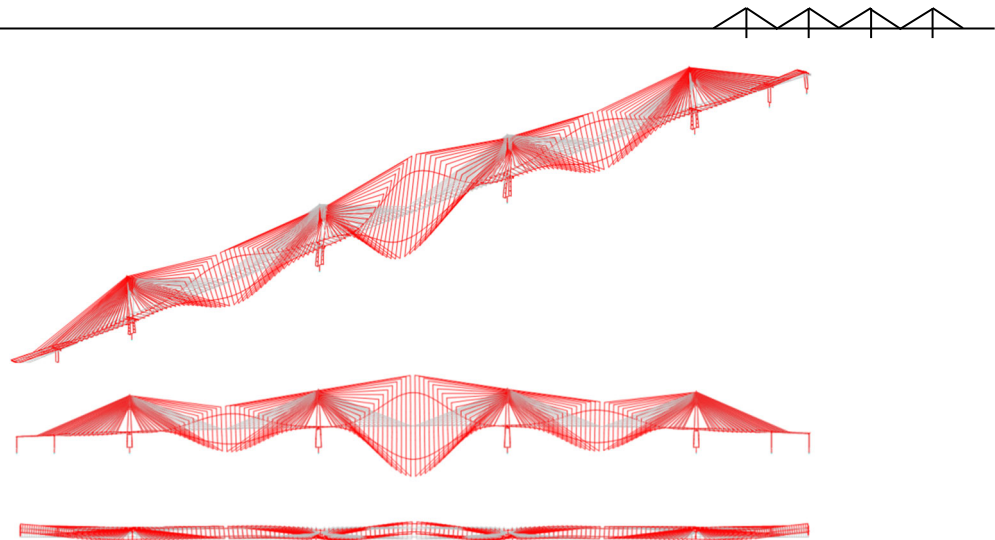


図 5.44 主桁のねじれ1次モードのモード形状

5.5.2 風洞試験検討フロー

耐風安定性を確保するための空力的対策としては、主桁基本断面形状を元に箱桁外側ウェブ形状、箱桁間開口部側ウェブ形状、耐風付加物、検査車レール位置をパラメトリックに検討した。

風洞試験における試験フローを図 5.45 に示す。事前検討[5-24]において、たわみ渦励振が課題となることが想定されたため、図 5.39 の主桁基本断面形状のたわみ渦励振に対する空力振動特性を確認したのち、たわみ渦励振に対する箱桁外側ウェブ形状や箱桁間開口部側ウェブ形状の検討を行い、最も効果のあった形状に対してねじれ振動に対する確認を行う。次に、たわみ渦励振およびねじれ渦励振に対する耐風付加物の検討として、フラップおよび検査車レールの位置の検討を行い、最も良好な断面を最適断面形状としてねじれフラッターの確認を行った。併せて、乱流試験および減衰付加試験によりそれらの影響を確認した。最後にバネ支持試験は1自由度による検討であるため、マルチモードフラッター解析により連成フラッターに対する確認を行った。

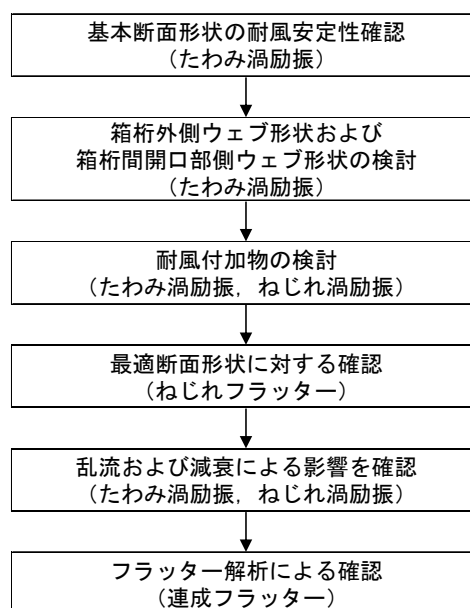
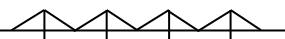


図 5.45 風洞試験検討フロー



5.5.3 目標とする耐風性能

風洞試験において考慮する迎角は 5.3 に示した図 5.37 とし、風速 20m/s 以下において発現する渦励振に対しては、-3 度から+6 度の範囲が対象となる。フラッター照査風速は 5.2 に示した基本風速 43m/s にべき指数 1/7 により高度補正を行い、道示 I[5-8]に示す荷重係数を考慮した 85.2m/s とした。

渦励振の許容振幅は、耐風設計便覧[5-12]および本四基準[5-10]を参考に、使用性、構造安全性および疲労耐久性の観点から設定した。使用性の観点は耐風設計便覧に対処する必要性のある目安として示される加速度 100gal を参考とし、走行車線中心において加速度が 100gal 以下となる許容振幅を設定した。なお、阪神高速道路 5 号湾岸線においては、10 分間の平均風速が 20m/s 以上となる場合に通行規制を行うため、渦励振に対する使用性の照査は風速 20m/s 以下のモードを対象とした。構造安全性の観点は、通行規制される風速 20m/s 以上において発現する振動に対し、死荷重、プレストレス、振動が発現する風速を考慮した風荷重および渦励振振幅によって生じる応力度を算出し、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編[5-31]（以下、道示Ⅱという）に示される制限値以下となる変位を許容振幅とした。疲労耐久性の観点は、振動によって生じる応力振幅が継手等級 G 等級を想定した打ち切り限界以下となる変位を許容振幅とした。これらの許容振幅のうち、最も小さいものが使用性による許容振幅であるため、風洞試験においてはこれを閾値とした。表 5.15 にたわみ渦励振に対する許容振幅を、表 5.16 にねじれ渦励振に対する許容振幅を示す。使用性照査においては、最低次モードのみならず風洞試験における渦励振発現風速に応じて、実橋風速 20m/s 以下に生じる多くの振動モードが対象となる。そのため、表中には風洞試験結果から想定される振動モードごとの閾値を示している。なお、許容振幅は振動数の 2 乗に逆比例するため高次モードほどその値は低下する。

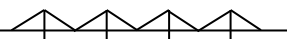


表 5.15 たわみ渦励振に対する許容振幅

モード形状	固有振動数 (Hz)	等価質量 (t/m)	許容振幅 (m)
鉛直対称1次	0.132	29.8	1.123
鉛直逆対称1次	0.179	30.4	0.611
鉛直対称2次	0.264	29.9	0.279
鉛直対称3次	0.359	29.7	0.151
鉛直逆対称2次	0.390	29.1	0.128
鉛直対称4次	0.427	29.4	0.107
鉛直逆対称3次	0.447	28.8	0.097
鉛直対称5次	0.466	28.1	0.090
鉛直逆対称4次	0.481	28.0	0.084
鉛直対称6次	0.495	28.4	0.080
鉛直逆対称5次	0.532	28.8	0.069
鉛直対称7次	0.536	29.3	0.068
鉛直逆対称6次	0.565	28.5	0.061
鉛直対称8次	0.592	28.6	0.056
鉛直逆対称7次	0.605	28.3	0.053
鉛直対称9次	0.665	29.0	0.044
鉛直逆対称8次	0.690	28.9	0.041
鉛直対称10次	0.710	29.7	0.039
鉛直逆対称9次	0.768	28.9	0.033
鉛直対称11次	0.785	30.6	0.032
鉛直逆対称10次	0.805	28.6	0.030
鉛直対称12次	0.837	28.2	0.028
鉛直逆対称11次	0.850	28.1	0.027
鉛直対称13次	0.900	28.4	0.024

表 5.16 ねじれ渦励振に対する許容振幅

モード形状	固有振動数 (Hz)	等価極慣性 モーメント (tm^2/m)	許容振幅 ($^{\circ}$)
ねじれ1次	0.597	6,979	0.20
ねじれ2次	0.610	7,495	0.19
ねじれ3次	0.636	11,251	0.17
ねじれ4次	0.824	6,926	0.10
ねじれ5次	0.837	7,912	0.10
ねじれ6次	0.842	7,057	0.10



5.6 2次元剛体バネ支持試験による耐風安定性の評価

5.6.1 主桁基本断面形状の空力振動特性

主桁基本断面形状に対する空力振動特性を確認するため実施した迎角 -3° 、 0° 、 $+6^\circ$ に対するたわみ1自由度試験の結果を図5.46に示す。いずれの迎角においても実橋風速5m/s以下の低風速域において渦励振の発現を確認した。これらの渦励振に対して使用性に対する照査を行った結果を表5.17に示す。表中の※1は風洞試験において対象とした最低次のモードに対する照査結果、※2は実橋振幅に振動数の2乗を乗じて算出した振動加速度が100galを超過する最低次モードに対する照査結果、※3は風洞試験結果から振動数により推定した実橋風速20m/s以下の最大風速時に相当するモードに対する照査結果を示す。いずれの迎角においても最低次のモードである鉛直対称1次モードに対する振動加速度は100gal以下となり、照査を満足する。しかし、実橋風速20m/s以下において生じる最大風速時に相当するモードに対しては振動加速度が100galを大きく超過する結果となり、対策が必要である。そこで、効率的な検討を行うため、渦励振の発現振幅が最も大きかった迎角 $+6^\circ$ を対象に箱桁ウェブ形状の検討を行い、最も耐風安定性に効果のある断面を抽出した後、迎角 -3° による検討を経て、全迎角に対する検討を行った。

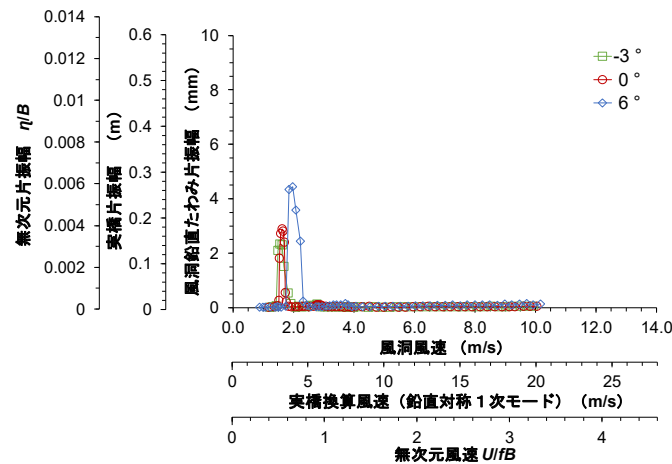


図 5.46 主桁基本断面のたわみ1自由度試験結果

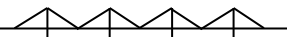
表 5.17 主桁基本断面におけるたわみ渦励振に対する使用性照査結果

迎角	対象モード	振動数 (Hz)	等価質量 (t/m)	実橋風速 (m/s)	実橋振幅 (mm)	振動加速度 (gal)
-3°	鉛直対称1次※1	0.132	29.8	3.2	138	12
	鉛直逆対称2次※2	0.390	29.1	9.6	141	110
	鉛直逆対称10次※3	0.805	28.6	19.8	144	477
0°	鉛直対称1次※1	0.132	29.8	3.2	174	16
	鉛直対称3次※2	0.359	29.7	8.8	174	115
	鉛直逆対称10次※3	0.805	28.6	19.8	181	602
$+6^\circ$	鉛直対称1次※1	0.132	29.8	4.1	264	24
	鉛直対称3次※2	0.359	29.7	11.0	264	175
	鉛直逆対称7次※3	0.605	28.3	18.6	277	521

※1 風洞試験対象モード

※2 風洞試験結果から振動数にて推定した振動加速度が100galを超過する最低次モード

※3 実橋風速が20m/s以下で風洞試験結果から推定した振動加速度が最大となるモード



5.6.2 箱桁ウェブ形状による影響

(1) 迎角+6° に対する箱桁外側ウェブ形状の影響

たわみ渦励振を対象に箱桁間開口部側ウェブ形状を基本断面に固定し、迎角+6° に対して箱桁外側ウェブ形状を検討する。台形形状を基本とした箱桁外側ウェブ形状の検討ケースを図 5.47 に示す。既往検討[5-24]において耐風安定性が良好であった台形ウェブである F-D-1 を基本形状とし、桁幅の影響を確認するため車両用防護柵から検査路用手摺までの距離を 500mm 増加させた F-D-2 および 500mm 減少させた F-D-3、また、基本形状の F-D-1 の台形ウェブを既往検討[5-40]において耐風安定性が良好であることが確認された台形形状に変更した F-D-4 から F-D-7 の 7 ケースを検討した。各ケースにおける渦励振振幅を図 5.48 に示す。いずれのケースも大幅な改善は見られなかったが、その中でも比較的渦励振振幅が小さいものは F-D-4 および F-D-5 であった。次に台形ウェブ先端から車両用防護柵までの距離と最大振幅の関係を図 5.49 に示す。検討ケースの範囲において台形ウェブ先端から車両用防護柵までの距離が短くなるほど渦励振応答は小さくなる傾向にある。比較的渦励振振幅の小さいもののうち、F-D-5 は 2 つの風速域において渦励振が発現していたため、検討ケースのうち F-D-4 を最も効果のある形状として、箱桁間開口部側ウェブ形状の検討を行う候補とした。

次に海外の橋梁において事例の多い三角形フェアリングをウェブ形状に適用した場合の影響を検討した。検討ケースを図 5.50 に示す。正三角形のウェブ形状である F-T-1 を基本形状とし、三角形ウェブの上側角度を 30° に固定し、下側角度を 30° から 10° に変更した F-T-2 から F-T-4、三角形ウェブの下側角度を 10° に固定し、上側角度を 35° から 45° に変更した F-T-5 から F-T-7 の 7 ケースを検討した。三角形ウェブの下側角度の違いによる渦励振振幅を図 5.51 に示す。下側角度の影響は、10° の場合を除き、渦励振振幅への影響は小さい結果であった。次に三角形ウェブの上側角度の違いによる渦励振振幅を図 5.52 に示す。上側角度が小さくなるほど、渦励振振幅は減少する傾向にあることを確認した。迎角 6° を対象とした試験結果であるため、吹上げ風に対する渦励振振幅は下側角度の影響が小さく、上側角度の違いによる影響が大きいことが明らかとなり、上側角度が大きいほど剥離後の流れの曲率が大きくなり渦励振応答が大きくなっている可能性がある。検討ケースのうち最も渦励振振幅の小さい F-T-4 が三角形ウェブの候補として考えられる。

台形ウェブおよび三角形ウェブの種々の形状に対する検討を行ったが、いずれのケースにおいても使用性照査は満足していない結果であり、箱桁外側ウェブの形状の変更による渦励振応答の低減効果は小さいことが明らかとなった。また、台形ウェブと三角形ウェブのそれぞれ最も効果の高い形状を比較した結果、若干、三角形ウェブの方が渦励振振幅は小さい結果であるが、その差は比較的小さく、三角形ウェブについては箱桁内に設置を予定しているケーブル定着部のスペースを確保することが困難であり、維持管理性を踏まえ台形ウェブである F-D-4 を仮設定し、箱桁間開口部側ウェブ形状の検討を行う。

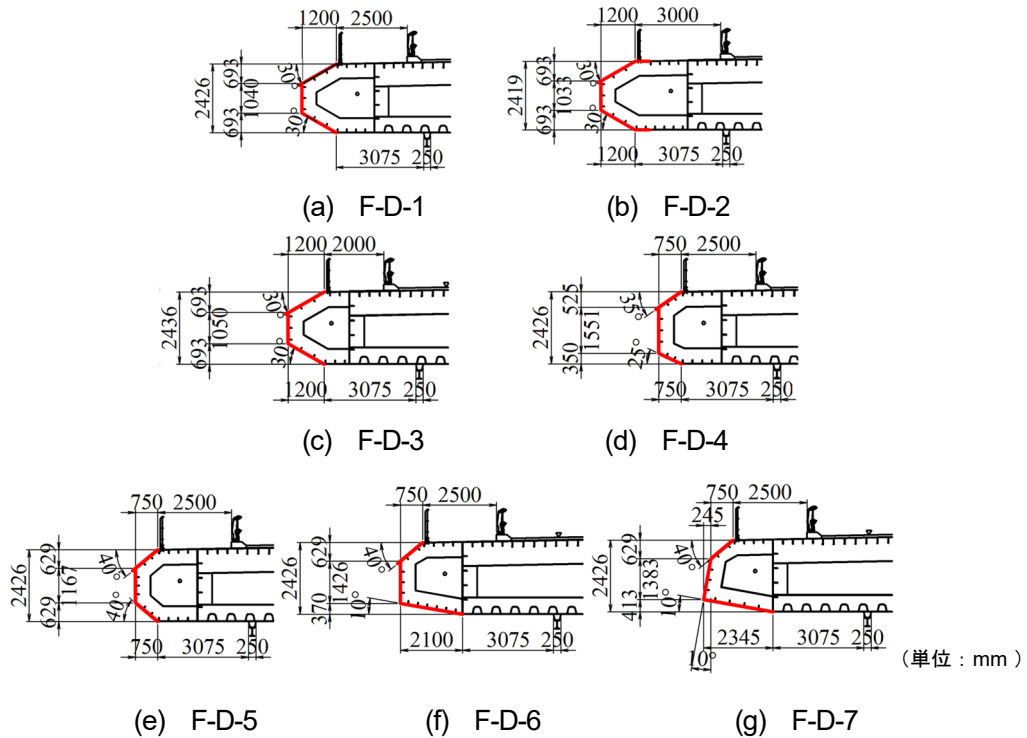


図 5.47 台形状とした箱桁外側ウェブの検討ケース

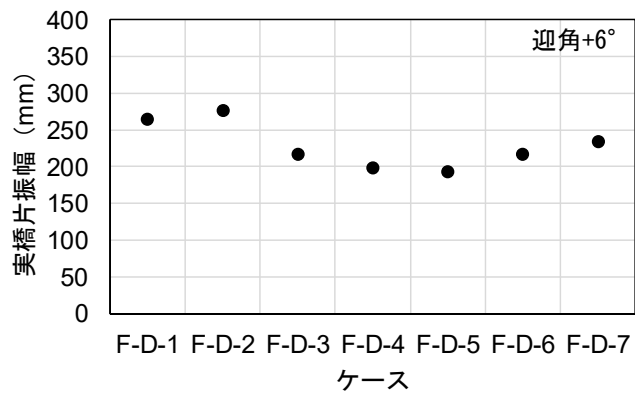


図 5.48 台形状の違いによるたわみ渦励振振幅

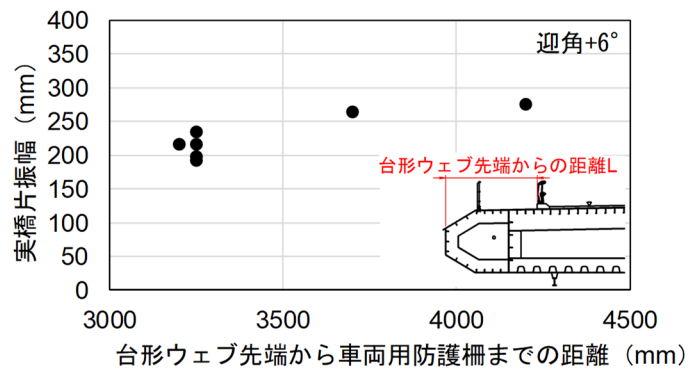


図 5.49 台形ウェブ先端から高欄までの距離の違いによるたわみ渦励振振幅

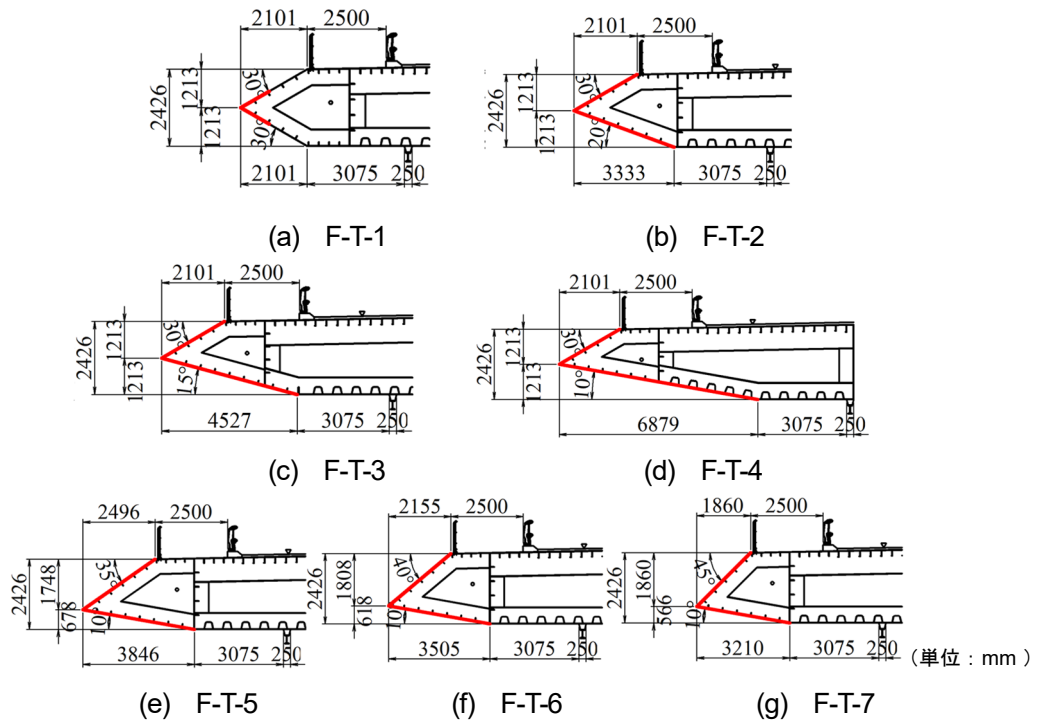
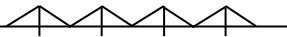


図 5.50 三角形形状とした箱桁外側ウェブの検討ケース

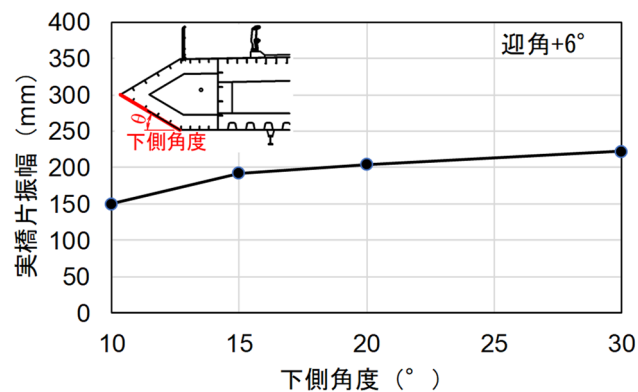


図 5.51 下側角度の違いによるたわみ渦励振振幅 (F-T-1~F-T-4)

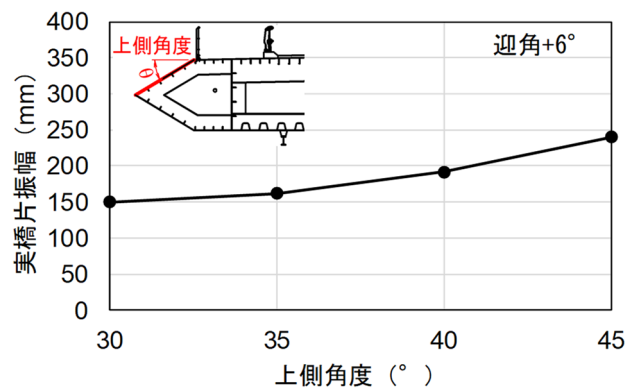
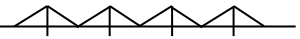


図 5.52 上側角度の違いによるたわみ渦励振振幅 (F-T-4~F-T-7)



(2) 箱桁間開口部側ウェブ形状の影響

箱桁外側ウェブは前述の検討を踏まえ比較的渦励振振幅の小さい F-D-4 とし、迎角 $+6^\circ$ におけるたわみ渦励振を対象に箱桁間開口部側ウェブ形状の違いによる影響を検討する。箱桁間開口部側ウェブの検討ケースを図 5.53 に示す。Shanghai Yangtze River Bridge [5-37]を参考に 40 度の面取り形状とした C-1 を基本形状とし、基本形状の面取り角度を 20° から 50° に変化させたケースを C-2 から C-4、車両防護柵からの床版張出しを 600mm とした C-5、箱桁間開口部側ウェブ高を 1800mm と 2000mm とした C-6、C-7 の 7 ケースを検討した。面取り角度の違いによる渦励振振幅を図 5.54 に示す。面取り角度が 30° から 50° においては渦励振振幅がほとんど変わらないが、面取り角度を 20° とすると、渦励振が発現しないことを確認した。既往文献[5-7]において分離 2 箱桁断面の渦励振応答は箱桁間の開口部における渦の性状による影響を受けることが示されており、本試験においては特に迎角 $+6^\circ$ を対象としたこともあり、箱桁間開口部側ウェブの形状が分離 2 箱桁間の開口部における渦の性状に影響を与え、渦励振応答に影響を与えたものと考えられる。次に面取り角度 20° である C-2 と C-5、C-6、C-7 の渦励振振幅を図 5.55 に示す。C-5 に比べ、C-6 および C-7 の方が若干渦励振振幅の低減が確認され、C-6 および C-7 とも面取り角度が小さいことから、それによる効果により渦励振振幅が低減した可能性がある。しかし、いずれのケースも使用性は満足しない結果であった。迎角 $+6^\circ$ においてたわみ渦励振が確認されなかった C-2 における迎角 $+6^\circ$ 以外も含めた設計対象となる迎角に対する渦励振振幅を図 5.56 に示す。C-2 は迎角 $+6^\circ$ において渦励振振動が確認されなかったが、迎角が小さくなるにつれて振幅が大きくなるたわみ渦励振が確認された。この結果を踏まえ、箱桁間開口部側ウェブを迎角 $+6^\circ$ のたわみ渦励振に対して制振効果の高い C-2 に固定し、箱桁外側ウェブ形状の検討を行うこととした。

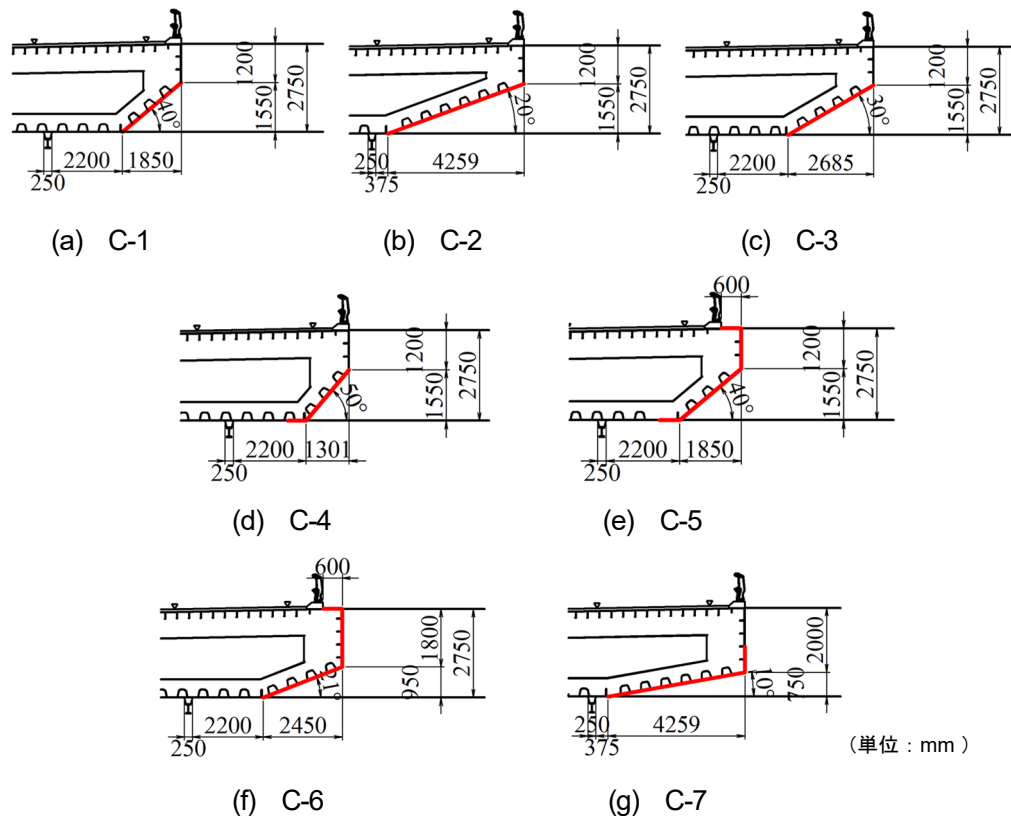


図 5.53 箱桁間開口部側ウェブの検討ケース

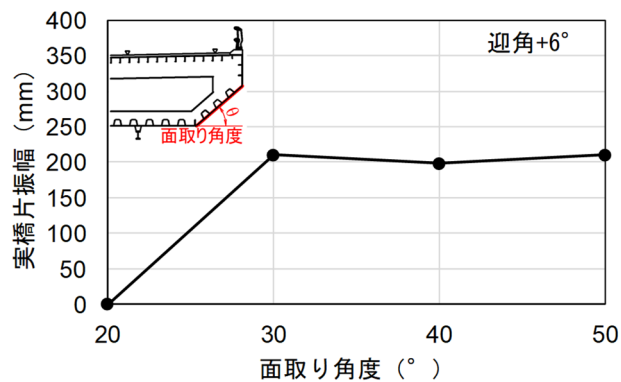


図 5.54 面取り角度の違いによるたわみ渦励振振幅 (C-1~C-4)

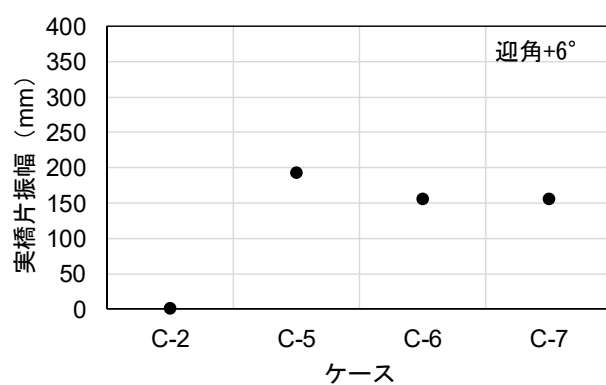


図 5.55 箱桁間開口部側ウェブ形状の違いによるたわみ渦励振振幅

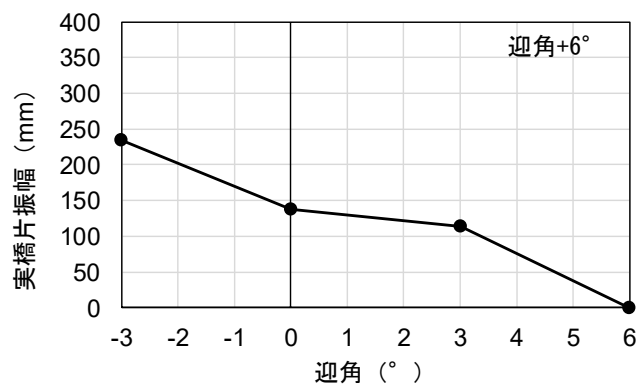


図 5.56 C-2 における迎角の違いによる渦励振振幅

(3) 箱桁外側ウェブ形状の影響

箱桁間開口部側ウェブは、前述の検討に示した迎角+6° の条件においてたわみ渦励振が発現しなかった C-2 とし、最も渦励振振幅が大きかった迎角-3° を対象に箱桁外側ウェブの形状を検討する。箱桁外側ウェブの検討ケースを図 5.57 に示す。(1)の検討結果を踏まえ、耐風安定性が比較的良好であった箱桁外側ウェブ形状である F-D-4 を基本とし、吹き下げ風に対して影響のあると考えられる台形ウェブの下側角度を 30° から 45° に変化させた F-D-8 から F-D-11, F-D-10 の箱桁外側ウェブ先端か

ら検査路手摺までの距離を 1000mm に変化させた F-D-12 の 5 ケースを追加し検討した。箱桁外側ウェブの台形形状における下側角度の違いによる渦励振振幅を図 5.58 に示す。下側角度は 30° から 40° の範囲において振動振幅が低減する傾向にある。本試験は迎角 -3° を対象としており、吹下げ風に対する渦励振応答は台形ウェブの下側角度の影響が大きいと考えられ、下側角度が大きい 45° は剥離後の流れの曲率が大きくなり、下側角度が小さい 25° は面取り効果の減少により渦励振応答が大きくなっている可能性がある。最も渦励振振幅が小さい下側角度 40° の F-D-10、F-D-10 の上側角度を 40° に変更したケースである F-D-5 および F-D-10 の箱桁外側ウェブ先端から検査路用手摺までの距離を 750mm から 1000mm に変更した F-D-12 の渦励振振幅の比較を図 5.59 に示す。いずれのケースも同程度の渦励振振幅となっており、さらなる改善効果は確認されなかった。このことから吹下げ風に対しては、上側角度の影響が小さく、桁幅の影響も小さいといえる。

次に台形ウェブ形状による渦励振振幅の低減効果と比較するため三角形ウェブ形状による影響を検討した。図 5.50 に示した三角形ウェブの上側角度を 30° に固定し、下側角度を 10° から 20° に変更した F-T-2 から F-T-4 の渦励振振幅を図 5.60 に、下側角度を 10° に固定し、上側角度を 30° から 40° に変更した F-T-4 から F-T-6 の渦励振振幅を図 5.61 に示す。いずれのケースも渦励振振幅の違いはほとんどなく、さらなる渦励振振幅の低減効果はみられなかった。

以上の結果を踏まえ、迎角 -3° において渦励振振幅の低減効果が大きかった F-D-5、F-D-10、F-D-12 に対して迎角 -3° も含めた設計対象となる迎角に対する渦励振振幅を図 5.62 に示す。迎角 -3° から $+3^\circ$ の範囲においてはいずれのケースも大きな差異はないが、迎角 $+6^\circ$ においては F-D-10 の渦励振振幅が最も小さい結果となった。箱桁外側ウェブを F-D-10 とした場合の使用性照査結果を表 5.18 に示す。表中の※1 は最低次モードである風洞試験対象モードに対する照査結果、※2 は実橋振幅に振動数の 2 乗を乗じて算出した振動加速度が 100gal を超過する最低次モードに対する照査結果、※3 は風洞試験結果から振動数により推定した実橋風速 20m/s 以下の最大風速時に相当するモードに対する照査結果を示す。迎角 $+6^\circ$ に対しては使用性照査を満足するものの、他の迎角に対しては高次モードにおいて使用性照査を満足しない結果となった。したがって、箱桁外側ウェブを F-D-10、箱桁間開口部側ウェブを C-2 とした主桁断面形状を最適断面候補とし、耐風付加物の設置によるさらなる振動抑制方法を検討する。なお、最適断面候補のねじれ 1 自由度試験は、ねじれフラッターの発現は確認されず、迎角 $+3^\circ$ および迎角 $+6^\circ$ において渦励振が確認された。ねじれ渦励振の使用性照査結果を表 5.19 に示す。表中の※1 は最低次モードである風洞試験対象モードに対する照査結果、※2 は風洞試験結果から振動数により推定した実橋風速 20m/s 以下に生じるモードに対する照査結果を示す。いずれも振動加速度は 100gal 以下となり使用性を満足する結果であった。

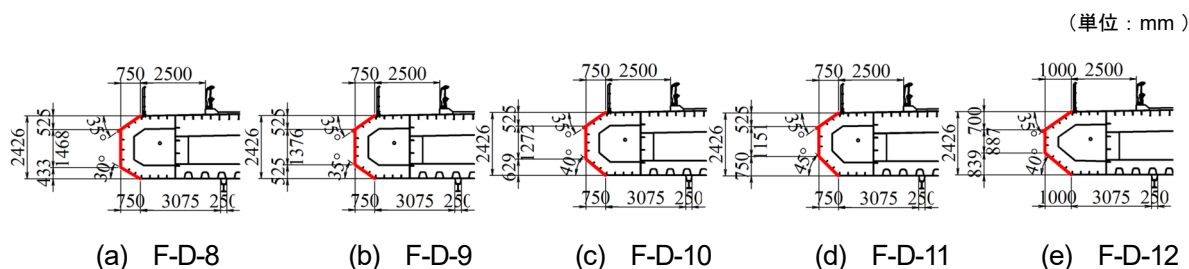


図 5.57 台形形状とした箱桁外側ウェブの追加検討ケース

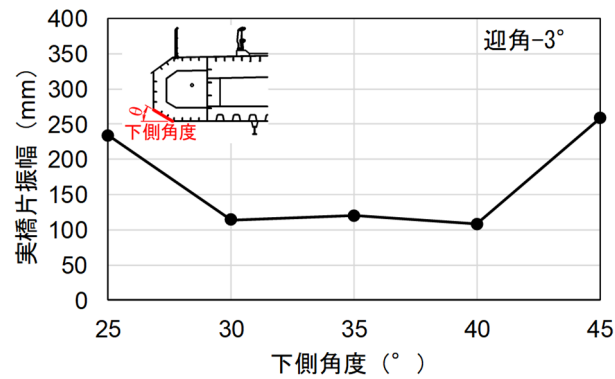


図 5.58 下側角度の違いによるたわみ渦励振振幅 (F-D-4, F-D-8~F-D-11)

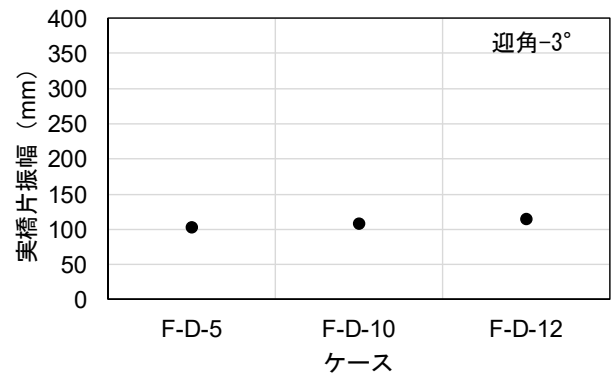


図 5.59 箱桁外側ウェブ形状の違いによるたわみ渦励振振幅

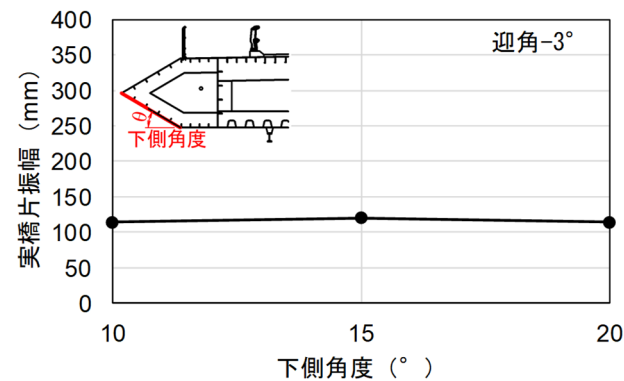


図 5.60 三角形ウェブの下側角度の違いによるたわみ渦励振振幅 (F-T-2~F-T-4)

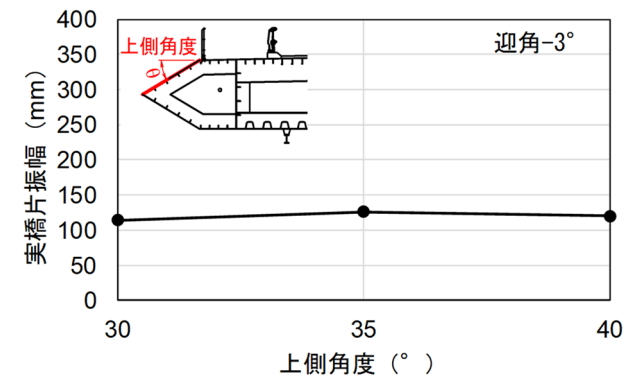


図 5.61 三角形ウェブの上側角度の違いによるたわみ渦励振振幅 (F-T-4~F-T-6)

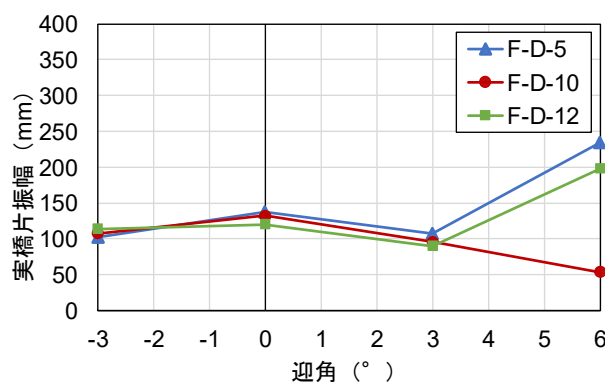


図 5.62 候補断面に対する迎角の違いによるたわみ渦励振振幅

表 5.18 最適断面候補におけるたわみ渦励振に対する使用性照査

迎角	対象モード	振動数 (Hz)	等価質量 (t/m)	実橋風速 (m/s)	実橋振幅 (mm)	振動加速度 (gal)
-3°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	2.8	108	9.6
	鉛直対称4次 ^{※2}	0.427	29.4	9.2	109	102.4
	鉛直対称13次 ^{※3}	0.900	28.4	19.4	113	470.3
0°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	3.2	132	11.8
	鉛直対称4次 ^{※2}	0.427	29.4	9.6	135	105.2
	鉛直逆対称10次 ^{※3}	0.805	28.6	19.8	137	456.7
+3°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	3.8	96	8.5
	鉛直逆対称3次 ^{※2}	0.447	28.8	13.1	99	101.6
	鉛直対称9次 ^{※3}	0.665	29.0	19.4	98	223.6
+6°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	4.7	54	4.8
	鉛直逆対称6次 ^{※3}	0.565	28.5	20.0	56	92.5

※1 風洞試験対象モード

※2 風洞試験結果から振動数にて推定した振動加速度が100galを超過する最低次モード

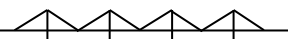
※3 実橋風速が20m/s以下で風洞試験結果から推定した振動加速度が最大となるモード

表 5.19 最適断面候補におけるねじれ渦励振に対する使用性照査

迎角	対象モード	振動数 (Hz)	等価極慣性モーメント (tm ² /m)	実橋風速 (m/s)	実橋振幅 (°)	振動加速度 (gal)
-3°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	—	0.00	0.0
0°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	—	0.00	0.0
+3°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	16.5	0.19	96.3
	ねじれ2次 ^{※2}	0.610	7494.8	16.8	0.18	93.5
	ねじれ3次 ^{※2}	0.636	11251.3	17.5	0.12	67.8
+6°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	17.3	0.18	91.2
	ねじれ2次 ^{※2}	0.610	7494.8	17.7	0.17	88.5
	ねじれ3次 ^{※2}	0.636	11251.3	18.4	0.11	64.2

※1 風洞試験対象モード

※2 風洞試験結果から推定した実橋風速が20m/s以下で生じるモード



(4) 分離 2 箱桁断面の箱桁ウェブ形状による空力振動特性に対する考察

以上の結果により、研究対象とした分離 2 箱桁断面の空力特性として、迎角 6° に対しては箱桁外側ウェブ形状に比べ、箱桁間開口部側ウェブ形状の方がたわみ渦励振振幅に与える影響が大きいこと、また、迎角 -3° に対しては台形ウェブの下側角度がたわみ渦励振振幅に与える影響が大きいことを明らかにした。このことから、分離 2 箱桁断面の渦励振発生メカニズムの解明には、特に箱桁間開口部の流れ場の特性に着目した検討が重要である。また、箱桁外側ウェブの形状は、台形形状と三角形形状の比較を行ったが本研究の検討範囲においてはたわみ渦励振に与える影響に大きな差異はないことを明らかにした。筆者らは分離 2 箱桁断面に対する迎角 0° の 2 次元剛体バネ支持試験を再現した数値流体解析において、風上側の箱桁から生じた渦が風下側箱桁に衝突することにより振動が発現した可能性があることを指摘している[5-41]、[5-42]。それを踏まえると、箱桁間開口部側のウェブ形状に面取りを設け迎角 6° という比較的大きな迎角の場合、図 5.63 に示すように風上側の箱桁下面から剥離した流れが箱桁間開口部を上方に抜けることにより、風下側箱桁への渦の衝突が回避され、振動が抑制されたものと考えられる。したがって、分離 2 箱桁断面の空力振動特性は渦の発生周期および桁の固有周期に加え、箱桁間の距離や形状などによる箱桁間の渦の発生状況や気流の流れの影響を大きく受けるため、これらの制御することにより振動を抑制することが可能であると考えられる。ただし、いずれも風洞試験結果からの推定であり、流れ場や圧力分布の確認等の詳細な検討が必要である。また、分離 2 箱桁断面は低風速域においてたわみ渦励振が発現し、4 主塔連続斜張橋の特性からたわみ振動数が低く、主径間を複数有しているため複雑な振動モードになるとともにモード次数間の振動数の差も小さいため、低次モードのみならず高次モードまで使用性照査の対象となる。加えて、振動加速度を指標とする使用性照査における許容振幅は、振動数の 2 乗に逆比例するため、高次モードほど低下し、わずかな渦励振振幅においても使用性を満足しない傾向にあることを明らかにした。

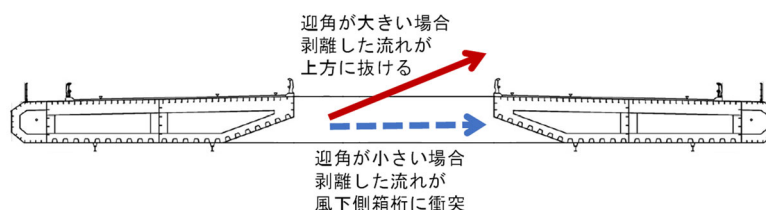


図 5.63 振動発生メカニズムの模式図

5.6.3 耐風付加物による影響

(1) フラップ形状の影響

箱桁ウェブ形状による空力対策においてたわみ渦励振に対する使用性照査を満足しなかったため、耐風付加物による渦励振対策を検討する。渦励振に対しては桁上部の風の流れを制御する目的により制振対策が実施されることが多く、近年の斜張橋[5-43]においてもたわみ渦励振に対してフラップを設置することによる対策が実施されていることを踏まえ、フラップ形状の検討を行う。分離 2 箱桁断面の場合、フラップの設置箇所は、箱桁外側、箱桁間開口部側、あるいはその両方が考えられるが、既往研究[5-7]や前述の検討より、渦励振応答は箱桁間開口部の渦の特性による影響を受けることを踏まえ、内側に設置した場合について検討する。内側フラップの角度、水平離隔、設置高さ、フラップ長さをパラメータとした検討ケースを図 5.64 に示す。たわみ渦励振を対象に既往橋梁の事例[5-43]か

第 5 章

らフラップ長さは 1000mm, フラップと高欄の水平離隔は 600mm を基本として, フラップ角度の検討を行ったのち, 最適なフラップ角度に対する水平離隔, 取付高さ, フラップ長さの最適化検討を行った。最適化検討にあたっては, 渦励振に対する照査を満足させることを主眼として実橋風速 20m/s 以下の振動加速度が最大となる振動モードに対する振動加速度を指標とする。

フラップ角度の違いによる実橋風速 20m/s 以下における最大加速度を図 5.65 に示す。検討の範囲においては, フラップ角度 0° , 5° , 20° が他のケースに比べ最大加速度が小さくなり, 対象迎角すべてを含めて最大加速度が最も小さいケースはフラップ角度 5° であることを確認した。次にフラップ角度を 5° とした場合の水平離隔の違いによる最大加速度を図 5.66 に示す。水平離隔は, 0mm に比べ 600mm の方が最大加速は小さいことを確認した。フラップ角度を 5° , 水平離隔を 600mm とした場合のフラップ取付高さの違いによる最大加速度を図 5.67 に示す。フラップの取付高さは, 1350mm に比べ 1200mm の方が最大加速度は小さいことを確認した。最後に, フラップ角度 5° , 水平離隔 600mm, 設置高さ 1200mm とした場合のフラップ長さの違いによる最大加速度を図 5.68 に示す。フラップ長さは 1000mm よりも 750mm の方が最大加速度は小さい結果となり, 迎角 -3° 以外は 100gal 以下となったため, 750mm を最適形状とした。なお, 箱桁外側にフラップを設置したケースや箱桁下面にデフレクターを設置したケース, 箱桁形状を流線形としたケースなどの種々の検討を行ったが, 耐風安定性の向上は確認されなかった。

次に最適形状に対するねじれ 1 自由度試験を実施したところ, ねじれフラッターの発現は確認されなかったが, いずれの迎角においてもねじれ渦励振が確認された。迎角の違いによるたわみ渦励振およびねじれ渦励振の実橋風速 20m/s 以下の最大加速度を図 5.69 に示す。迎角 $+6^{\circ}$ 以外において最大加速度が 100gal を超過する結果となった。そこで, 検査車レールの位置変更による影響を確認する。

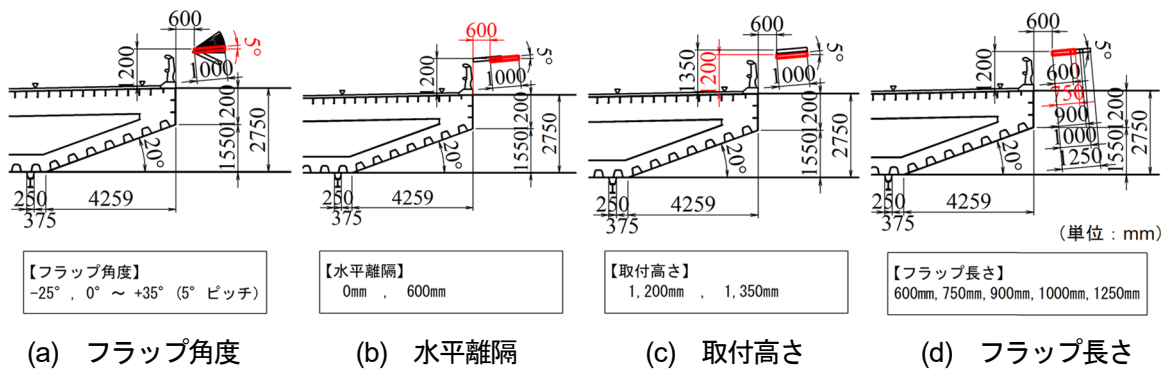


図 5.64 フラップ形状に対する検討パラメータ

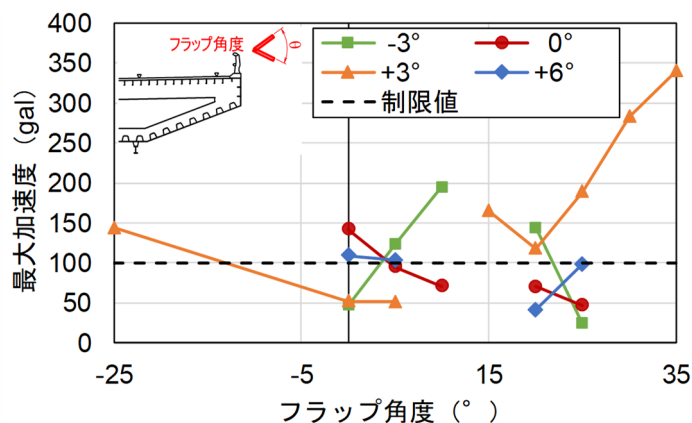


図 5.65 フラップ角度の違いによるたわみ渦励振の最大加速度

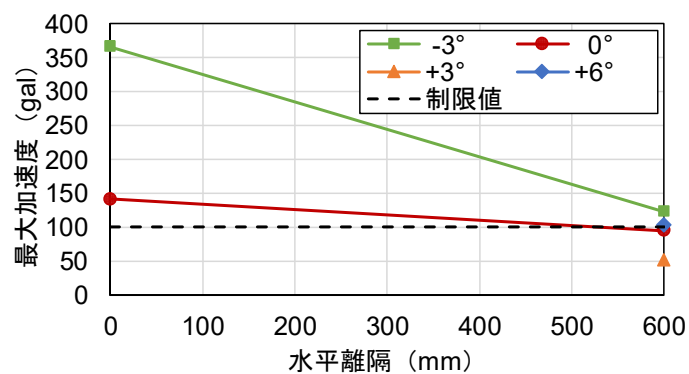


図 5.66 水平離隔の違いによるたわみ渦励振の最大加速度

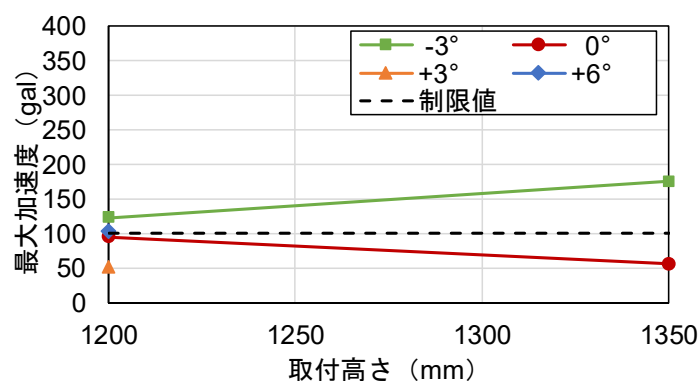


図 5.67 取付高さの違いによるたわみ渦励振の最大加速度

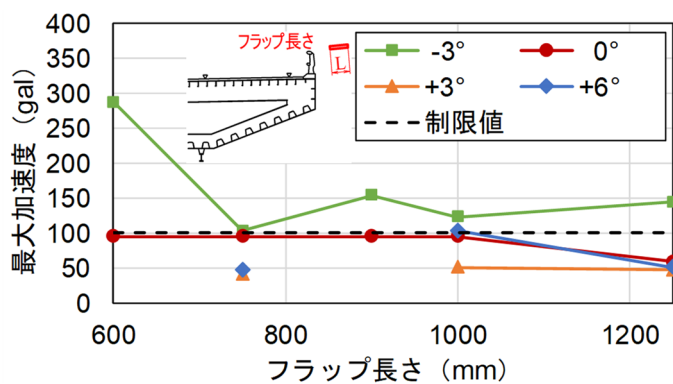


図 5.68 フラップ長さの違いによるたわみ渦励振の最大加速度

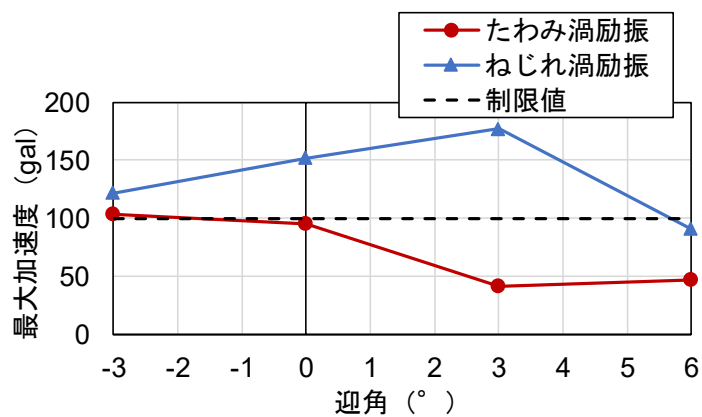
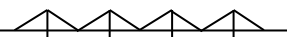


図 5.69 迎角の違いによる渦励振の最大加速度



(2) 検査車レール位置の影響

(1)に示した最適形状に対して、検査車レールの位置をパラメトリックに検討する。耐風安定性への影響が比較的大きいと考えられる箱桁外側に設置した検査車レール位置を検討したのちに、箱桁間開口部側に設置した検査車レール位置の検討を行う。箱桁外側の検査車レール位置の検討ケースを図 5.70(a)に示す。外側検査車レール位置の違いによる実橋風速 20m/s 以下の最大加速度について、たわみ渦励振を図 5.71 に、ねじれ渦励振を図 5.72 に示す。たわみ渦励振に対しては、外側検査車レール位置を 3200mm とした場合に最大加速度が最も小さいが、ねじれ渦励振に対しては最大加速度が最も大きい結果となった。したがって、たわみ渦励振およびねじれ渦励振のすべての迎角に対する最大加速度が最も小さい 4265mm 位置に外側検査車レールを配置し、開口部側検査車レールの検討を行うこととした。開口部側検査車レール位置の検討ケースを図 5.70(b)に示す。開口部側検査車レール位置の違いによる実橋風速 20m/s 以下の最大加速度について、たわみ渦励振を図 5.73 に、ねじれ渦励振を図 5.74 に示す。たわみ渦励振に対しては、開口部側検査車レール位置を 500mm および 645mm とした場合にたわみ渦励振およびねじれ渦励振とも最大加速度が小さく、基本となる迎角である迎角 0° においては 645mm とした場合にたわみ渦励振およびねじれ渦励振とも最大加速度が最も小さい結果となった。したがって、開口部側検査車レール位置は 645mm を最適とした。たわみ渦励振およびねじれ渦励振とも迎角 -3° においてはわずかに最大加速度が 100gal を超過するが、それ以外は 100gal 以下となることを確認した。

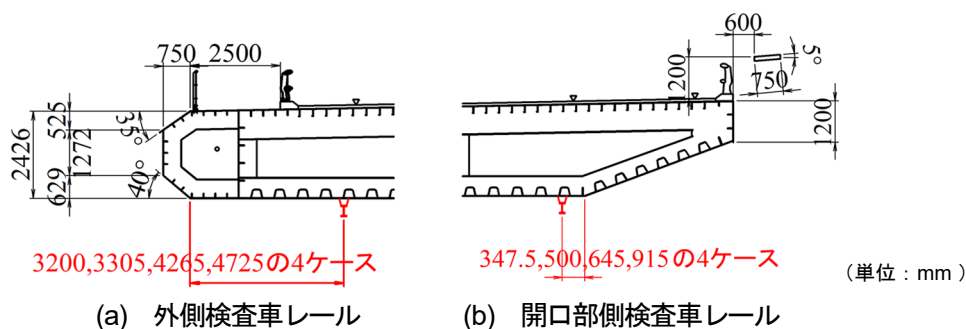


図 5.70 検査車レール位置に対する検討パラメータ

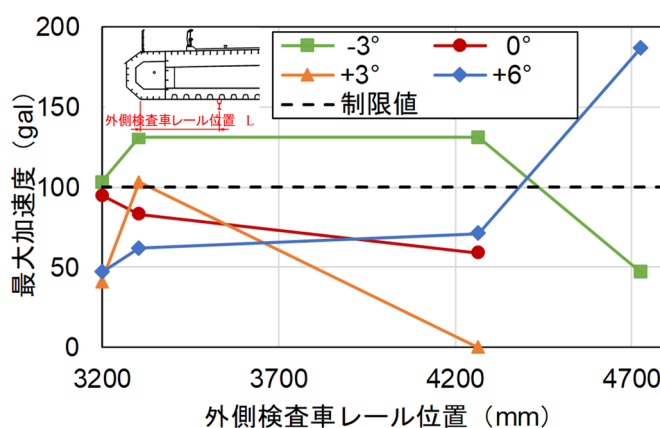


図 5.71 外側検査車レール位置の違いによるたわみ渦励振の最大加速度

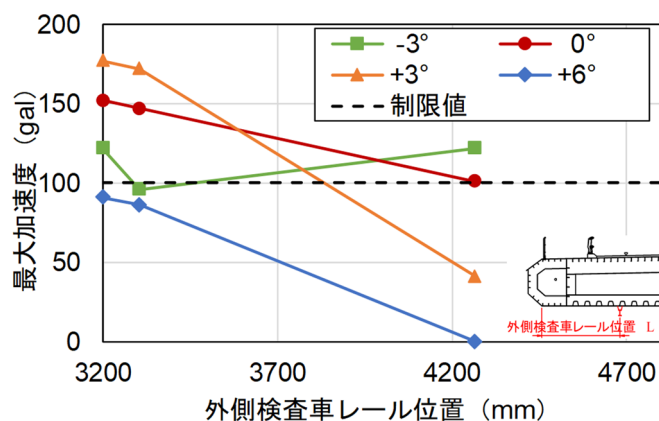


図 5.72 外側検査車レール位置の違いによるねじれ渦励振の最大加速度

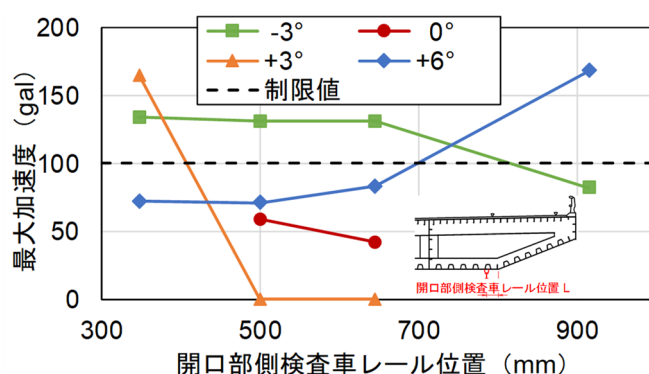


図 5.73 開口部側検査車レール位置の違いによるたわみ渦励振の最大加速度

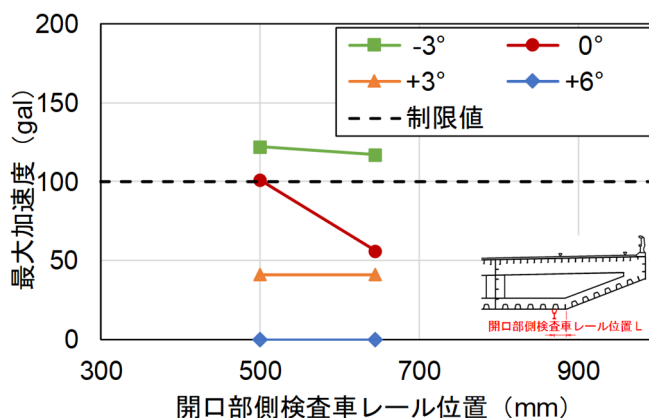


図 5.74 開口部側検査車レール位置の違いによるねじれ渦励振の最大加速度

(3) 耐風付加物に関する風洞試験結果に対する考察

以上の結果により、研究対象とした分離2箱桁断面の空力特性として、箱桁間開口部側に適切な形状のフラップを設けることにより、渦励振振幅を大幅に低減することが可能であることを明らかにした。このことから分離2箱桁断面の渦励振対策としては箱桁間の中央開口部の流れ場の制御が重要であり、その解決手段のひとつとして箱桁間開口部側にフラップを設置することが有効である。また、箱桁下面に設置した検査車レールの位置が渦励振振幅に与える影響が大きいことを明らかにした。い

ずれも風洞試験結果によるものであり、今後、数値流体解析等による流れ場や圧力分布の確認等を踏まえ、振動メカニズムの解明が望まれる。

5.6.4 最適主桁断面形状

上述の箱桁ウェブ形状および耐風付加物の検討を踏まえた最適主桁断面形状を図 5.75 に示すとともに、たわみ 1 自由度試験の結果を図 5.76 に、ねじれ 1 自由度試験の結果を図 5.77 に示す。前述のとおりたわみおよびねじれとも小さな渦励振は確認されるが、ねじれフラッターは確認されない。たわみ渦励振に対する使用性照査結果を表 5.20 に示す。表中の※1 は最低次モードである風洞試験対象モードに対する照査結果、※2 は実橋振幅に振動数の 2 乗を乗じて算出した振動加速度が 100gal を超過する最低次モードに対する照査結果、※3 は風洞試験結果から振動数により推定した実橋風速 20m/s 以下の最大風速時に相当するモードに対する照査結果を示す。迎角-3° 以外は使用性照査を満足するものの、迎角-3° においては風速 18.3m/s から振動加速度が 100gal をわずかに超過する結果である。ねじれ渦励振の使用性照査結果を表 5.21 に示す。表中の※1 は最低次モードである風洞試験対象モードに対する照査結果、※2 は風洞試験結果から振動数により推定した実橋風速 20m/s 以下に生じるモードに対する照査結果を示す。迎角-3° 以外は使用性照査を満足するものの、迎角-3° においては風速 15.7m/s および 16.0m/s において振動加速度が 100gal をわずかに超過する結果である。振動加速度が 100gal を超過する実橋におけるたわみ渦励振の振幅は 63mm、ねじれ渦励振の振幅は 0.23° と非常に小さいが、高次モードが対象となるため使用性を満足しない結果となった。これまでの風洞試験は一樣流中を基本とし、構造減衰を本四基準に基づき 0.02 としていた。しかし、実橋においては自然風を対象としており一定の乱れの影響を受けることが観測結果から明らかになっている。また、実橋の構造減衰は 0.02 と異なる可能性もある。そこで、減衰による影響および乱流による影響を確認する。なお、道路照明については、計画コンセプトを実現するための高性能化という観点から車両用防護柵に設置される低位置照明が望ましいと考えられるが、それによる影響は未解明であり、今後の課題である。

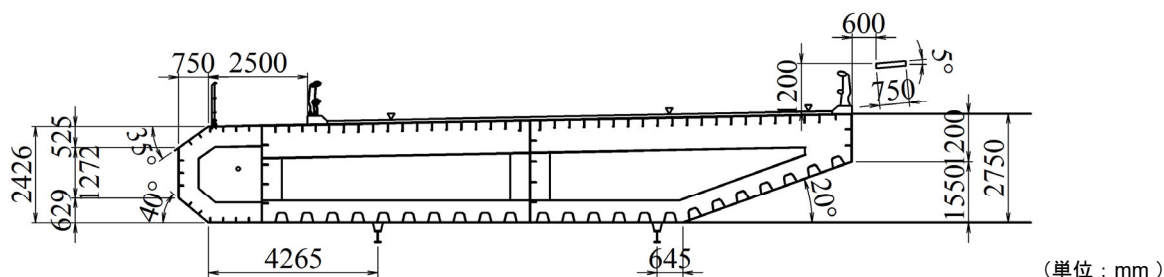


図 5.75 最適主桁断面形状と耐風対策

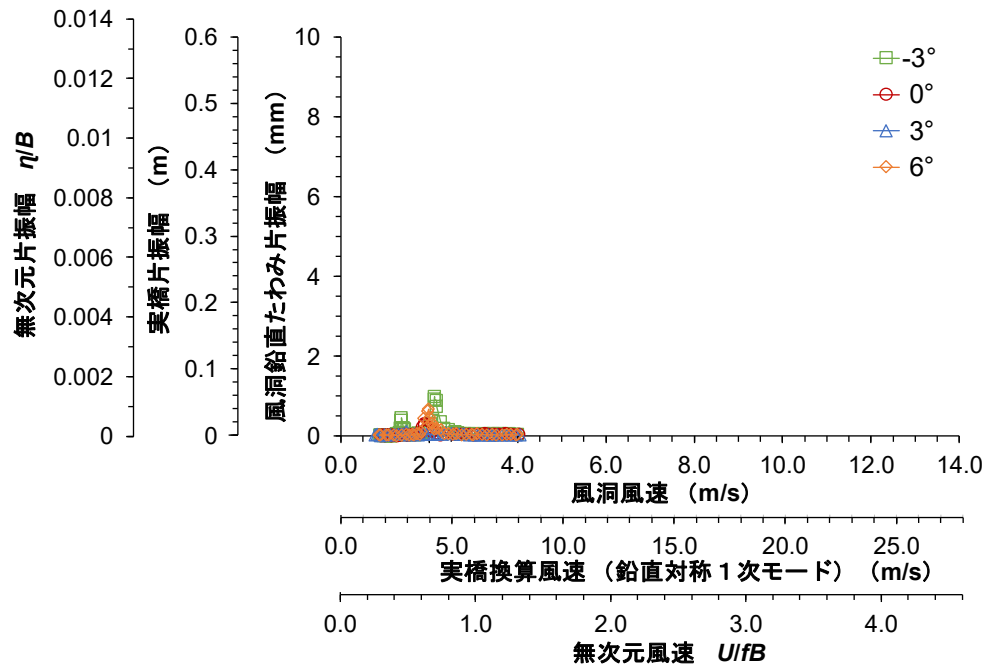


図 5.76 最適主桁断面形状におけるたわみ 1 自由度試験結果

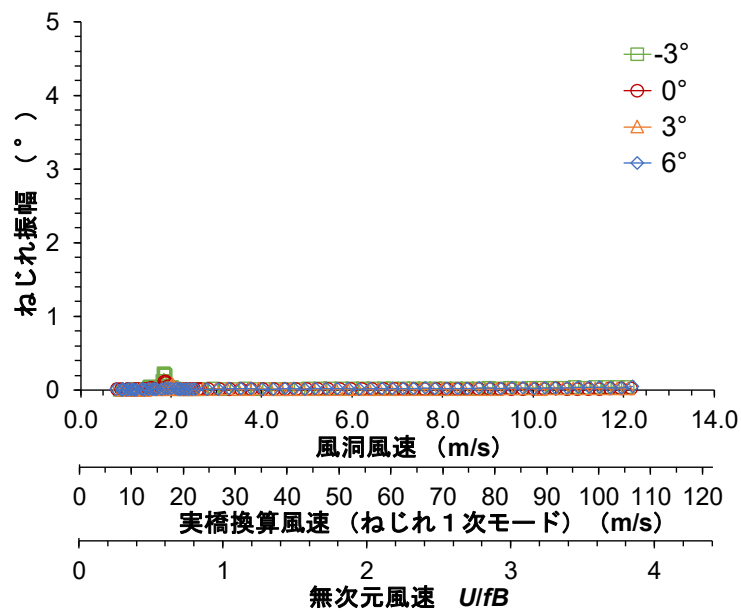


図 5.77 最適主桁断面形状におけるねじれ 1 自由度試験結果



表 5.20 最適主桁断面形状におけるたわみ渦励振の使用性照査

迎角	対象モード	振動数 (Hz)	等価質量 (t/m)	実橋風速 (m/s)	実橋振幅 (mm)	振動加速度 (gal)
-3°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	4.3	60	5.3
	鉛直逆対称6次 ^{※2}	0.565	28.5	18.3	63	102.8
	鉛直逆対称7次 ^{※3}	0.605	28.3	19.6	63	118.4
0°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	3.8	18	1.6
	鉛直対称9次 ^{※3}	0.665	29.0	19.4	18	41.9
+3°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	—	0	0.0
+6°	鉛直対称1次 ^{※1}	0.132	29.8	4.1	42	3.7
	鉛直逆対称7次 ^{※3}	0.605	28.3	18.6	44	82.9

※1 風洞試験対象モード

※2 風洞試験結果から振動数にて推定した振動加速度が100galを超過する最低次モード

※3 実橋風速が20m/s以下で風洞試験結果から推定した振動加速度が最大となるモード

表 5.21 最適主桁断面形状におけるねじれ渦励振の使用性照査

迎角	対象モード	振動数 (Hz)	等価極慣性 モーメント (tm^2/m)	実橋風速 (m/s)	実橋振幅 (°)	振動加速度 (gal)
-3°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	15.7	0.23	116.6
	ねじれ2次 ^{※2}	0.610	7494.8	16.0	0.21	113.1
	ねじれ3次 ^{※2}	0.636	11251.3	16.7	0.14	82.0
0°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	16.6	0.11	55.8
	ねじれ2次 ^{※2}	0.610	7494.8	16.9	0.10	54.1
	ねじれ3次 ^{※2}	0.636	11251.3	17.7	0.07	39.2
+3°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	17.4	0.19	96.3
	ねじれ2次 ^{※2}	0.610	7494.8	17.8	0.08	40.5
	ねじれ3次 ^{※2}	0.636	11251.3	18.6	0.05	28.5
+6°	ねじれ1次 ^{※1}	0.597	6978.8	—	0.00	0.0

※1 風洞試験対象モード

※2 風洞試験結果から推定した実橋風速が20m/s以下で生じるモード



5.6.5 構造減衰および乱流による影響

(1) 構造減衰による影響

5.6.4 に示した最適主桁断面形状に対する使用性を満足しない迎角 -3° における対数減衰率の違いによるたわみ渦励振およびねじれ渦励振の実橋風速 20m/s 以下の最大加速度を図 5.78 に示す。たわみ渦励振に対しては、対数減衰率を 0.025、ねじれ渦励振に対しては、対数減衰率を 0.031 とすると、風速 20m/s 以下を対象とした最大加速度が 100gal を下回ることを確認した。したがって、対象橋梁の対数減衰率が 0.031 を有している場合、使用性を満足することが明らかになった。

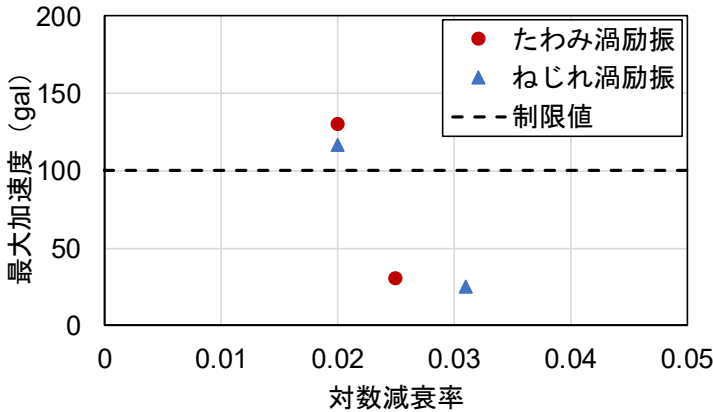


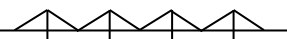
図 5.78 迎角 -3° を対象とした対数減衰率の違いによる渦励振の最大加速度

(2) 乱流による影響

5.2 に示した風観測結果によると架橋地点の自然風は乱れを含んでいるため一様流中の流れと比べ、主桁の渦励振振幅は低減する可能性がある。そこで、図 5.75 に示す最適主桁断面形状に対し、乱流下における挙動を確認する。乱流下における対象迎角は、本四基準[5-10]を参考に表 5.13 における変動傾斜角を除いた迎角 0° 、 $+3^\circ$ とした。乱れ強さは、5.2 に示した観測結果から渦励振照査が目的であるため、乱れ強さ $I_u=0.05$ を目標とし、格子乱流にて再現した。風洞試験を行った結果、乱れ強さ $I_u=0.049$ 、乱れのスケール $Lu=0.04m$ の条件において、たわみ渦励振は、迎角 0° においてわずかに発現したが、迎角 $+3^\circ$ においては発現しなかった。また、ねじれ渦励振はいずれの迎角も発現しなかった。乱流下におけるたわみ渦励振およびねじれ渦励振の実橋風速 20m/s 以下の最大加速度を表 5.22 に示す。たわみ渦励振が発現した迎角 0° において最大加速度が 100gal を下回ることを確認した。したがって、対象橋梁の架橋環境が風観測結果と同様の場合、使用性を満足することが明らかになった。

表 5.22 乱流下における渦励振の最大加速度

迎角	対象モード	最大加速度 (gal)
0°	たわみ渦励振	36.0
	ねじれ渦励振	0.0
$+3^\circ$	たわみ渦励振	0.0
	ねじれ渦励振	0.0



5.7 フラッター解析による耐風安定性の評価

5.7.1 検討方針

5.6 において、2 次元剛体バネ支持試験による 4 主塔連続斜張橋の主桁の耐風安定性を確保する主桁断面形状を提案した。しかし、主桁がたわみやすい 4 主塔連続斜張橋の特性から、ねじれ固有振動数と鉛直たわみ固有振動数の比である振動数比は 4.5 と大きく、渦励振に着目していたこともあり、バネ支持試験においては鉛直たわみ振動およびねじれ振動のそれぞれ 1 自由度による試験に基づき検討を行った。そのため、たわみおよびねじれの連成フラッターに対する耐風安定性が確認されていない。そこで、風洞試験により非定常空気力係数を計測し、フラッター解析により耐風安定性の確認を行う。

5.7.2 非定常空気力係数試験

(1) 試験方法

5.6 に示した風洞設備および模型を用い、一様流中において模型を強制加振し、迎角および風速を変化させながら模型に作用する非定常空気力(揚力 L 、空力モーメント M 、抗力 D)を測定し、Theodorsen 理論[5-44]により非定常空気力係数を算出する。対象断面は、図 5.75 に示す最適主桁断面形状である。強制加振は、本四基準に基づき、鉛直たわみ方向もしくはねじれ方向に 1 自由度とし、本四基準に基づき、鉛直方向に $B/100$ (B : 模型幅)、ねじれ方向に 1° の一定振幅、振動数は 2.5Hz とする。対象迎角は、図 5.37 に示す設計に考慮する傾斜角である迎角 -3° 、 0° 、 $+3^\circ$ 、 $+6^\circ$ に加え、迎角への感度を評価するため、迎角 -5° および $+8^\circ$ とする。実橋風速 30m/s から 100m/s 程度のフラッターを評価できるように風洞風速 2m/s から 19m/s の範囲を測定し、十分な精度によりフラッター解析を実施できるように 1 ケースあたり 10 風速程度の計測を実施した。

(2) 試験結果

非定常空気力の計測結果に基づく、非定常空気力係数を図 5.79 に示す。迎角 -3° および -5° において換算振動数 fB/U (f : 振動数、 B : 桁幅、 U : 風速) が低い領域の非定常空気力係数 $C_{M\theta i}$ が負から正に転じていることから、発散振動(フラッター)の発現が懸念される結果となった。

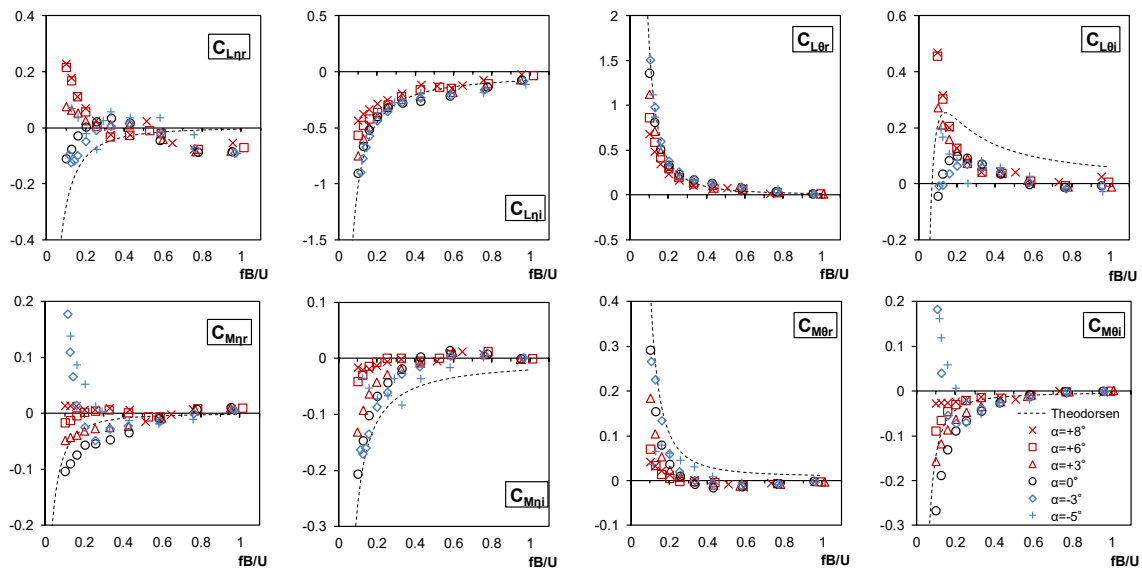


図 5.79 測定結果に基づく非定常空気力係数

5.7.3 3次元フラッター解析

(1) 解析方法

主桁の耐風安定性を評価するためには、空気力の適切なモデル化が必要となる。特にその振動の発達が急速であり破壊的な特性を持つフラッター現象の正確な評価のためには、構造物に作用する空気力による主桁の応答評価が重要となる。一般にフラッターは空力弾性振動現象とされ、非定常空気力を外力として定式化される。ここでは、本四基準[5-10]に基づき、図 5.80 に示すフローにしたがって 3 次元フラッター解析を行う。解析モデルは、図 5.81 に示す橋梁全体系の立体骨組みモデルを用い、設定した風速の風荷重に伴う変形量を算出する。次に風荷重による変形状態における固有値解析を行い、非定常空気力係数を用い固有振動モードを組み合わせるモード組合せ法により複素固有値解析を行うことによって風速および対数減衰率を求める。3 次元フラッター解析に用いる静的空気力係数(揚力 L 、空力モーメント M 、抗力 D) の測定結果を図 5.82 に示す。

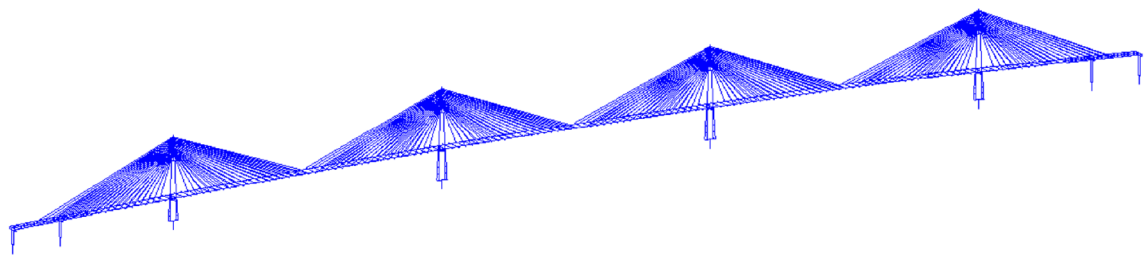
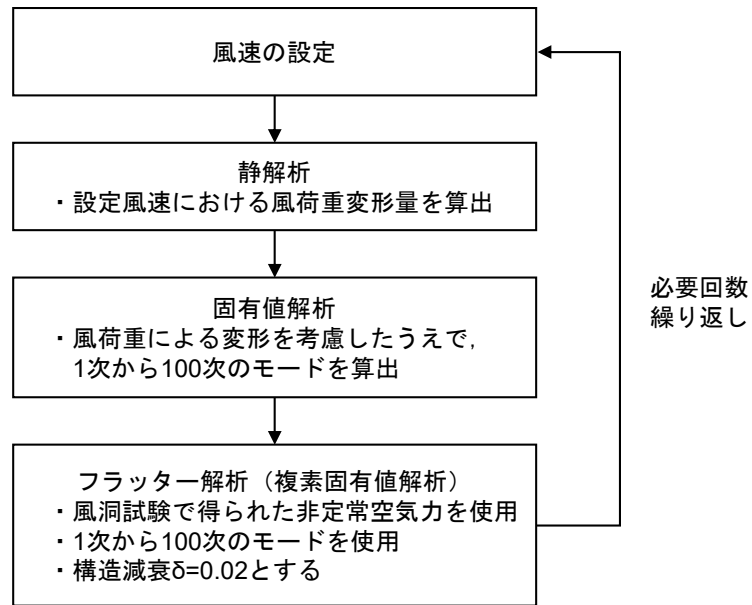


図 5.81 解析モデル図

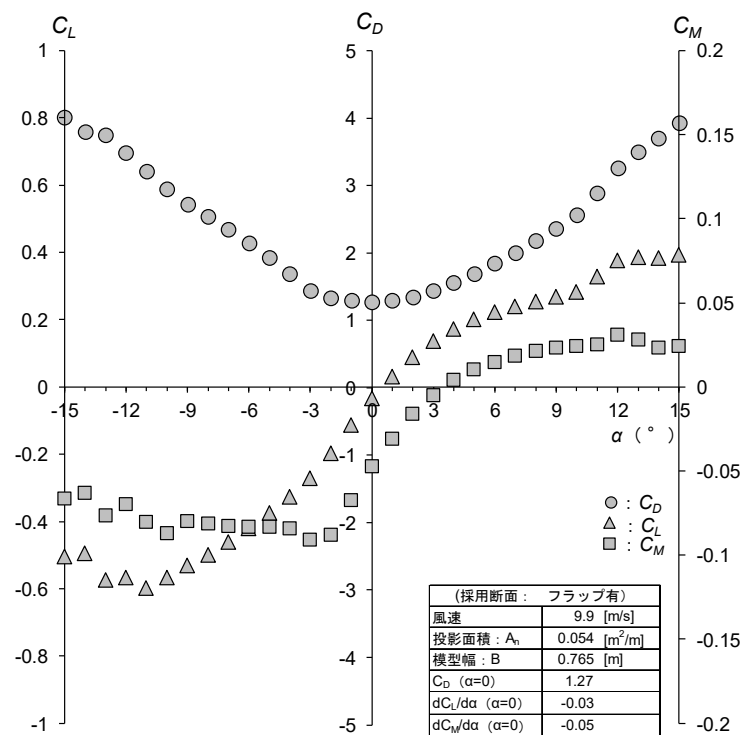
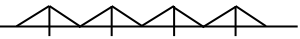


図 5.82 静的空気力係数の測定結果（フラップ有）



(2) 解析結果

3次元フラッター解析による減衰と風速の関係について、ねじれ分岐の結果を図 5.83 に、鉛直たわみ分岐の結果を図 5.84 に示す。いずれの迎角においても、ねじれ分岐 (Torsional Branch)、鉛直たわみ分岐 (Heaving Branch) とも対数減衰率が風速とともに増加しており、フラッター照査風速 85.2m/s を越え、風速 120m/s の範囲内においてフラッターは発現することなく安定している結果となった。したがって、選定した最適主桁断面形状はフラッターに対して安全な断面であることが確認された。

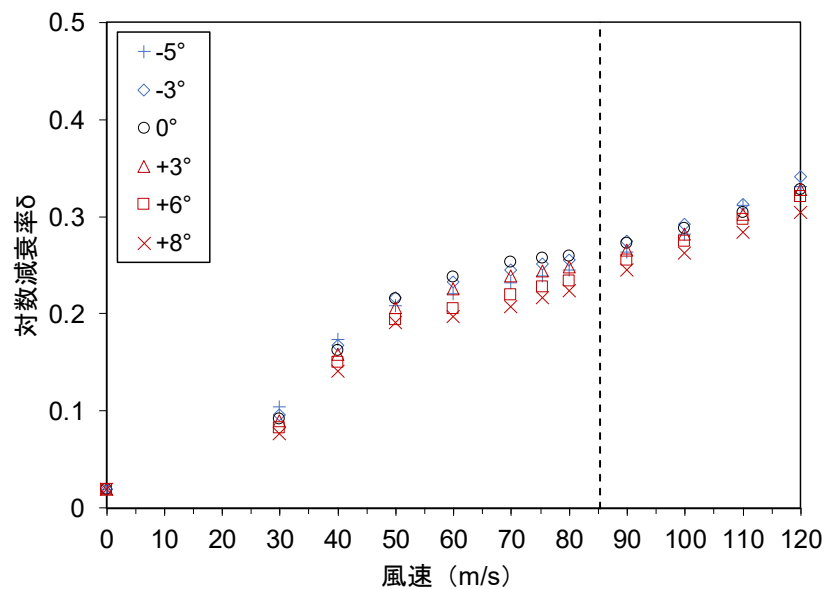


図 5.83 フラッター解析による減衰と風速の関係 (ねじれ分岐)

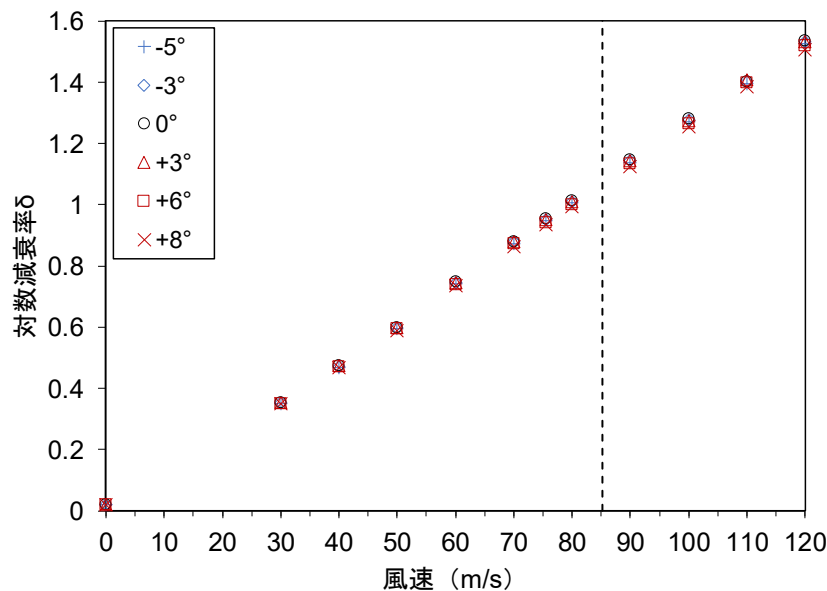
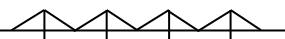


図 5.84 フラッター解析による減衰と風速の関係 (鉛直たわみ分岐)



5.8 主桁形状の計画コンセプトの実現性に対する検証

本章における計画コンセプトの実現性に対する検証結果を表 5.23 に示す。4 主塔を有する多径間連続斜張橋の主桁を対象に耐災害性、景観、維持管理性の3つの柱からなる計画コンセプトを高度に両立する高性能な主桁形状を目指し、近年の長大橋等の損傷状況や維持管理上の課題を解決しつつ景観にも配慮した図 5.39 に示す主桁基本断面形状を提案した。それに対して、架橋位置における風況特性を風観測結果等に基づき適切に評価した耐風設計条件に対して、風洞試験に基づく耐風安定性検討を行った。その結果、図 5.75 に示す最適主桁断面形状において耐風安定性を確保されるが確認された。設定した主桁基本断面形状に対して、箱桁外側ウェブおよび箱桁間開口部側ウェブの形状などの変更により耐風安定性を確保でき、想定した維持管理性および景観への配慮を損なうことなく耐風安定性の高い主桁断面形状を提案した。一方で、4 主塔連続斜張橋の構造特性から高次モードにおける渦励振に対する使用性照査が課題となり、内側フラップを設けることにより渦励振を抑制できることが確認されたが、フラップなどの耐風付加物は、点検数量の増大や腐食損傷による維持管理性の低下が懸念される[5-45]。それに対しては、アルミ合金など耐食性の高い材料を用いることにより解決できる可能性がある。また、風洞試験において本四基準に基づき構造減衰を 0.02 の条件により実施したが、実橋における構造減衰はそれを上回る可能性もある。表 5.24 に既往の実橋における構造減衰を計測した事例を示す。これによると、トラス桁を有する斜張橋の減衰は比較的高く、次いで上下部接続構造に鉛直すべり支承を設けている斜張橋の減衰が高い傾向にある。これは鉛直すべり支承の摩擦力による散逸エネルギーが大きくなるため構造減衰が大きくなると考えられる。研究対象橋梁は、第7章の研究を踏まえ機能分離型支承として鉛直すべり支承を設けており、既存の橋梁と同様に構造減衰の増加が期待される。さらに、自然風による乱れの影響や高次モードにおける振動現象は未解明の部分が多く、対象橋梁のように高次モードの隣り合う振動数が近接している場合、風速変動等を踏まえると異なる次数のモード形状が干渉し高次モードの渦励振は発現しない、あるいは振幅が低減される可能性もある。本検討における主桁断面は、内側フラップを設けない場合においても、渦励振振幅が比較的小さく、低次モードにおいては使用性照査を満足することから、計画コンセプトをさらに高度に両立する観点においては、実橋における構造減衰の計測や自然風環境下における渦励振の発現状況を確認したうえで、内側フラップの設置を判断するのが妥当であると考えられる。以上を踏まえ、主に耐風安定性の観点から計画コンセプトを高度に両立した高性能な主桁形状を提案できたものと考えられる。

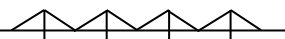


表 5.23 主桁形状における計画コンセプトの実現性に対する検証

計画コンセプト		対応状況
災害時においても、人流・物流ネットワーク機能を確保できる道路	設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと	○：設計想定を上回る風速100m/sまで発散振動は生じない
	非常においても、地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること	—
	これまでの橋梁技術の知見の蓄積に、先進的な技術を組み合わせ、より効率的に性能を確保できる構造とすること	○：これまで経験のない分離2箱桁に対して新たな技術として内側フラップにより渦励振振幅を大幅に低減可能
「みなと神戸」にふさわしい世界に誇れる景観を創出する道路	地域をつなぐ線としての連続性を意識し、「みなと神戸」にふさわしく、まちの魅力づくりに貢献できること	○：ケーブル定着部が露出することなく、シンプルな形状かつ主桁の連続性を確保
	百年先の土地利用の変化にも対応しうること	○：あらゆる視点場から見てシンプルかつスレンダーな主桁形状
	社会環境や自然環境と調和すること	—
将来にわたって健全な状態を維持し、時代の変化に対応できる道路	百年、さらにその先においても、健全で快適な状態を維持しやすいこと	○：腐食の原因となる耐風付加物を用いることなく、主桁断面形状により対応 ○：ケーブル定着部を主桁内に設置 ○：耐久性の高い車両用防護柵
	将来の社会環境の変化にも対応が容易な構造とすること	—
	維持管理しやすい構造であるとともに、先進的な技術の活用により、高度化及び効率化が図られた構造とすること	○：損傷の多い鋼床版点検が容易な桁高 ○：ケーブル定着部周辺の点検通路を確保 ○：桁内検査車を想定した主桁断面形状

表 5.24 既設橋梁の構造減衰と構造的特徴[5-43], [5-46], [5-47], [5-48]

橋名		多々羅大橋		鶴見つばさ橋		生口橋		横浜ベイブリッジ		樫石島橋		気仙沼湾横断橋		新湊大橋		天保山大橋	
最大支間長 (m)		890		510		490		460		420		360		360		350	
振動モード		振動数 (Hz)	対数減衰率	振動数 (Hz)	対数減衰率	振動数 (Hz)	対数減衰率	振動数 (Hz)	対数減衰率	振動数 (Hz)	対数減衰率	振動数 (Hz)	対数減衰率	振動数 (Hz)	対数減衰率	振動数 (Hz)	対数減衰率
たわみ	対称1次	0.226	0.024	0.213	0.070	0.340	0.018	0.351	0.069	0.430	0.080	0.330	0.057	0.464	0.014	0.343	0.046
	逆対称1次	0.263	0.019	0.293	0.040	0.443	0.020	0.565	0.134	0.729	0.088	—	—	—	—	0.475	0.056
	対称2次	0.348	0.012	0.518	0.100	0.605	0.031	0.828	0.088	1.030	0.066	—	—	—	—	0.760	0.036
ねじれ	対称1次	0.497	0.010	0.545	0.070	0.735	0.038	0.876	0.041	1.058	0.046	1.059	0.029	—	—	—	—
	逆対称1次	0.831	0.020	—	—	1.603	0.019	—	—	1.910	0.071	—	—	—	—	—	—
桁形式		鋼・コン複合箱桁		鋼箱桁		鋼箱桁		トラス桁		トラス桁		箱桁		鋼・コン複合箱桁		鋼箱桁	
上下部接続構造		・主塔：分散ゴム支承		・主塔：鉛直すべり支承 ・主塔：ペーン型オイルダンパー ・弾性拘束ケーブル		・主塔：鉛直すべり支承 ・端橋脚：分散ゴム支承 ・中間橋脚：分散ゴム支承		・主塔：リンク支承 ・端橋脚：リンク支承		・主塔：リンク支承 ・端橋脚：リンク支承 ・端橋脚：スプリング脊		・鉛直すべり支承 ・免震ゴム支承		・免震ゴム支承 ・制振ダンパー ・弾性拘束ケーブル		・主塔：固定 ・端橋脚：可動	
ケーブル制振対策		・インデントケーブル ・弾性シール材		・高減衰ゴム ・オイルダンパー		—		—		—		・空力対策ケーブル ・高減衰ゴム		・高減衰ゴム		・オイルダンパー	

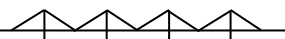


5.9 まとめ

本章では、4 主塔連続斜張橋における分離 2 箱桁断面の空力振動特性および耐風安定性を評価するために想定される架橋地点における風観測データ等により耐風設計条件および設計に考慮する気流傾斜角を検討した。併せて、計画コンセプトを踏まえた高性能な主桁基本断面形状を提案し、設定した耐風設計条件に基づく 2 次元剛体模型バネ支持試験により分離 2 箱桁断面の空力振動特性を明らかにするとともに、箱桁ウェブ形状や耐風付加物を変化させ空力的影響を評価し、耐風安定性の高い主桁断面形状を提案した。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

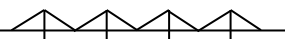
- (1) 架橋地点周辺の風観測データおよび気象官署のデータにより検討した結果、基本風速は風速 43m/s とするが妥当であることを示すとともに風速の乱れ強さおよび高度補正に用いるべき指数を示した。
- (2) 風観測鉄塔の風観測データに基づき算出した気流傾斜角について、広域的な地形の影響、周辺地物の影響および風観測鉄塔の影響をそれぞれ検証した結果、北風は風観測鉄塔の影響を受けている一方、低風速域において六甲山系の影響による正の傾斜角が生じる可能性があること、西風および南風においては近傍の護岸の影響を受けていることが明らかとなった。それらを踏まえ、設計において想定する気流傾斜角は高風速域を本四基準と同様に $\pm 3^\circ$ 、低風速域の吹上げ側を $+6^\circ$ 、吹下げ側を -3° と設定した。
- (3) 耐災害性、景観および維持管理性の 3 つの柱からなる計画コンセプトを高度に両立することを目指し、腐食損傷リスクの低減や点検の容易性など近年の長大橋等の損傷状況を踏まえた維持管理上の課題を解決しつつ景観にも配慮した主桁断面形状により耐風安定性を確保することをねらった主桁基本断面形状を提案した。
- (4) 分離 2 箱桁断面の箱桁外側ウェブ形状および箱桁間開口部側ウェブ形状を検討した結果、迎角 6° に対しては箱桁外側ウェブ形状に比べ、箱桁間開口部側ウェブ形状の方がたわみ渦励振振幅に与える影響が大きく、箱桁間開口部側ウェブ下端に適切な面取りを設けることにより耐風安定性が大きく向上することを明らかにした。これは風上側箱桁から生じた渦が箱桁間開口部を抜け風下側箱桁に衝突することが回避されることにより振動が抑制されたものと考えられる。また、迎角 -3° に対しては、箱桁外側の台形ウェブの下側角度がたわみ渦励振振幅に与える影響が大きいことを明らかにした。
- (5) 分離 2 箱桁断面は低風速域においてたわみ渦励振が発現することに加え、4 主塔連続斜張橋の特性としてたわみ振動数が低いことから、高次モードが使用性照査の対象となり、振動数の 2 乗に逆比例するため高次モードほど使用性の許容振幅は低下し、わずかな渦励振振幅において許容振幅を超過することを明らかにした。



- (6) 分離2箱桁断面の箱桁間開口部側防護柵に適切な形状のフラップを設けることにより、渦励振振幅が大きく低減することを明らかにした。
- (7) 検査車レール位置が渦励振振幅に影響を与えることを明らかにし、最適な検査車レール位置にすることにより、迎角 -3° 以外に対して、たわみ渦励振およびねじれ渦励振とも使用性照査を満足することを確認した。また、減衰効果または風観測データに基づく乱流効果を踏まえると渦励振振幅は使用性照査値以下となり、耐風安定性を満足することを確認した。
- (8) 最適断面形状として提案した分離2箱桁断面は、2次元剛体バネ支持試験においてねじれフラッターの発現は確認されず、3次元フラッター解析においてもフラッターの発現は確認されなかった。
- (9) 以上の検討により維持管理性および景観に配慮した主桁形状に対して、その性能を維持しつつ4主塔連続斜張橋において耐風安定性を確保することのできる計画コンセプトを高度に両立した高性能な主桁形状を提案した。

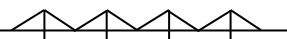
本章で得られた課題は以下のとおりである。

本章では分離2箱桁断面に対して風洞設備の制約から1/60の縮尺による試験を行ったが、台形状の箱桁外側ウェブとしていることを踏まえると、レイノルズ数の影響を受ける可能性がある。より精緻に耐風安定性を評価するためには、高レイノルズ数における風洞試験に基づく評価が必要である。また、分離2箱桁断面の空力特性に対する知見は少なく、振動メカニズムや制振効果の要因を明らかにするために数値流体解析による検討が必要である。さらに、分離2箱桁断面はたわみの渦励振が発現することに加え、4主塔連続斜張橋の特性としてたわみ振動数が低いため、高次モードにおけるわずかな振動振幅が課題となっている。フラップによって制御可能であることを明らかにしたが、実橋梁における構造減衰の増加が期待されること、自然風環境下による渦励振振幅の低減、また、対象橋梁のように複雑な高次モードにおける振動発現の不確実性などを考慮すると、実橋における渦励振発現の検証や全橋風洞試験による検証などが必要である。その結果を踏まえて、維持管理性や景観、経済性の観点からフラップ設置の判断を行う必要がある。さらにはリアルタイムモニタリングシステムと連携しデジタルツイン技術の活用により風による振動の使用性に与える影響の検証や疲労損傷評価などの維持管理の高度化に向けた研究が必要である。

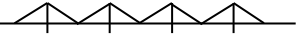


5.10 第 5 章 参考文献

- [5-1] (一社) 日本橋梁建設協会：ストーンカッターズ橋工事報告ー世界最大級の複合斜張橋の製作・架設についてー，平成 21 年度技術発表会，2009.
- [5-2] https://en.wikipedia.org/wiki/Shanghai_Yangtze_River_Tunnel_and_Bridge，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [5-3] https://en.wikipedia.org/wiki/Jiaxing-Shaoxing_Sea_Bridge，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [5-4] 小川一志，下土居秀樹，野上千秋：2500m 級超長大吊橋への適用を想定した 2 箱桁断面の空力特性，第 15 回風工学シンポジウム論文集，pp.431-436，1998.
- [5-5] 麓興一郎，村越潤，秦健作，須澤雅人，白井秀治，斉藤善昭，下土居秀樹：新形式長大橋（斜張吊橋）の耐風性に着目した研究，第 18 回風工学シンポジウム論文集，pp.485-490，2004.
- [5-6] Yao-Jun Ge : Aerodynamic challenge and limitation in long-span cable-supported bridges, The 2016 World Congress on Advance in Civil, Environmental, and Materials Research (ACEM16) , 2016.
- [5-7] C. M. Ma1, J. X. Wang, Q. S. Li, M. ASCE, H. Qin, H. L. Liao : Vortex-Induced Vibration Performance and Suppression Mechanism for a Long Suspension Bridge with Wide Twin-Box Girder, J. Struct. Eng. 144 (11), pp.04018202-1-14, 2018.
- [5-8] (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.
- [5-9] (社) 土木学会：「鋼構造シリーズ 20 鋼斜張橋ー技術とその変遷ー[2010 年版]」，社団法人土木学会，2011.
- [5-10] 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋耐風設計基準（2001）・同解説，2001
- [5-11] 阪神高速道路公団：東神戸大橋工事誌，1994.
- [5-12] (社) 日本道路協会：道路橋耐風設計便覧（平成 19 年改訂版），2007.
- [5-13] 川谷充郎，小松定夫，小林紘士：強風型 3 方向超音波風速計の特性について，日本風工学会年次研究発表会梗概集，4-10～11，1983
- [5-14] 杉山裕樹，川崎雅和，坂井紀之，内田良始，宮下康一，勝地弘，金恵英，八木知己：長大斜張橋主桁の耐風設計に係る気流傾斜角の検討，風工学研究論文集，第 26 巻，pp.185-194，2020.
- [5-15] 横田寛，中島肇：六甲おろしに伴う風下側のロール雲，日本気象学会，No.39/8, pp. 469-471, 1992.
- [5-16] 日下博幸：領域気象モデル WRF について，ながれ，第 28 巻，pp.3-12，2009.
- [5-17] 望月政法，義江龍一郎：領域気象モデル WRF による風速鉛直プロファイルの再現（その 1）台場における結果．平成 23 年度日本風工学会年次研究発表会梗概集，pp.197-198，2011.
- [5-18] 内田孝紀，辰己賢一，川島泰史，荒屋亮：メソ気象モデル WRF-ARW を用いた複雑地形上の数値風況予測，九州大学応用力学研究所所報，第 144 号，pp.41-47，2013.
- [5-19] <https://tenki.jp/past/2017/10/23/chart/>，2024 年 10 月 1 日閲覧
- [5-20] H.Kawai, G.Nishimura : Characteristics of fluctuating suction and conical vortices on a flat roof in oblique flow, Journal of wind engineering and industrial aerodynamics, 60, 2002.
- [5-21] 本州四国連絡橋公団：「本州四国連絡橋耐風設計基準（1976）・同解説」，1976.
- [5-22] 勝地弘：本四連絡橋における耐風設計と風観測，日本風工学会誌，第 34 巻第 3 号（通号第 120 号），2009.
- [5-23] 宮田利雄：橋桁の空力不安定振動に係る風の傾斜角の設定に関する一考察，日本風工学会誌，第 13 号，pp.29-35，1982.
- [5-24] 杉山裕樹，川崎雅和，金治英貞，八木知己：多径間連続斜張橋の軽量合成端 2 箱桁の構造提案



- とその特性, 土木学会論文集, Vol.79, No.3, A1-0719, 2023.
- [5-25] <https://www.hanshin-exp.co.jp/company/skill/library/tech/11112.html>, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [5-26] 阪神高速道路株式会社: 2021 年度第 1 回長期維持管理技術委員会資料, 2022.
- [5-27] 堀江佳平, 高田佳彦: 阪神高速道路の鋼床版疲労損傷の現状と取組み, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, Vol.10, pp.55-69, 2007.
- [5-28] 土木学会鋼構造委員会鋼床版の疲労改定小委員会: 鋼床版の疲労 2010 年改訂版, 丸善, 2010.
- [5-29] 三木千壽, 鈴木啓悟, 加納隆史, 佐々木栄一, 石田 稔, 高森博之: 鋼床版の疲労への SFRC 舗装による予防補強とその健全性モニタリング, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.4, pp.950-963, 2006.
- [5-30] 杉山裕樹, 崎谷淨, 小林寛, 高村義行, 塚本成昭: 鋼床版デッキプレート貫通き裂の詳細調査および補修設計, (社) 日本鋼構造協会, 鋼構造年次論文報告集, 第 17 巻, pp.345-350, 2009.
- [5-31] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編, 2017.
- [5-32] 阪神高速道路株式会社: 設計基準 (第 2 部) 構造物設計基準・橋梁編 第 2 編 鋼橋・鋼部材, 2021.
- [5-33] 杉山裕樹, 田畑晶子, 春日井俊博, 石井博典, 井口 進, 清川昇悟, 池末和隆: 鋼床版の U リブ横リブ交差部における下側スリット部の疲労耐久性向上構造の検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.1, pp.18-30, 2014.
- [5-34] 国土交通省道路局: 道路橋定期点検要領, 2019.
- [5-35] 阪神高速道路株式会社, (財) 阪神高速道路管理技術センター: 阪神高速道路における鋼橋の疲労対策, 2012.3.
- [5-36] <https://www.jb-honshi.co.jp/shimanami/blog/?p=4157>, 2024 年 10 月 1 日閲覧
- [5-37] Yong-Xin YANG, Yao-Jun GE: Wind-induced vibrations and equivalent static wind loading for cable-stayed bridges, The Seventh International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications (BBAA7), 2012.
- [5-38] 和田忠幸, 佐藤謙二, 小笠原章, 小賀坂俊昭: 白鳥大橋耐風設計について, 第 30 回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp.207-214, 1986.
- [5-39] 徳増健, 西川彰一, 諸角治, 正木健太, 今倉優樹: 損傷要因分析を踏まえた鋼製高欄の構造改良, 阪神高速道路技報第 30 号, 2021.
- [5-40] 西原知彦, 杉山裕樹, 河野晴彦, 深谷茂広, 鈴木俊洋: 部分模型試験による 1 主塔斜張橋主桁 (上下線一体) の耐風性検討, 風工学研究論文集, 第 27 巻, 2022.
- [5-41] 川田歩美, 杉山裕樹, 伊佐政晃, 野田博, 大坪和広, 立花卓巳, 野中哲也, 坂本佳子: 流体・構造物連成解析による上下線分離桁の空力特性評価の試み, 土木学会第 78 回年次学術講演概要集, CS3-27, 2023.
- [5-42] 高田耕庸, 杉山裕樹, 野田博, 野中哲也, 大坪和広, 坂本佳子: スーパーコンピュータ「富岳」を用いた流体・構造物連成解析による長大斜張橋の耐風安定性評価の取組み, 橋梁と基礎, Vol.58, pp.16-20, 2024.
- [5-43] 由井陸粹, 山本修司, 森川陽介, 中垣毅, 森越 健二: 新湊大橋の鋼桁耐風対策について, 沿岸技術研究センター論文集, No.13, pp.45-50, 2013.
- [5-44] Theodorsen, T.: General Theory of Aerodynamic Instability and the Mechanism of Flutter, NACA Tech. Report No. 496, pp.413-433, 1935.
- [5-45] 楠原栄樹, 福永勸, 遠山直樹: 門崎高架橋耐風安定性の再検証, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.608-

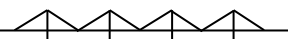


615, 2010.

[5-46] 阪神高速道路公団：天保山大橋工事誌，1992.

[5-47] (社) 土木学会：橋梁の耐風設計－基準と最近の進歩－，2003.

[5-48] 野口敏広，平井潤，新地洋明，渡邊俊輔，山本利弘，加能勲：長大斜張橋における減衰特性の実験的アプローチによる評価－試験対応解析－，土木学会第 76 回年次学術講演会，I-56，2021.



第 6 章

多径間連続斜張橋における橋軸 A 型主塔の耐風安定性の評価

6.1 概説

本研究の対象橋梁は第 3 章および第 4 章の研究を踏まえ図 6.1 に示す支間長 653m を 3 径間有する 4 主塔多径間連続斜張橋（以下、4 主塔連続斜張橋という）である。本橋は、多径間連続斜張橋の剛性向上を目的に主塔が橋軸方向に A 型形状となっている[6-1]。橋軸方向に A 型形状となっている主塔を有する長大斜張橋の事例は、国内ではなく、海外においても、Millau Viaduct（7 主塔連続斜張橋、支間長 342m、フランス）[6-2]などがある程度であり知見が少ない。

本橋は鋼製の主塔であり、塔高は 200m を超えるため、風による振動が懸念される。特に、一般的な長大斜張橋と異なり、主塔の面外方向（弱軸方向）がケーブルによって支持されないため、完成系においても主塔面外に振動しやすい構造であり、耐風安定性の確保が課題となる。

これまでの鋼製主塔の耐風安定性検討においては矩形の断面形状に対して、適切なサイズの隅切りや面取りを行うことによって耐風安定性が向上することが知られている。例えば、東神戸大橋[6-3]や多々羅大橋[6-4]においては隅切り断面、名港中央大橋[6-5]や気仙沼湾横断橋[6-6]においては面取り断面によって耐風安定性を確保している。また、菅原城北大橋[6-7]においては主塔にスリットを設けることにより耐風安定性を確保している。一方、第 1 章に示したように本橋は耐災害性、景観、維持管理性の 3 つの柱からなる計画コンセプトを高度に両立することを目指している。この 3 つの柱は時にトレードオフの関係となる場合もあるが、耐風安定性のみを優先するのではなく、景観や維持管理性にも配慮しつつ、多機能かつ高性能な主塔形状を検討する必要がある。

そこで本章では、国内において事例のない 4 主塔連続斜張橋における橋軸 A 型主塔に対して、景観および維持管理性を踏まえつつ耐風設計条件を満たす構造を検討するための合理的な手法を提案し、それに基づく剛体模型および弾性模型による風洞試験により橋軸 A 型主塔の空力振動特性を明らかにしている。併せて、耐風安定性を向上させるために種々の主塔形状に対する空力的影響を評価し、橋軸 A 型主塔に対する有効な耐風対策を提案するとともに耐風安定性の照査結果を示す。それらの検討により計画コンセプトを高度に両立する高性能な主塔形状を提案する。

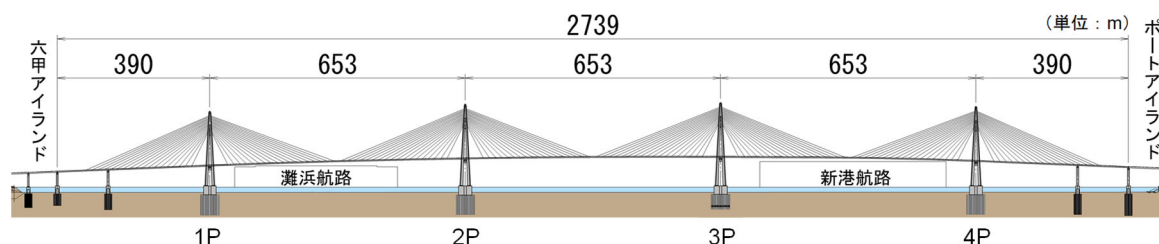
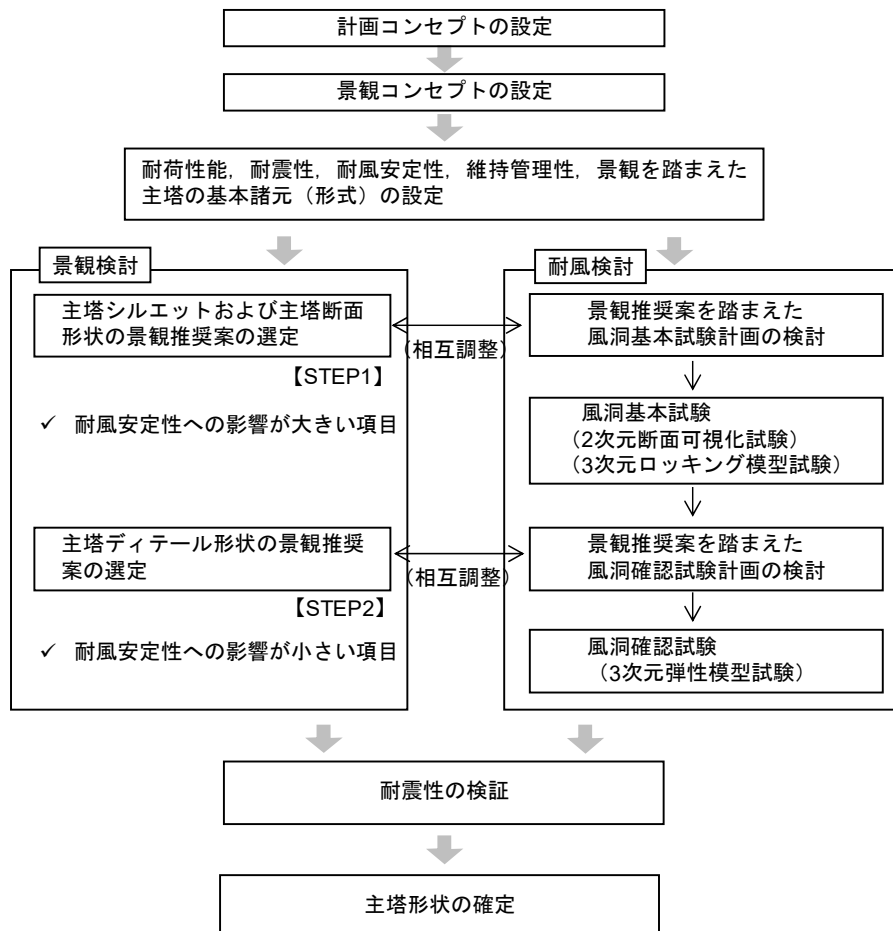


図 6.1 研究対象橋梁

6.2 主塔形状の検討手法の提案

研究対象の主塔は、4 主塔連続斜張橋の剛性向上のため第 4 章に示した鋼製橋軸 A 型主塔[6-1]であり、これまでに類を見ない規模である。長大橋の主塔設計においては、耐荷性能はもちろんのこと、耐震性や耐風安定性、景観など多岐にわたる検討が必要である。そのなかでも、研究対象の鋼製橋軸 A 型主塔は、国内の事例がなく、海外でも大規模な鋼製主塔の事例はほとんどないため知見が少なく、特に主塔の面外方向である橋軸直角方向がケーブルによって支持されないため、完成系においても主塔面外方向の耐風安定性に対する課題が懸念される。また、海上部に位置する主塔は容易に点検や補修および補強をすることができない部材であり、維持管理上の課題もある。一方、第 1 章に示した計画コンセプトとして定めている「みなと神戸」にふさわしい世界に誇れる景観を創出する道路[6-8]を目指す本橋においては景観も重要な性能のひとつである。特に主塔形状は斜張橋全体のシルエットを構成する要素として最も重要な部材であり、かつ、耐風安定性への影響も大きいことから、それらの性能がトレードオフの関係となる可能性がある。さらに、海上部の主塔であることから、維持管理性にも配慮しつつこれらを高度に両立することが課題となる。これらの課題を解決するため、図 6.2 に示す検討手法により主塔形状の検討を行う。つまり、耐荷性能、耐震性、耐風安定性、維持管理性および景観などを踏まえた主塔基本形状の設定を行ったのち、従来にあるように単に耐風安定性のみを求め風洞試験を重ねるのではなく、風洞試験の段階に応じて先行して景観検討を実施し、景観検討と耐風検討との相互調整を図りながら、主塔形状の検討を行うものである。これにより計画コンセプトの高度な両立を目指すものである。



6.3 景観検討を踏まえた主塔形状

6.3.1 景観コンセプト

研究対象橋梁を含む事業全体としての計画コンセプトは第1章に示したとおりであるが、本事業の対象路線 14.5 km の中には様々な周辺環境となっており、景観に関するコンセプトはより地域環境を踏まえた設定が必要である。そこで、事業全体の計画コンセプトをより具体化した、5つのゾーンごとに景観コンセプトを設定している。対象橋梁区間の景観コンセプトを図6.3に示す。研究対象橋梁が位置する新港航路は、神戸港の中でも大規模客船が入港する国際航路となっていることから、神戸港の玄関口である。また、研究対象橋梁は神戸の近年の発展の象徴である六甲アイランドとポートアイランドの2つの人工島を結ぶ橋であることなどを踏まえて、「みなと神戸」の2つの島を結ぶシンボルゲート」を景観コンセプトとして設定した[6-8]。このコンセプトを実現するために配慮する事項として、神戸の様々な場所から視認できるシンボル性、橋梁と平行に位置する六甲山との一体性、2つの島を結ぶ象徴となる1本の線としての連続性、神戸の街軸に平行する視認性に配慮しつつ路線全体における一体性、国際航路としてのゲート性、ランドマーク性および先進的な技術を踏まえた先進性などを抽出している。これらを指標としながら、パースや模型により評価し、景観検討を行う。

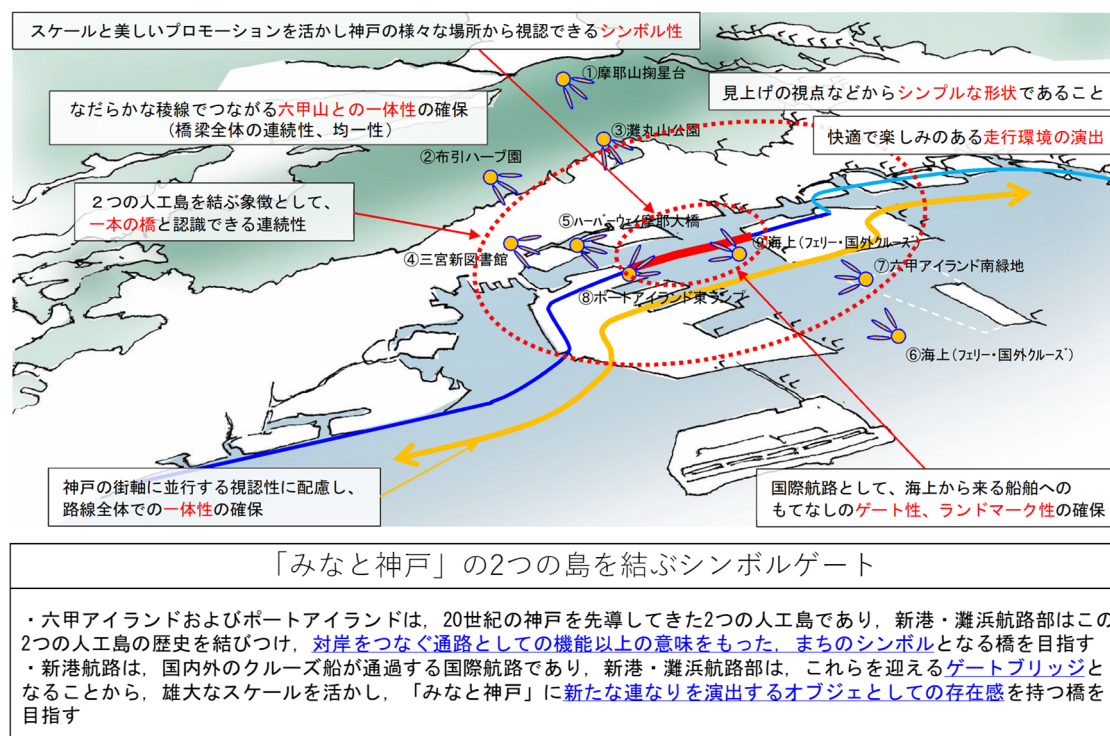


図 6.3 対象橋梁が位置するゾーンの景観コンセプト

6.3.2 主塔の基本形状

対象橋梁の4主塔連続斜張橋は、第4章に示したとおり橋全体の剛性が低い特徴があり、主塔形状を橋軸方向にA型形状とすることにより剛性向上を図っている。また、第7章において詳述するが、

耐震性の観点から、橋軸 A 型主塔は一般的な長大斜張橋の主塔形状と異なり、図 6.4 に示すように橋軸直角方向に主塔基部が 1 本柱状態となる。1 本柱に対して想定を超える地震が生じた場合に 1 本柱基部の塑性化が進行すると、例えば、兵庫県南部地震における阪神高速道路 3 号神戸線の深江に位置するピルツ橋[6-9]のように橋軸直角方向への倒壊が懸念され、冗長性に劣る。それを改善するため、主塔基本形状は図 6.4 に示すように橋軸直角方向に対して主塔基部を 2 本柱のラーメン構造としている。維持管理性の観点からは、海上部に位置し腐食環境が厳しいことや塗装塗替えの実施も大規模となるため、耐久性の向上が重要である。そのため、塗膜損傷の弱点となるような高力ボルトによる接合箇所等を避け溶接接合を基本とした。また、塔頂部には将来の維持管理のために必要となるゴンドラ設置を想定する。さらに、主塔断面は図 6.5 に示すように塔内エレベータの配置や点検空間、塔頂部の施設スペースなどを考慮した形状とし、塔頂部には主塔の維持管理用に使用することを想定したゴンドラ設備の収納空間や将来の減衰装置を設置するための空間などを想定している。

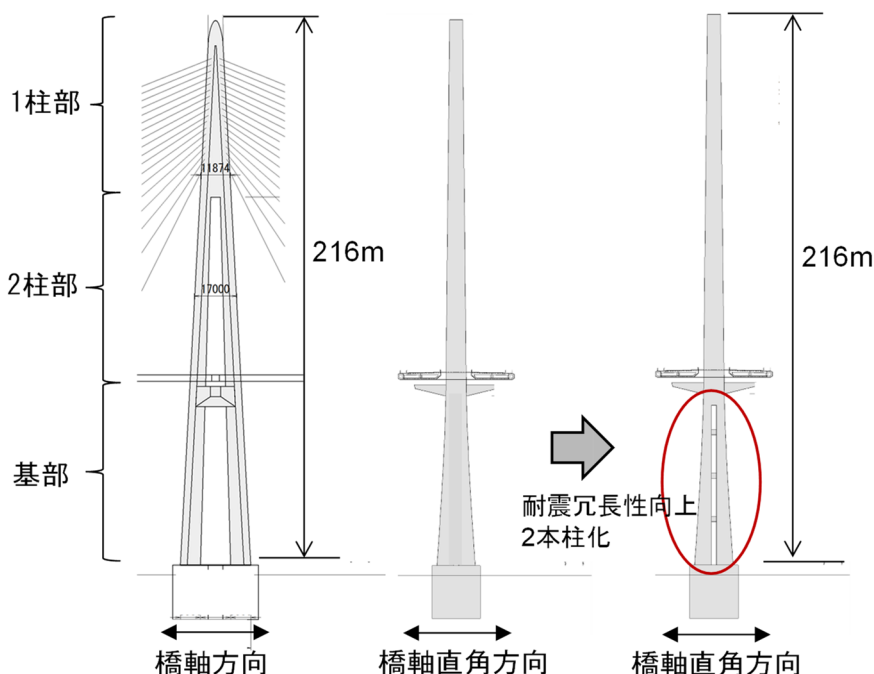


図 6.4 耐震性を踏まえた主塔基本形状

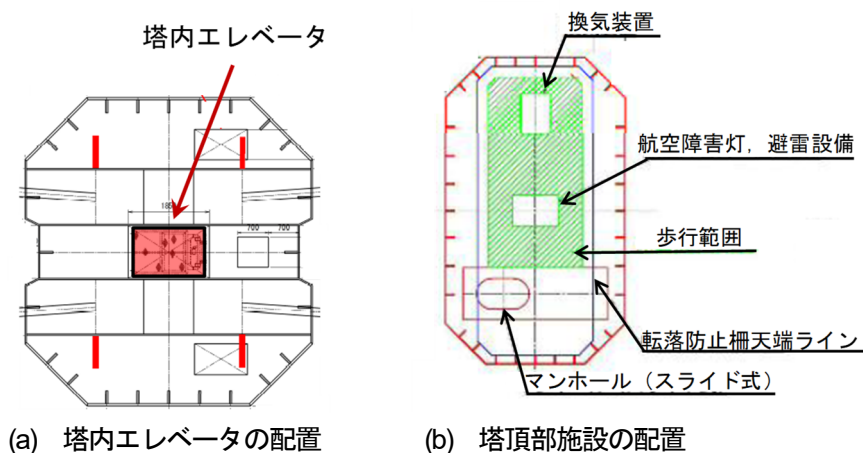
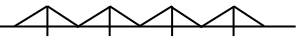


図 6.5 維持管理性を踏まえた主塔断面形状



6.3.3 主塔の景観検討

(1) 検討方針

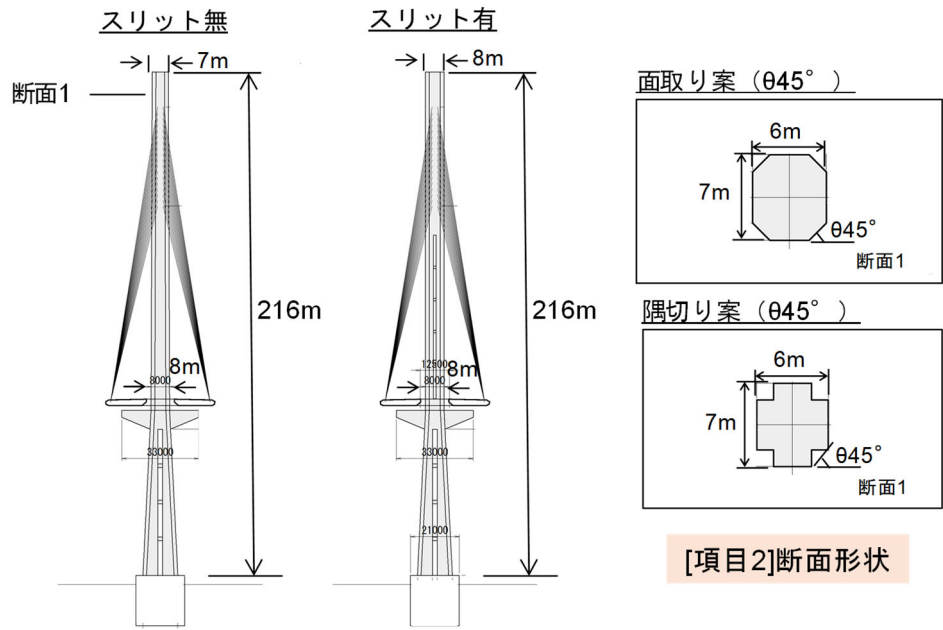
図 6.2 の検討手法に示すように景観検討は風洞試験と並行して 2 段階のステップを踏まえ検討を行った。STEP1 においては、主塔の耐風安定性に影響を与える項目を対象とし主塔シルエットおよび断面形状の検討を行った。STEP2 においては、比較的耐風安定性への影響が小さい項目を対象とし、ディテールの検討を行った。景観の評価にあたっては、景観コンセプト実現のために配慮する事項を踏まえ、主塔景観に関連する項目としてシンボル性、シンプルな形状、走行空間の眺望性・走行性および先進性を評価対象とした。なお、連続性、一体性などの差が生じない項目の評価は省略している。

(2) 主塔シルエットおよび断面形状の検討【STEP1】

STEP1 における景観検討項目を図 6.6 に示す。主塔シルエットの検討は、橋軸 A 型主塔としており比較的自由度が少ないが、図 6.6 に示す主塔 2 柱部の柱に対して橋軸方向のスリットの有無を比較案として抽出した。ここで、スリットを設けた案は、菅原城北大橋[6-7]において耐風安定性と景観の向上を狙ってスリットが設置されたことを踏まえ、本橋においても橋軸方向の風向（以下、橋軸風という）に対する耐風安定性の向上とともに、景観面においては主塔 2 柱部の柱幅が 8m と大きいこと走行車視点より圧迫感を感じることが懸念され、柱をスリットにより分割することによりその改善を狙ったものである。また、断面形状は、一般に主塔の耐風安定性を向上させる方法として、矩形断面の角に面取りを設ける方法と隅切りを設ける方法が考えられる。耐風検討においても隅切り形状や面取り形状をパラメトリックに検討（例えば、隅切りや面取りの大きさや角度など）を行うが、この両案に対して景観上の観点から比較し景観検討推奨案を選定する。

主塔 2 柱部のスリット有無の比較を表 6.1 に示す。パースおよび模型による比較の結果、スリット有案は、スリットの印象が強く、4 本柱のようなやや煩雑な印象となることなどから、スリット無案を景観推奨案とした。次に断面形状の比較を表 6.2 に示す。パースを用いて比較した結果、隅切り案は主塔の鉛直方向に隅切りのラインが強く現れ、煩雑な印象となる。一方、面取り案は、主塔全体の一体感が感じられ、彫刻的な処理により煩雑さを感じにくいなどから、面取り案を景観推奨案とした。なお、維持管理面からも隅切り形状に比べ、面取り形状の方が塔内空間をより広く確保できるため、優位であると考えられる。

6.4 に詳述する風洞試験の結果[6-10]、主塔スリット有案は研究対象の主塔形状において顕著な耐風安定性の向上は確認されず、スリット無案の方が比較的耐風安定性も良好であったことから、景観推奨案であるスリット無を選定した。また、断面形状は、面取り断面および隅切り断面とも角度や大きさを適切に設定することにより耐風安定性の向上が確認されたため、景観および維持管理性において優位な面取り断面を選定した。これらの結果を踏まえ、STEP2 のディテール検討を行う。



[項目1]2柱部のスリットの有無

[項目2]断面形状

図 6.6 主塔シルエットおよび断面形状の検討項目

表 6.1 主塔2柱部のスリット有無の比較

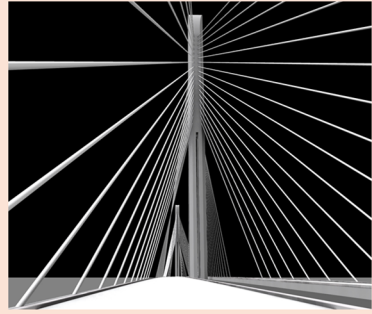
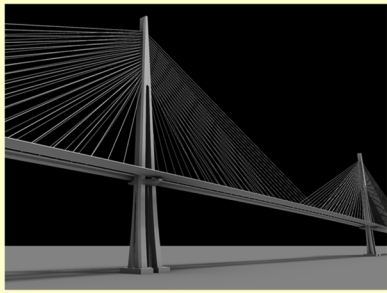
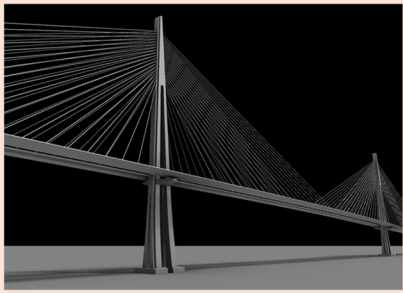
	第1案：スリット無	第2案：スリット有
コンセプトに対する配慮事項		
シンプルな形状	○ ・一定の面取り断面が塔頂まで連続しており、シンプルでありながら視覚的な効果が認められる	△ ・スリットの印象が強く、4本柱のようなやや煩雑な印象 ・スリットは塔頂部まで連続しないため、塔全体の一体感に欠ける
走行空間の眺望性・走行性	◎ ・面の分割による圧迫感の低減効果あり ・塔頂に向かってテーパがあり、エンタシス効果で安定した印象	○ ・面の分割による圧迫感の低減効果あり ・塔頂に向かって等断面であるため、塔頂部がやや重たい印象
その他留意事項	—	・鋼重増 ・塔内スペースの縮小、点検経路増 ・狭隘なスリット部の再塗装

表 6.2 主塔断面形状の比較

	第1案：面取り案	第2案：隅切り案
コンセプトに対する配慮事項		
シンボル性	・面取りのラインがA型の形態を効果的に表現 ・主塔全体の一体感が感じられる	・隅切りのラインがA型の形態を表現 ・各面が独立する印象を与え、主塔全体の一体感が感じづらい
シンプルな形状	・塊から切り出したような彫刻的な処理、煩雑さを感じない	・隅切りのラインが強く現れ、外形線と共に視認、やや煩雑な印象
走行空間の眺望性・走行性	・面の分割による圧迫感の低減効果 ・柔らかな印象が感じられ、神戸らしさが表現	・面の分割による圧迫感の低減効果 ・やや硬い印象、神戸らしさが表現されない
その他留意事項	—	・溶接線数が増え、製作性にやや劣る ・塔内スペースが小さい

(3) 主塔ディテールの検討【STEP2】

上述の検討および風洞試験結果を踏まえた主塔形状のディテール検討項目を図 6.7 に示す。以下に各項目別に検討した結果を示す。ここでは、後述の風洞試験の結果、面取り角度 $\theta=45^\circ$ が優位であったことからそれを対象に検討を行った結果を示す。

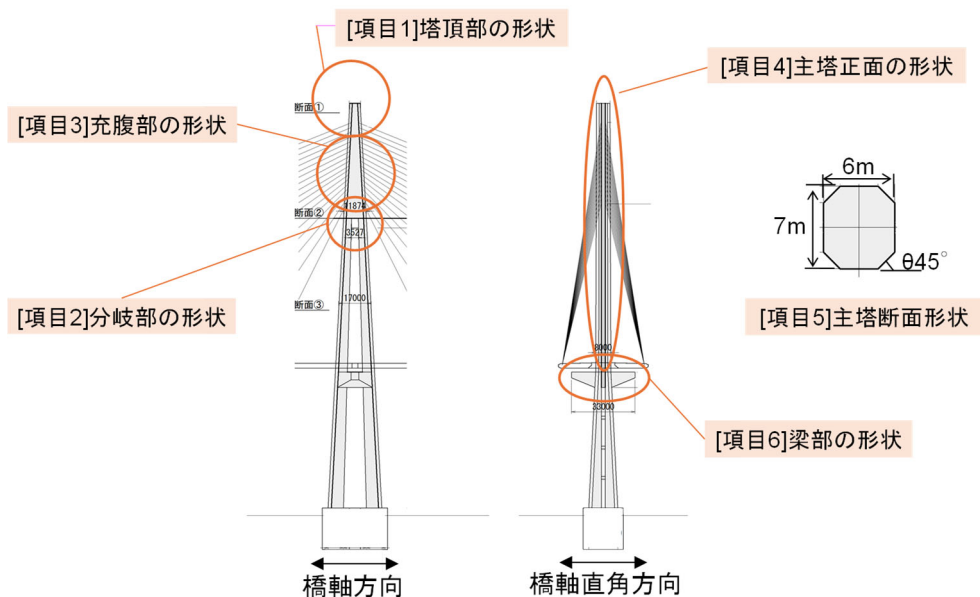
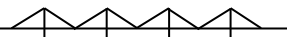


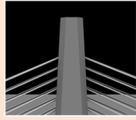
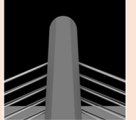
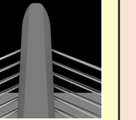
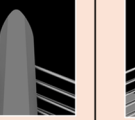
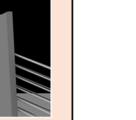
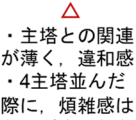
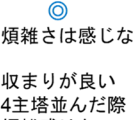
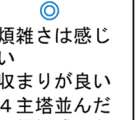
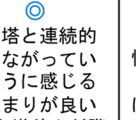
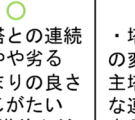
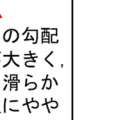
図 6.7 主塔ディテールの検討項目



a) [項目 1] 塔頂部の形状

対象橋梁は、六甲山系や街軸に対して平行に位置するため主な視点場は橋梁側面に多く、塔頂部の形状は橋軸 A 型主塔形状の特徴に大きな影響を与える項目である。塔頂部の形状の比較を表 6.3 に示す。種々の形状についてパースおよび模型による確認を行った結果、塔頂部の形状は、神戸らしい柔らかな印象を与えつつ、A 型主塔の伸びやかさやシンプルさを感じられることなどを評価し、「曲線+直線案」を選定した。

表 6.3 塔頂部の形状の比較

コンセプトに対する配慮事項	直線案	円弧案	3 次曲線案	曲線+直線案	尖塔アーチ案	切り込み案
シンボル性	 ・柔らかな印象は感じたい ・伸びやかな印象も阻害	 ・柔らかな印象だが伸びやかな印象は感じたい ・面取り形状のソリッドで彫刻的な印象と調和しない	 ・円弧案に比べ伸びやか ・面取り形状のソリッドで彫刻的な印象と調和しない	 ・柔らかな印象 ・伸びやかな印象	 ・柔らかな印象は感じたい ・伸びやかな印象	 ・柔らかな印象は感じたい ・伸びやかな印象も阻害
シンプルな形状	 ・主塔との関連が薄く、違和感 ・4主塔並んだ際に、煩雑感はないが素っ気ない印象	 ・煩雑さは感じない ・収まりが良い ・4主塔並んだ際の煩雑感はない	 ・煩雑さは感じない ・収まりが良い ・4主塔並んだ際の煩雑感はない	 ・主塔と連続的につながっているように感じる ・収まりが良い ・4主塔並んだ際の煩雑感はない	 ・主塔との連続性にやや劣る ・収まりの良さは感じたい ・4主塔並んだ際の煩雑感はない	 ・塔頂での勾配の変化が大きく、主塔との滑らかな連続性にやや劣る
走行空間の眺望性・走行性	 ・各案に大きな差はない	 ・各案に大きな差はない	 ・各案に大きな差はない	 ・各案に大きな差はない	 ・各案に大きな差はない	 ・各案に大きな差はない
先進性	 ・一般的な形態	 ・一般的な形態	 ・直線案、円弧案と比較して特徴的な形態	 ・特徴的な形態	 ・特徴的な形態	 ・特徴的な形態

b) [項目 2] 分岐部の形状

分岐部の形状は塔頂部の形状とともに橋軸 A 型主塔形状の特徴に大きな影響を与える項目である。分岐部の形状比較案を表 6.4 に示す。塔頂部の形状との関係性も考慮しパースおよび模型による確認を行った結果、分岐部の形状は、塔頂部の形状と同様に神戸らしい柔らかな印象を与えつつ、シンプルさを感じられることなどを評価し、「3 次曲線案」を選定した。



表 6.4 分岐部の形状の比較

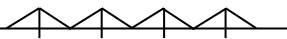
コンセプトに対する 配慮事項	円弧案	3次曲線案	曲線+直線案	尖塔アーチ案
シンボル性	 ・柔らかな印象 ・主塔の伸びやかな印象とはやや合致しない	 ・柔らかな印象 ・わずかに上に凸な形態が主塔の伸びやかな印象と調和	 ・曲線の印象が弱く、柔らかな印象は得難い ・上に凸の形態は主塔の伸びやかな印象と調和	 ・曲線の印象が弱く、柔らかな印象は得難い ・上に凸な形態は主塔の伸びやかな印象と調和
シンプルな形状	 ・曲率が一定で、シンプル ・4主塔並んだ中遠景でも、煩雑な印象は受けない	 ・曲率変化が一定で、シンプル ・4主塔並んだ中遠景でも、煩雑な印象は受けない	 ・曲率変化が不定、歪な印象 ・4主塔並んだ中遠景でも、やや歪な形態が目立つ	 ・曲率変化が不定、歪な印象 ・4主塔並んだ中遠景でも、やや歪な形態が目立つ
先進性	 ・一般的な形態	 ・円弧に比べて特殊な形状	 ・円弧に比べて特殊な形状	 ・円弧に比べて特殊な形状

c) [項目 3] 充腹部の形状

ケーブル定着部である充腹部は、構造上、柱を2本に分割することができないため、側面からの視点において比較的断面積の大きい状態となり、ボリューム感や重たさが懸念される。この課題を解消するために種々の形状の比較を表 6.5 に示す。パースおよび模型による確認を行った結果、充腹部の形状は、橋軸 A 型主塔形状のシルエットがきれいに表現されるとともに、ボリューム感や重たさが解消され、かつ、シンプルな形状であることを評価し、「充腹部凹み 01 案」を選定した。

表 6.5 充腹部の形状の比較

コンセプトに対する 配慮事項	充腹部凹み01案	充腹部凹み02案	凹み部曲線処理案	内側曲面切欠き案
シンボル性	 ・凹みにより充腹部の重たさが解消 ・A型の形状がきれいに表現されている	 ・01案と比べ、側面から見た際に2本柱のように感じられ、A型の形状が表現されていない	 ・見かけの分岐部が上がることで充腹部の重たさが解消 ・01案と比べてメリハリが少ないため効果が弱い	 ・面取り角度により重たさがやや解消 ・曲線半径が大きくやや効果に乏しい
シンプルな形状	 主塔のシンプルな形態を阻害していない	 凹み部が長く強調されやや煩雑	 凹み部が主塔柱から連続、煩雑さがなくシンプル	 ・凹み部が主塔柱から連続的に変化 ・煩雑さがなくシンプル



d) [項目 4] 主塔正面の形状

ケーブル定着構造や維持管理空間により主塔の橋軸直角方向の幅は 8m であるため、走行空間からの視点の正面に位置する主塔が走行車に対して圧迫感を与える懸念がある。この圧迫感を解消する種々の形状の比較を表 6.6 に示す。パースおよび模型による確認を行った結果、主塔正面の形状は、シンプルな形態であり、かつ、圧迫感の低減効果を感じることができることを評価し、「中央折点案（凹み部曲線処理）」を選定した。なお、「三角形凹み案」も景観上の評価は上述と同程度であるが、溶接線が増えるなどの理由により選定していない。

表 6.6 主塔正面形状の比較

	凹み無し案	矩形凹み案	台形凹み案	三角形凹み案	中央折れ点案 (内側に凹)	中央折れ点 案	中央折れ点案 (凹み部曲線)
コンセプトに 対する 配慮事項							
シンプル な 形状	◎ 凹みがなく シンプルな印象	△ 陰影がやや強く 煩雑な印象	◎ 陰影がやや弱まり 凹み部が悪目 立ちしない	◎ 凹み部の陰影が 明快で、バラ ンスが良い	◎ シンプルな形態 だが凹み部中央 のラインが やや煩雑	◎ シンプルな形 態だが凹み部 中央のライン がやや煩雑	◎ シンプルな形態 であり中央折 点案（内側凹） での煩雑さを回避
走行空間の 眺望性・走行 性	△ 面分割がなく、 圧迫感の低減効 果はない	◎ 圧迫感の低減効 果は十分感じら れる	◎ 圧迫感の低減効 果は十分感じら れる	◎ 圧迫感の低減効 果は十分感じら れる	◎ 圧迫感の低減効 果は十分感じら れる	△ 圧迫感の低減 効果はあまり 感じられない	◎ 圧迫感の低減効 果は十分感じら れる

e) [項目 5] 主塔断面形状

主塔断面形状は表 6.2 に示したとおり面取り形状を景観推奨案としたが、面取り角度や大きさを選択の余地がある。面取り角度は、橋軸方向および橋軸直角方向とも同程度の見え方となるように $\theta = 45^\circ$ 、面取りサイズは、大きい方がより面取りの効果を感じることができるため $d/D=0.2$ (D : 橋軸直角方向の主塔幅、 d : 面取り幅) を景観推奨案とした。しかし、面取り角度は耐風安定性に大きな影響を与える項目であり、6.5 に示す風洞確認試験結果も踏まえ最終決定することし、その結果を踏まえ、景観に与える影響を検証する。

f) [項目 6] 梁部の形状

主塔の梁部は、主桁を支持する重要な部材であり構造上や維持管理性への配慮が必要である。一方、主塔シルエットの印象に大きく影響を与える重要な部位でもある。構造上の観点から梁付け根の高さは 6m、支承の配置や維持管理性を考慮し梁先端の幅は 6m、梁長さは 14.5m を基本形状としている。また、梁先端の高さは梁内の維持管理性から 1.5m を確保している。景観面からは橋軸 A 型主塔の伸びやかな印象や主桁のフェイスラインを阻害しない形状が求められる。この課題を解決するための種々の形状の比較を表 6.7 に示す。パースおよび模型による確認を行った結果、梁部の形状は、コンパクトな形態であり、かつ、主塔の伸びやかさや主桁のフェイスラインを阻害しないことを評価し、「下面曲線+小口カット」を選定した。なお、本ディテールは主桁より下部の形状であるため、耐風安定性への影響はほとんどないと考えられる。そのため、後述する 6.6 に示す耐風安定性検討においては反映していない。

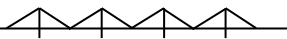
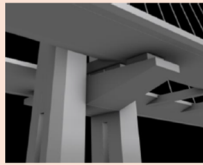
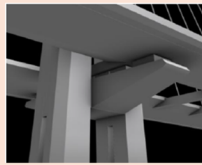
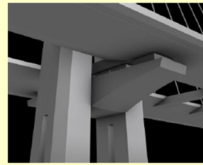
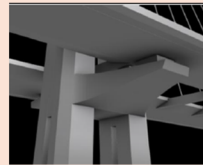
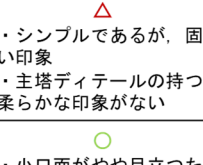
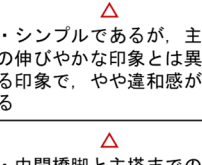
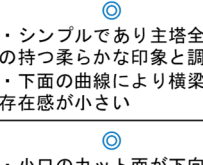
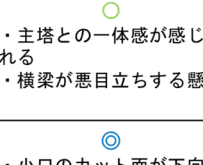
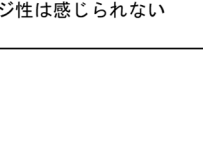
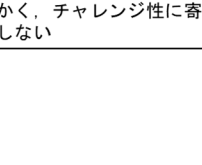
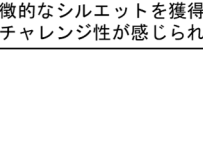
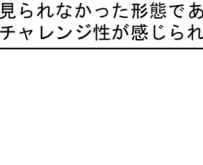


表 6.7 梁部の形状の比較

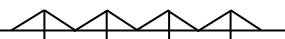
コンセプトに対する 配慮事項	ディテール省略	高架橋ディテール踏襲	下面曲線+小口カット	主塔一体化
シンボル性	 ・最もコンパクトな形態 ・主塔の伸びやかな印象を妨げない	 ・最もコンパクトな形態 ・主塔の伸びやかな印象を妨げない	 ・最もコンパクトな形態 ・主塔の伸びやかな印象を妨げない	 ・A型主塔の持つ伸びやかな印象をやや阻害 ・曲線を導入したことで、柔らかな印象
シンプルな形状	 ・シンプルであるが、固い印象 ・主塔ディテールの持つ柔らかな印象がない	 ・シンプルであるが、主塔の伸びやかな印象とは異なる印象で、やや違和感がある	 ・シンプルであり主塔全体の持つ柔らかな印象と調和 ・下面の曲線により横梁の存在感が小さい	 ・主塔との一体感が感じられる ・横梁が悪目立ちする懸念
連続性	 ・小口面がやや目立つため、フェイスラインを阻害する	 ・中間橋脚と主塔までの距離が離れており、景観的な効果は少ない ・小口面が目立つためフェイスラインを阻害	 ・小口のカット面が下向きであり、フェイスラインを阻害しない	 ・小口のカット面が下向きであり、フェイスラインを阻害しない
先進性	 ・デザイン的なチャレンジ性は感じられない	 ・主塔スケールに対して細かく、チャレンジ性に寄与しない	 ・下面曲線により横梁が特徴的なシルエットを獲得し、チャレンジ性が感じられる	 ・これまでの主塔や橋脚で見られなかった形態であり、チャレンジ性が感じられる

g) 景観推奨案のまとめ

以上の検討結果をまとめた景観推奨案のパスを図 6.8 に示す。本形状を基本として、次節以降に詳述する風洞試験による耐風安定性の検討を行う。



図 6.8 景観推奨案の主塔形状



6.4 2次元断面可視化試験による空力特性の傾向把握

6.4.1 検討方針

斜張橋の主塔は一般に細長い形状のため固有振動数が低く、さらに外部から付加される減衰があまり期待されない。また、塔柱断面は正方形に近い矩形断面であるため、渦励振やギャロッピングなどの風による振動現象が生じる恐れがある。風による振動現象は、塔柱断面形状に大きく依存し、塔柱断面形状の工夫により振動現象を抑制する空力的対策が行われている。これまでの事例から矩形断面に対して四隅を隅切る形状や面取り形状が採用されているが、その大きさや角度など多くのパラメータが存在し、振動現象の抑制に効果的な形状を抽出するには多くの試験を重ねる必要がある。そのようななか、対象橋梁の主塔は鋼製橋軸 A 型主塔であり、これまでの研究事例がほとんどなく知見が少ない。そこで、2 次元断面の可視化試験により、研究対象主塔の矩形断面形状や種々の隅切り形状および面取り形状に対する空力特性の傾向を把握し、次節で示す 3 次元ロッキング模型試験を実施する断面形状案の抽出を行う。なお、明石海峡大橋において実施された TMD (Tuned Mass Damper) による制振方法も有効ではある[6-11]が、維持管理上の課題が懸念される[6-12]ため、ここでは空力的対策による制振を目指す。

6.4.2 検討断面形状

研究対象主塔の矩形断面形状や隅切り形状、面取り形状の傾向の確認および橋軸方向スリットの有無についてパラメトリックに断面形状を変化させて 2 次元断面可視化試験を実施する。隅切り形状および面取り形状は、矩形断面の形状より耐風安定性が向上するとされており、東神戸大橋[6-3]や多々羅大橋[6-4]の主塔は隅切り断面が、名港中央大橋[6-5]や気仙沼横断橋[6-6]の主塔は面取り断面が採用され、近年の長大橋によく用いられる手法である。また、本橋は従来の斜張橋主塔と異なり、図 6.9 に示す橋軸方向に A 型形状となる主塔であるため、橋軸直角方向の剛性が低く振動が発現する懸念がある。そのため、橋軸風に対する耐風安定性の向上を狙って、ケーブル定着部を除く塔頂部や主塔 2 柱部において橋軸方向スリット[6-7]の有無を検討する。なお、本橋は橋軸方向に A 型形状であるため、一般的な斜張橋の主塔とは異なり、橋軸風による橋軸直角方向の振動が面外振動、橋軸直角風による橋軸方向の振動が面内振動となる。

検討断面は、既往の事例を参考に「面取りおよび隅切り寸法 d/D 」、「面取りおよび隅切り角度 θ 」、「スリット有無」をパラメータとする。断面形状の定義を図 6.10 に示す。既往の吊橋および斜張橋における面取りおよび隅切りの d/D と θ の関係を図 6.11 に示す。断面形状が五角形である $d/D=0.2$ 、 $\theta=58^\circ$ を除けば、 d/D は、0.091~0.167、 θ は $30^\circ \sim 45^\circ$ 程度に位置している。これらを踏まえ、 d/D は 0.10、0.15、0.20、0.25、0.30、 θ は 10° 、 15° 、 20° 、 30° 、 45° 、 60° とし、主塔に設けるスリットは、図 6.9 に示す断面 1 および断面 3 に対してスリットの有無を検討する。スリット有は、維持管理性を考慮しスリット幅を 1.2m とし、ケーブル定着部を除く塔頂部および主塔 2 柱部にスリットを設け、スリット案は、スリットの設置に伴い塔頂幅を 7m から 8m に変更する。

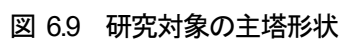
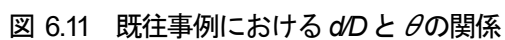
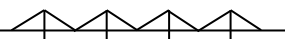


図 6.10 断面形状の定義





6.4.3 風洞模型

縮尺 1/200 程度，100mm 弱の厚さを有した 2 次元断面模型を使用とする．対象とする断面位置は図 6.9 に示す断面 1，断面 2 および断面 3 とする．断面 1 および断面 2 は，橋軸直角方向 1 次モード（完成系）における起振源となる可能性がある塔頂部の 1 本柱の上端付近および下端付近とする．断面 3 は橋軸方向 1 次モード（完成系）における腹となる 2 本柱部であり塔高 50% 位置とする．

6.4.4 試験方法および評価方法

超小型多目的簡易風洞試験ツール（S-VFD）[6-13]を用いて，橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれから風が吹くことを想定し，図 6.12 に示すように風上側（左側）から風とともに煙を吹き出し，模型周辺の可視化した流れ場を写真および動画により記録する．可視化した流れ場から図 6.12 に示す右図のように，模型背後の巻き込み部が後方に移動し，剥離後の流れの曲率が大きく，比較的直線的に流れている場合，励振力が小さくなると判断し，耐風安定性の傾向を評価する．それを踏まえ，各試験ケースに対して，相対比較により耐風安定性の向上が見込まれる断面形状を抽出する．

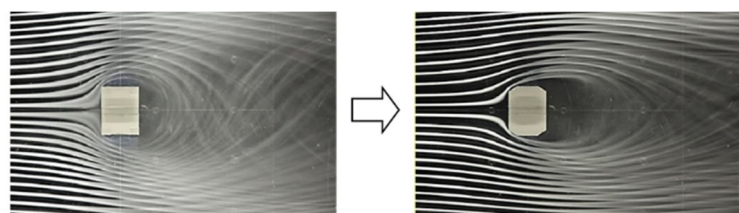


図 6.12 可視化試験結果の例

6.4.5 試験結果に基づく断面形状候補案の抽出

可視化試験の結果を踏まえ，主塔のスリットの有無や面取りおよび隅切り形状のそれぞれに対して，4 つの観点から断面形状の候補を絞り込むこととする．1 つ目は，最も振動が懸念される橋軸風への耐風対策を重視した案，2 つ目は橋軸直角風への耐風対策を重視した案，3 つ目は橋軸風への耐風対策を考慮しつつ，6.2.3 の結果を踏まえ景観を重視し面取り形状を大きくした案，4 つ目は上述のバランスを考慮した中間的な対策案である．ここで，隅切り案は 6.2.3 において景観面から面取り案に劣るため，3 つ目および 4 つ目の観点からの対策案の抽出は行わない．抽出した断面形状候補案を表 6.8 に示す．また，断面形状候補案の可視化試験結果を表 6.9 から表 6.12 に示す．橋軸風対策案は，面取りや隅切り，スリットの有無にかかわらず，いずれも橋軸風に対する流れ場は良好な傾向にあり，断面 1 においてはスリット有の方がスリット無に比べ流れ場が良好である．一方，橋軸直角風に対しては，いずれの流れ場も良好とはいえないが，断面 3 は面取りおよび隅切りともスリット無の方が良好な流れ場を形成している．橋軸直角風対策案は，スリット無の場合，面取りおよび隅切りとも橋軸直角風に対して断面 1 および断面 3，橋軸風に対して断面 3 において良好な流れ場を形成している．

第 6 章



一方、スリットを設けると、橋軸風の断面 1 の流れ場は良好になるが、橋軸直角風の断面 3 の流れ場がやや悪くなる傾向にある。景観重視案は、スリット無の場合、橋軸風の断面 1 および断面 2、橋軸直角風の断面 1 および断面 3 の流れ場が良好、スリット有の場合、橋軸風のすべての断面の流れ場が良好であるが、橋軸直角風のすべての断面の流れ場が悪くなる傾向にある。中間対策案は、スリット無の場合、橋軸風の断面 2 および断面 3、橋軸直角風の断面 1 および断面 3 の流れ場が良好であるが、スリット有の場合、橋軸風のすべての断面、橋軸直角風の断面 3 の流れ場が良好である。

表 6.8 断面形状候補案

	スリット無		スリット有	
	面取り	隅切り	面取り	隅切り
橋軸風対策案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.15$	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.10$	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.15$	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.10$
橋軸直角風対策案	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$
景観重視案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.20$	—	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.20$	—
中間対策案	$\theta=45^\circ$ $d/D=0.20$	—	$\theta=45^\circ$ $d/D=0.20$	—

表 6.9 断面形状候補案の可視化試験結果（面取り、スリット無）

ケース名	断面形状	風向	断面1	断面2	断面3
橋軸風対策案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.15$	橋軸風			
		橋軸直角風			
橋軸直角風対策案	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$	橋軸風			
		橋軸直角風			
景観重視案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.20$	橋軸風			
		橋軸直角風			
中間対策案	$\theta=45^\circ$ $d/D=0.20$	橋軸風			
		橋軸直角風			

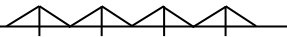


表 6.10 断面形状候補案の可視化試験結果（隅切り，スリット無）

ケース名	断面形状	風向	断面1	断面2	断面3
橋軸風対策案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.10$	橋軸風			
		橋軸直角風			
橋軸直角風対策案	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$	橋軸風			
		橋軸直角風			

※塔頂部幅が8mとした結果である。

表 6.11 断面形状候補案の可視化試験結果（面取り，スリット有）

ケース名	断面形状	風向	断面1	断面2	断面3
橋軸風対策案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.15$	橋軸風			
		橋軸直角風			
橋軸直角風対策案	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$	橋軸風			
		橋軸直角風			
景観重視案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.20$	橋軸風			
		橋軸直角風			
中間対策案	$\theta=45^\circ$ $d/D=0.20$	橋軸風			
		橋軸直角風			

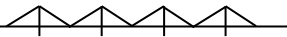
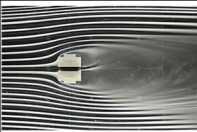
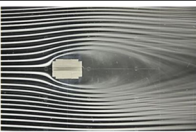
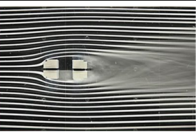
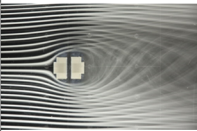
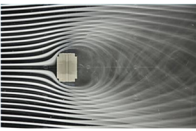
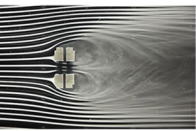
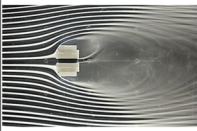
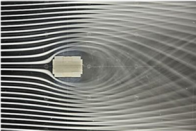
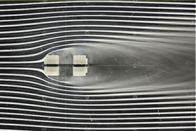
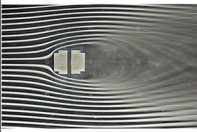
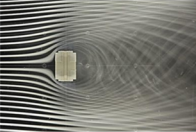
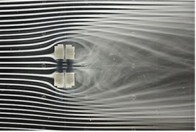
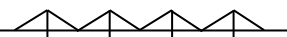


表 6.12 断面形状候補案の可視化試験結果（隅切り，スリット有）

ケース名	断面形状	風向	断面1	断面2	断面3
橋軸風 対策案	$\theta=30^\circ$ $d/D=0.10$	橋軸風			
		橋軸直角風			
橋軸直角風 対策案	$\theta=60^\circ$ $d/D=0.15$	橋軸風			
		橋軸直角風			



6.5 3次元ロッキング模型試験による詳細検討対象形状の抽出

6.5.1 検討方針

6.3 において景観コンセプトから検討した主塔形状のうち、STEP1 として主塔シルエットや断面形状および 6.4 に示した 2 次元断面可視化試験の結果を踏まえ、3 次元ロッキング模型による風洞試験を行う。ロッキング模型試験は、図 6.13 のように 1 次の振動モードをロッキングモード（直線モード）に近似して試験する方法であり、模型基部にバネを設け、振動モードの形状が直線となる剛体模型を用いて、風に対する振動応答を確認するものである。したがって、主塔の中央部が腹になるようなモードを含めた高次振動は対象外となる。ここでは、橋軸 A 型主塔の耐風特性を把握するとともにギャロッピング等の発散振動が発現しないことを確認し、その他の振動特性に対しても断面形状等の相対比較により 3 次元弾性模型試験を実施する候補を抽出（スクリーニング）することを目的とする。試験対象は、完成時の面外（橋軸直角方向）1 次モードおよび架設系（主塔独立時）面内（橋軸方向）1 次モードとする。

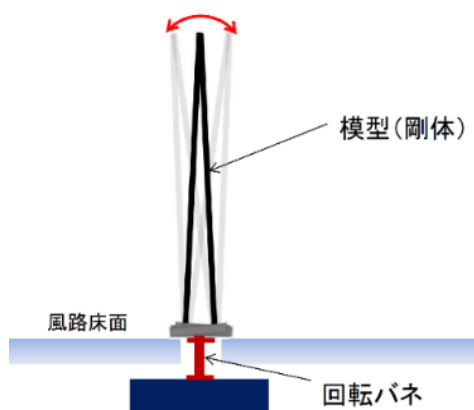
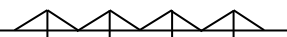


図 6.13 ロッキング模型試験の概念図

6.5.2 研究対象主塔

研究対象橋梁は、図 6.1 に示す 4 主塔連続斜張橋であり、主桁位置から上部の形状は同一であるが、各主塔の海上からの主桁位置は異なるため塔高は異なる。一般的に塔高が高いほど、耐風安定性は低下すると考えられるため、安全側の評価となるように最も塔高の高い主塔である 3P 主塔を代表に研究対象とする。研究対象の主塔形状は図 6.9 に示したとおり、橋軸方向に A 型形状となった鋼製主塔であり、一般的な斜張橋主塔と異なり、橋軸直角方向の剛性が低いため、橋軸風による橋軸直角方向（面外方向）の振動が懸念される。そこで、主塔の橋軸方向にスリットを設ける構造を比較案として検討する。スリット有は、維持管理性を考慮しスリット幅を 1.2m とし、ケーブル定着部を除く塔頂部および主塔 2 柱部にスリットを設け、スリットの設置に伴い、塔頂幅を 7m から 8m に変更する。各主塔の対象モード別の固有振動数および等価質量を表 6.13 に示す。耐風安定性の検討結果を各主塔に適用することを踏まえ、安全側の評価となるように 4 基の主塔それぞれの対象モードの固有振動数および等価質量が最も低い値（表中の青色網掛け部）を風洞模型の目標値とする。また、主塔 2 柱部



にスリットを設けた場合、固有振動数および等価質量が変化するため、それらを考慮した風洞模型とする。

表 6.13 対象モード別の各主塔の固有振動数および等価質量

対象モード	主塔	塔高 (m)	固有振動数 (Hz)		等価質量 (t/m/塔)	
			スリット無	スリット有	スリット無	スリット有
面外1次（完成系）	1P	194	0.255	0.251	96.3	87.6
	2P	212	0.284	0.277	46.9	47.6
	3P	216	0.279	0.274	49.0	50.3
	4P	206	0.234	0.231	85.1	80.1
面内1次（架設系）	1P	194	0.685	0.665	23.9	25.8
	2P	212	0.661	0.644	23.3	25.3
	3P	216	0.642	0.627	22.9	25.4
	4P	206	0.640	0.630	22.5	25.2

6.5.3 風洞試験条件および試験方法

(1) 試験条件

ロッキング模型試験条件を表 6.14 に、風向の定義を図 6.14 に示す。表中の構造減衰（実験値）は、無風時の片振幅 4.32mm における値（基準振幅：主塔高/500[6-14]），また、原則として風向 0° もしくは 90° の値を代表値として記載している。構造減衰は、本州四国連絡橋耐風設計基準[6-14]（以下、本四基準という）を参考に設定した。面内 1 次モード（架設系）について、架設系であるため構造減衰の計画値を 0.01 と設定したが、橋軸 A 型主塔の面内剛性が高く模型セッティングにおいて構造減衰が 0.02 程度となった。そこで、等価質量を下げスクルートン数相似とした。スクルートン数の定義は、(6.1)式のとおりである。

$$S_c = \frac{m\delta}{\rho D^2} \quad (6.1)$$

ここで、

- m : 等価質量 (kg/m)
- δ : 構造減衰 (対数減衰率)
- ρ : 空気密度 (kg/m³)（ここでは 1.225 kg/m³とする）
- D : 代表長 (m)（ここでは塔頂幅（スリット無：7m、スリット有：8m）とする）

模型縮尺は、本四基準を参考に横幅 10.0m、高さ 3.0m、長さ 10.0m の風路測定部に対して閉塞率の条件等を満たすように 1/100 とした。風洞設備は吹出式風洞（回転式吹出口）である。

表 6.14 ロッキング模型試験における風洞試験条件

項 目	面外1次モード（完成系）						面内1次モード（架設系）					
	スリット無			スリット有			スリット無			スリット有		
	実橋	模型		実橋	模型		実橋	模型		実橋	模型	
		計画値	実験値		計画値	実験値		計画値	実験値		計画値	実験値
縮 尺	—	1/100	1/100	—	1/100	1/100	—	1/100	1/100	—	1/100	1/100
等価質量 (t/m/塔)	46.9	4.69 (±2%)	4.65	47.6	4.76 (±2%)	4.73	22.5	2.25 (±2%)	1.39	25.2	2.52 (±2%)	1.66
固有振動数 (Hz)	0.234	3.51	3.36	0.231	3.47	3.29	0.640	9.60	9.95	0.627	9.40	9.26
風速倍率	—	6.67	6.96	—	6.67	7.02	—	6.67	6.43	—	6.67	6.77
構造減衰 (対数減衰率δ)	0.020	0.020 (±0.005)	0.020	0.020	0.020 (±0.005)	0.021	0.010	0.010 (±0.005)	0.021	25.2	0.010	0.021
スクルトン数 S_c	—	11.49 ~19.92	15.49	—	8.92 ~15.47	12.68	—	1.84 ~5.74	4.86	—	1.58 ~4.92	4.45

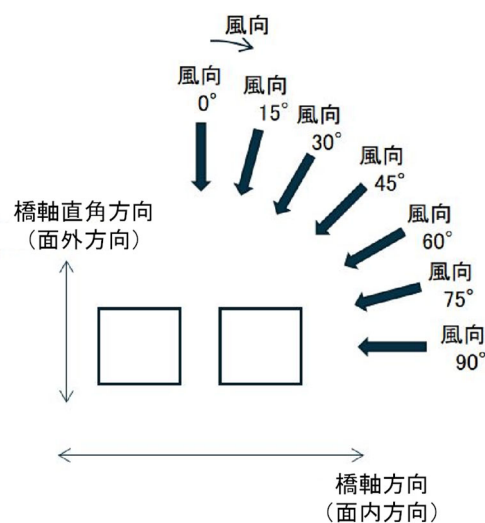


図 6.14 風向の定義

(2) 検討ケース

検討ケース一覧を表 6.15 に示す。可視化試験の結果を参考に主塔 2 柱部および塔頂部スリットの有無、断面形状（面取りおよび隅切り）、角度 θ および寸法 d/D をパラメータとした。断面形状の定義は図 6.10 と同様である。主塔 2 柱部スリット無における橋軸風対策案として、面取りの場合をケース 1、隅切りの場合をケース 2 とし、主塔 2 柱部スリット有における橋軸風対策案として、面取りの場合をケース 3、隅切りの場合をケース 4 とした。次に橋軸直角風を重視した面取りの場合をケース 5、景観を重視した面取りの場合をケース 6、中間対策案の面取りの場合をケース 7 とした。さらに、面取り角度 θ を 30° と 45° の中間となる 37.5° とした案をケース 8 とした。ケース 1 からケース 8 は橋軸風への効果を期待し塔頂部スリット有とし、ケース 6 からケース 8 の塔頂部スリット無とした案をケース 9 からケース 11 とした。主塔の風による振動特性は風の水平偏角に大きく影響される [6-15] が、本検討においては断面形状のスクリーニングを目的としたロッキング模型試験であるため、着目する振動を橋軸風に対する面外振動、橋軸直角風に対する面内振動に絞り、面外 1 次モードに対する風向を 80° 、 85° 、 90° 、面内 1 次モードに対する風向を 0° 、 5° 、 10° と設定することを基本として、効率的な振動特性の把握を行うこととした。

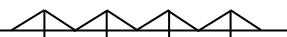


表 6.15 検討ケースの一覧

ケース名	主塔中間部 スリット	断面形状	θ (°)	d/D	塔頂部 スリット	風向 (°)	可視化試験にて 抽出したケース
ケース1	無	面取り	30	0.15	有	0, 5, 10, 15 80, 85, 90	橋軸風対策案
ケース2	無	隅切り	30	0.10	有	0, 5, 10, 15 80, 85, 90	橋軸風対策案
ケース3	有	面取り	30	0.15	有	0, 5, 10 80, 85, 90	橋軸風対策案
ケース4	有	隅切り	30	0.10	有	0, 5, 10 80, 85, 90	橋軸風対策案
ケース5	無	面取り	60	0.15	有	0, 5, 10, 15 80, 85, 90	橋軸直角風対策案
ケース6	無	面取り	30	0.20	有	5, 10 80, 85, 90	景観重視案
ケース7	無	面取り	37.5	0.20	有	0, 5, 10 80, 85, 90	—
ケース8	無	面取り	45	0.20	有	0, 5, 10 80, 85, 90	中間対策案
ケース9	無	面取り	30	0.20	無	5, 10 80, 85, 90	景観重視案
ケース10	無	面取り	37.5	0.20	無	0, 5, 10, 15 80, 85, 90	—
ケース11	無	面取り	45	0.20	無	0, 5, 10 80, 85, 90	中間対策案

(3) 目標とする耐風性能

3次元ロッキング模型試験においては、橋軸 A 型主塔の耐風特性を把握するとともにギャロッピング等の発散振動が発現しないことを確認し、3次元弾性模型試験を実施する候補を抽出（スクリーニング）することを目的としているため相対比較を基本とするが、その参考とするため、目標とする耐風性能の目安を仮設定する。風洞試験における気流は一樣流を基本とし、ギャロッピング照査風速は、基本風速 43m/s に対してべき指数 1/7 による高度補正等により 84m/s、渦励振照査風速は 70m/s とした。渦励振の許容振幅は、道路橋耐風設計便覧[6-15]（以下、耐風設計便覧という）および本四基準[6-14]を参考に、使用性および構造安全性の観点から表 6.16 のとおり設定した。なお、風洞内のレイノルズ数が 10,000 以上確保される風速は、面外 1 次モードにおいて実橋風速 18m/s 以上、面内 1 次モードにおいて実橋風速 17m/s 以上となるため、振動応答へのレイノルズ数依存性を考慮[6-16]し、渦励振の発現風速および発現振幅の評価はそれ以上の風速を対象とする。面外 1 次モードにおいては完成系であることを踏まえ、設計基準風速 63m/s 以下は使用性、それを超えると構造安全性による許容振幅を設定し、使用性は塔内エレベータの安全性とし、ロッキング模型による主塔単体の変形が抑制されることを踏まえ 200gal 以下を目標に、構造安全性は降伏応力度以下を目標に設定した。面内 1 次モードにおいては架設系であることを踏まえ、架設時の設計基準風速を再現期間 10 年として高度補正を行った風速 45m/s と仮設定し、それ以下を使用性、それを超えると構造安全性による許容振幅とした。使用性は過去の実績から 300gal 以下を目標に、構造安全性は降伏応力度以下を目標に設定した。

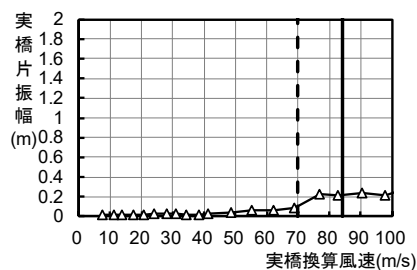
表 6.16 許容振幅の目安

対象モード	項 目	風速域	許容振幅 (m)
面外1次 (完成系)	使用性	$\leq 63.0\text{m/s}$	0.93
	構造安全性	$63.0\text{m/s} >$	3.15
面内1次 (架設系)	使用性	$\leq 45.0\text{m/s}$	0.19
	構造安全性	$45.0\text{m/s} >$	2.11

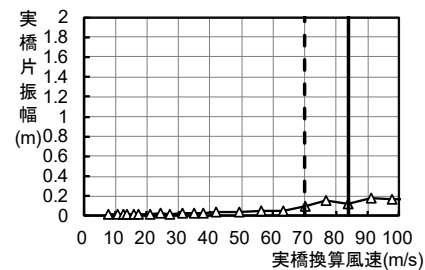
6.5. 試験結果に基づく詳細検討対象形状の抽出

(1) 面取りおよび隅切りによる影響

研究対象の主塔は完成系において面外方向（橋軸直角方向）の剛性が低いため、橋軸風対策案であるケース 1 およびケース 2 の結果から面取りおよび隅切りの耐風安定性の比較を行う。面外 1 次モードの結果を図 6.15 に、面内 1 次モードの結果を図 6.16 に示す。いずれも最も振幅が大きい傾向にある風向の結果を示す。また、図中の実線はギャロッピング照査風速、破線は渦励振照査風速を示す。以降の風洞試験結果を示す図も同様である。面外 1 次モードにおいては、いずれもギャロッピングおよび渦励振が発現せず、面取りおよび隅切りについては明確な耐風安定性の違いを確認できなかった。また、面内 1 次モードにおいては、面取りおよび隅切りとも大振幅の渦励振と考えられる振動が発現し、その発現風速域および振幅とも同程度であった。以上より、面取りおよび隅切りについては面外 1 次モードおよび面内 1 次モードとも耐風安定性に明確な違いがみられないことから、以降の検討は景観および維持管理性において優位な面取り断面を基本に検討する。表 6.9 および表 6.10 に示す可視化試験結果における橋軸風に対しては、面取りおよび隅切りともいずれの断面も流れ場が良好であり、可視化試験とロッキング模型試験の傾向は一致している。一方、橋軸直角風に対しては、面取りおよび隅切りとも断面 1 および断面 2 の流れ場が良好とはいえないため、その影響により大振幅の渦励振が発現した可能性がある。



(a) ケース 1（面取り：風向 85°）



(b) ケース 2（隅切り：風向 85°）

図 6.15 ケース 1 およびケース 2 の面外 1 次モードに対する試験結果

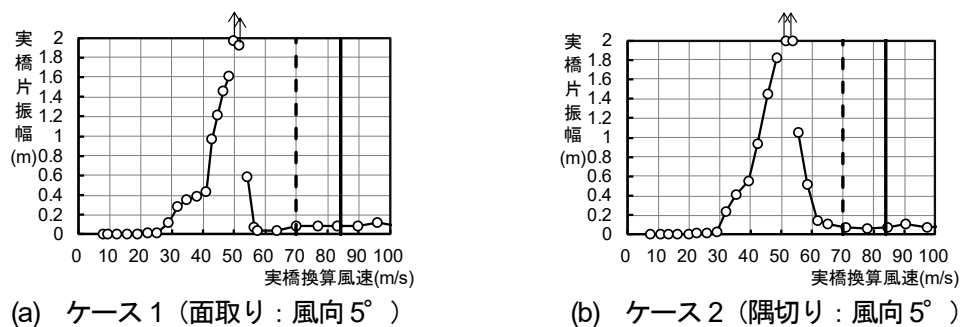


図 6.16 ケース 1 およびケース 2 の面内 1 次モードに対する試験結果

(2) 主塔 2 柱部スリット有無による影響

橋軸風対策案の面取りおよび隅切りのそれぞれについて、主塔 2 柱部スリット有無による影響を検討する。主塔 2 柱部スリット有のケース 3 およびケース 4 のうち面外 1 次モードの結果を図 6.17 に、面内 1 次モードの結果を図 6.18 に示す。主塔 2 柱部スリット無であるケース 1 およびケース 2 の結果を示す図 6.15 および図 6.16 と比較すると、面外 1 次モードの面取りにおいては主塔 2 柱部スリットの有無による影響はほとんど確認されないが、隅切りにおいては主塔 2 柱部スリット有の方が風速 50m/s 付近に振動が確認された。面内 1 次モードにおいては、面取りおよび隅切りとも主塔 2 柱部スリット有無にかかわらず大振幅の渦励振が確認され、主塔 2 柱部スリット有無による影響はないといえる。主塔 2 柱部スリット有は、橋軸風による面外振動に対する制振効果を期待したものであるが、面外 1 次モードおよび面内 1 次モードともスリット有による耐風安定性の向上は確認されないため、スリット部の維持管理性や景観、さらには経済性や製作性の観点から主塔 2 柱部スリット無とする。なお、主塔 2 柱部スリット有の条件における面取りおよび隅切りの比較について、面外 1 次モードは風速 50m/s 付近において隅切りは振動が確認され、やや面取りの方が有意な結果であった。一方、面内 1 次モードにおいては面取りおよび隅切りとも大振幅の渦励振が確認され、両者に有意な差はない。したがって、本検討条件においても耐風安定性に対する面取りおよび隅切りの有意な差はほぼないといえる。表 6.9 から表 6.12 に示す可視化試験結果における面取り断面においては橋軸風および橋軸直角風ともスリット有無による断面 3 における流れ場の大きな違いは確認されないことから可視化試験とロッキング模型試験の傾向は一致している。一方、隅切り断面の断面 3 における橋軸風はスリット有の流れ場がやや乱れているため、その影響によりロッキング模型試験においても振動が発現した可能性がある。橋軸直角風はスリット有の断面 3 の流れ場がやや乱れているが、スリットの有無にかかわらず断面 1 および断面 2 の流れ場は良好とはいえないため、ロッキング模型試験においてはスリット有無にかかわらず測定限界を超える大振幅の渦励振が確認され、その差異は評価できない。

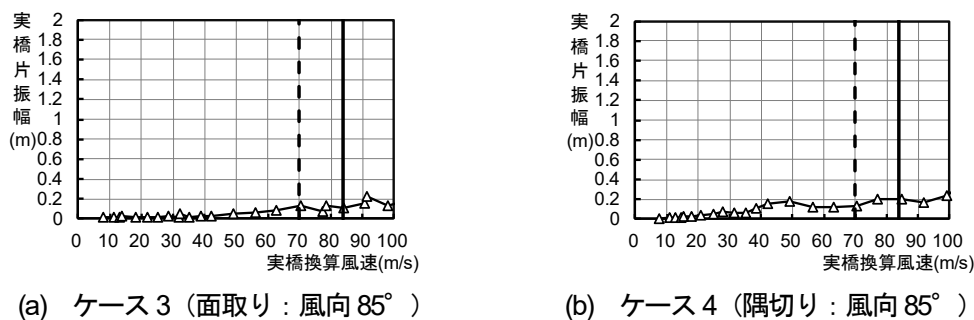


図 6.17 ケース 3 およびケース 4 の面外 1 次モードに対する試験結果

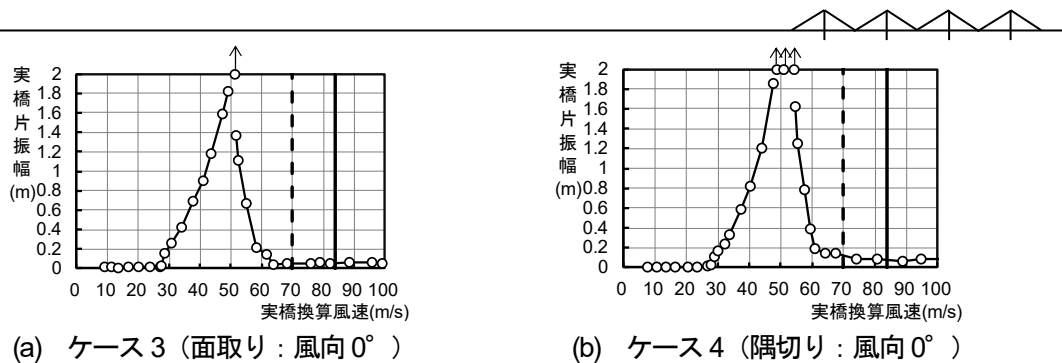


図 6.18 ケース 3 および ケース 4 の面内 1 次モードに対する試験結果

(3) 橋軸直角風対策案の評価

(1)において面内 1 次モードに対して大振幅の渦励振が発現したことを踏まえ、橋軸直角風対策案であるケース 5 の面外 1 次モードおよび面内 1 次モードの結果を図 6.19 に示す。面内 1 次モードにおいては渦励振振幅が低減されたものの、面外 1 次モードにおいてはギャロッピングが発現した。したがって、以降は面取り角度 $\theta=60^\circ$ に対する検討は実施していない。表 6.9 に示す可視化試験結果における橋軸風に対して、断面 1 および断面 2 は流れ場が良好とはいえず、その影響によりギャロッピングが発現した可能性がある。一方、橋軸直角風に対して、断面 1 および断面 3 は流れ場が良好であるが、断面 2 は流れ場が良好とはいえないことから、その影響により渦励振が発現した可能性がある。

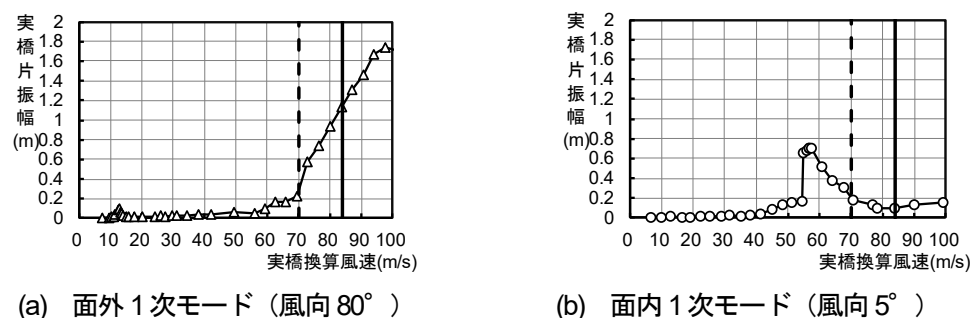
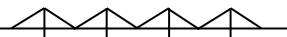


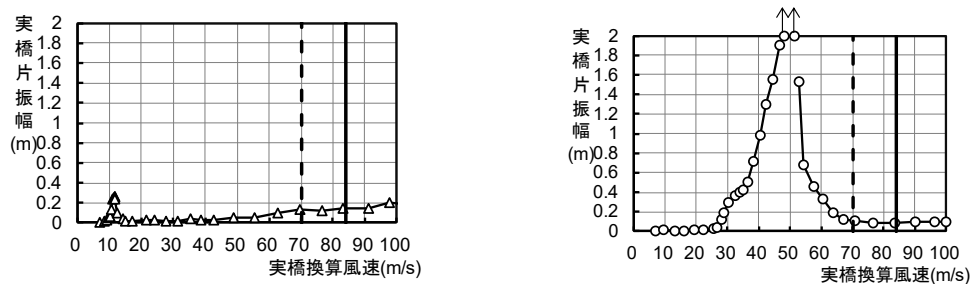
図 6.19 ケース 5 に対する試験結果

(4) 面取りサイズ d/D による影響

主塔 2 柱部スリット無、塔頂部スリット有、面取り角度 $\theta=30^\circ$ の条件において、面取りサイズ d/D の違いによる影響を検討する。ケース 6 の面外 1 次モードおよび面内 1 次モードの結果を図 6.20 に示す。面取りサイズ $d/D=0.15$ であるケース 1 の結果を示す図 6.15(a)および図 6.16(a)と比較すると、面外 1 次モードにおいては、面取りサイズ $d/D=0.20$ の風速 10m/s 付近に渦励振が確認されるが、レイノルズ数 10,000 を下回る風速域であり、定量的な優劣の判断は困難である。それ以外の風速域においては面取りサイズ d/D による明確な差はなく、面内 1 次モードにおいてはいずれも大振幅の渦励振が発現することから明確な差はない。したがって、景観を考慮し面取りサイズ $d/D=0.20$ を選定する。表 6.9 に示す可視化試験結果における橋軸風に対して、断面 1 および断面 2 は面取りサイズ $d/D=0.15$ および $d/D=0.20$ において流れ場に差異はなく比較的良好であるが、断面 3 においては面取りサイズ $d/D=0.15$ の方が流れ場は良好な傾向にある。ロッキング模型試験においてはレイノルズ数 10,000 を下回る風速域であるが、風速 10m/s 付近において面取りサイズ $d/D=0.20$ は渦励振が確認されるため、断



面 3 が影響している可能性がある。一方、橋軸直角風に対しては、面取りサイズによる流れ場の差異はなく、可視化試験とロッキング模型試験の傾向は一致している。

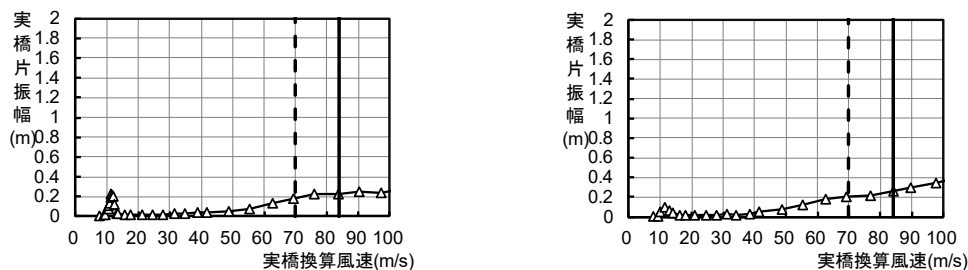


(a) 面外 1 次モード ($d/D=0.20$: 風向 90°) (b) 面内 1 次モード ($d/D=0.20$: 風向 10°)

図 6.20 ケース 6 に対する試験結果

(5) 面取り角度 θ による影響

主塔 2 柱部スリット無、塔頂部スリット有、面取りサイズ $d/D=0.20$ の条件において、面取り角度の違いによる影響を検討する。ケース 7 およびケース 8 のうち面外 1 次モードの結果を図 6.21 に、面内 1 次モードの結果を図 6.22 に示す。面取り角度 $\theta=30^\circ$ であるケース 6 の結果を示す図 6.20 と比較すると、面外 1 次モードにおいてはいずれの面取り角度とも風速 50m/s を超えると振動が確認される。振幅は面取り角度が小さい方がやや小さい傾向にはあるが、その差はわずかである。また、いずれも風速 10m/s 付近に渦励振が確認されるが、レイノルズ数 $10,000$ を下回る風速域であり、定量的な優劣の判断は困難である。一方、面内 1 次モードにおいては、いずれも渦励振が確認され、その振幅は面取り角度が大きい方が小さい傾向にある。研究対象主塔は、橋軸風および橋軸直角風とも振動が発現することが確認され、特に面内 1 次モードは架設系を想定したものであるが、計測範囲を上回る大きな振動振幅は今後の困難となる可能性もあることから両方向に耐風安定性の向上が期待される面取り角度 $\theta=45^\circ$ を選定する。表 6.9 に示す可視化試験結果における橋軸風に対しては、断面 1 および断面 2 は、面取り角度 $\theta=30^\circ$ と面取り角度 $\theta=45^\circ$ において流れ場に差異はなく比較的良好であるが、断面 3 においては面取り角度 $\theta=45^\circ$ の方が流れ場は良好な傾向にある。ロッキング模型試験においては両者に明確な差異は確認されないため、断面 3 より断面 1 および断面 2 の影響が大きい可能性がある。一方、橋軸直角風に対しては、断面 2 において面取り角度 $\theta=45^\circ$ の流れ場が面取り角度 $\theta=30^\circ$ より良好であることから可視化試験とロッキング模型試験の傾向は一致している。



(a) ケース 7 ($\theta=37.5^\circ$: 風向 85°)

(b) ケース 8 ($\theta=45^\circ$: 風向 85°)

図 6.21 ケース 7 およびケース 8 の面外 1 次モードに対する試験結果

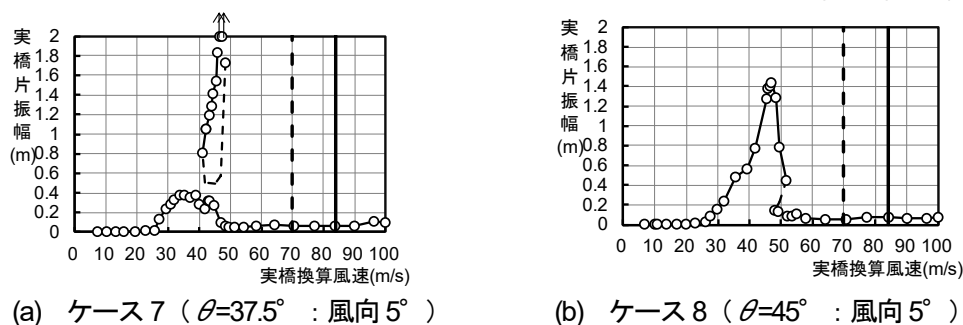


図 6.22 ケース 7 およびケース 8 の面内 1 次モードに対する試験結果

(6) 塔頂部スリット有無による影響

主塔 2 柱部スリット無，面取りサイズ $d/D=0.20$ ，面取り角度 $\theta=45^\circ$ の条件において，塔頂部スリットの有無による影響を検討する．塔頂部スリット無であるケース 11 の結果を図 6.23 に示す．塔頂部スリット有であるケース 8 の結果を示す図 6.21(b)および図 6.22(b)と比較すると，面外 1 次モードにおいて塔頂部スリット有無による耐風安定性への影響はないといえる．一方，面内 1 次モードにおいては塔頂部スリット無の方が渦励振の最大振幅がやや小さい傾向にある．橋軸風による耐風安定性の向上を期待したが，その効果は本検討の条件において確認されなかった．したがって，面内 1 次モードにおいては塔頂部スリット無の方が耐風安定性の向上が期待でき，スリット部の維持管理性や景観，さらには経済性や製作性の観点から塔頂部スリット無とする．また，面取りサイズ $d/D=0.20$ ，面取り角度 $\theta=30^\circ$ の塔頂部スリット無であるケース 9 の結果を図 6.24 に示す．塔頂部スリット有のケースであるケース 6 の結果を示す図 6.20 と比較すると，面外 1 次モードにおいて塔頂部スリット有無による耐風安定性への影響はないといえる．一方，面内 1 次モードにおいては塔頂部スリット無の方が渦励振振幅の低減する風速域が確認される．次に，面取りサイズ $d/D=0.20$ ，面取り角度 $\theta=37.5^\circ$ の塔頂部スリット無であるケース 10 の結果を図 6.25 に示す．塔頂部スリット有のケースであるケース 7 の結果を示す図 6.21(a)および図 6.22(a)と比較すると，面外 1 次モードにおいて塔頂部スリット有無による耐風安定性への影響はないといえる．一方，面内 1 次モードにおいては塔頂部スリット無の方が渦励振の最大振幅が小さい傾向にある．以上のことから，検討対象とした面取り角度はいずれも塔頂部スリットは橋軸風に対する耐風安定性の向上への寄与はなく，橋軸直角風に対しては耐風安定性を低下させるといえる．表 6.9 および表 6.11 に示す可視化試験結果においても塔頂部（断面 1）にスリット有の場合にはスリット無に比べいずれのケースも橋軸直角風に対する流れ場が良好とはいえないことから可視化試験とロッキング模型試験の傾向は一致している．

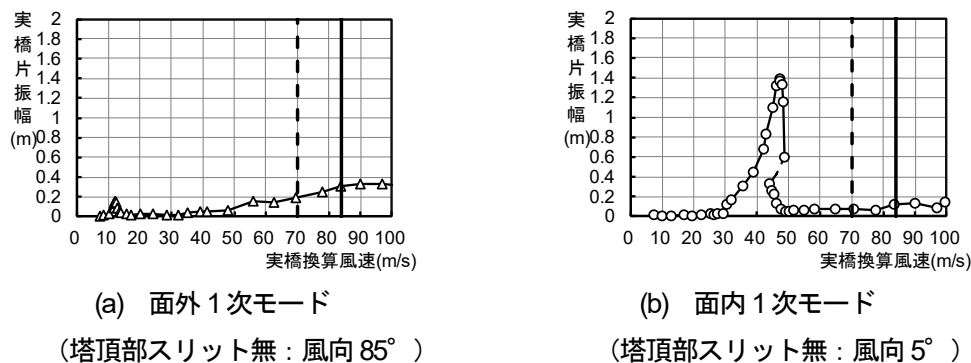
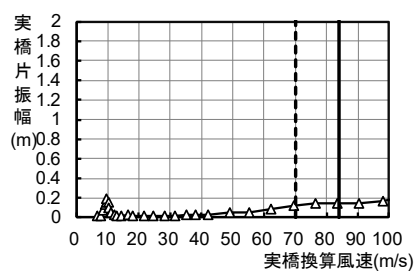
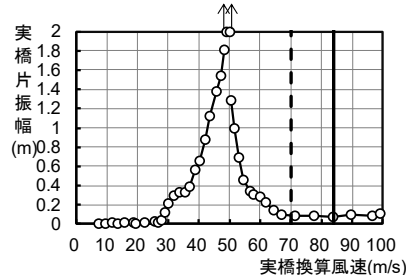


図 6.23 ケース 11 に対する試験結果



(a) 面外 1 次モード

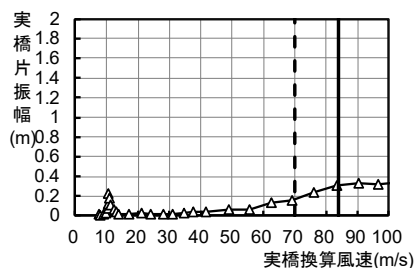
(塔頂部スリット無：風向 85°)



(b) 面内 1 次モード

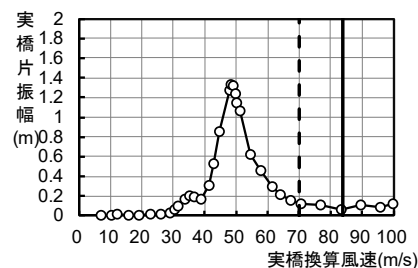
(塔頂部スリット無：風向 10°)

図 6.24 ケース 9 に対する試験結果



(a) 面外 1 次モード

(塔頂部スリット無：風向 85°)



(b) 面内 1 次モード

(塔頂部スリット無：風向 10°)

図 6.25 ケース 10 に対する試験結果

(7) 3次元ロッキング模型試験を踏まえた3次元弾性模型試験候補の抽出

以上の検討を踏まえ、断面形状は面取りおよび隅切りを比較した結果、両者による耐風安定性への差異はないことから、景観および維持管理性に優位な面取り断面とする。主塔2柱部および塔頂部スリットは、橋軸風に対する耐風安定性の向上を期待したものであるが、スリット有による耐風安定性の向上は確認されなかったことから、景観およびスリット部の維持管理性、さらには経済性や製作性の観点からスリット無とする。面取りサイズは、 $d/D=0.15$ と $d/D=0.20$ を比較した結果、面外1次モードにおいて $d/D=0.20$ は風速10m/s付近に渦励振が確認されたが、レイノルズ数10,000を下回る風速域であり、定量的な優劣の判断は困難と考えられ、それ以外の風速域においては d/D による明確な差はなく、面内1次モードにおいても両者による耐風安定性への差異はないことから、景観を考慮し面取りサイズ $d/D=0.20$ とする。なお、面外1次モードの風速10m/s付近の渦励振は、3次元弾性模型試験により慎重に評価する必要がある。面取り角度 θ は、 $\theta=30^\circ$ 、 $\theta=37.5^\circ$ 、 $\theta=45^\circ$ を比較した結果、面外1次モードにおいて耐風安定性への大きな差異はない一方、面内1次モードにおいては $\theta=45^\circ$ が最も渦励振の最大振幅が小さいことから、面取り角度は $\theta=45^\circ$ とする。なお、面取りサイズ $d/D=0.15$ であるが、面取り角度 $\theta=60^\circ$ は、面内1次モードにおける渦励振の最大振幅は検討ケースの中で最も小さいが、面外1次モードにおいてギャロッピングが確認されたため、選定していない。

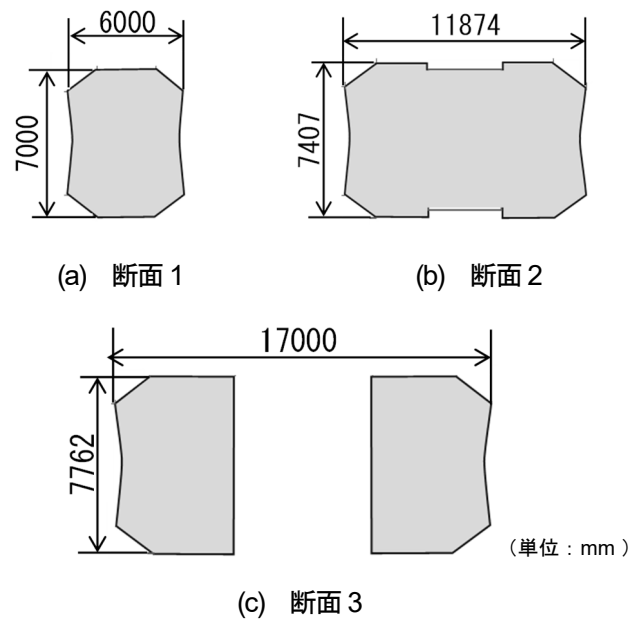
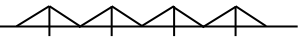


図 6.27 主な主塔断面図

表 6.17 対象モード別の各主塔の固有振動数および等価質量

対象モード	モード図	主塔	固有振動数 (Hz)	等価質量 (t/m/塔)
面内1次		1P	1.647	39.6
		2P	1.478	56.9
		3P	1.377	43.6
		4P	1.582	39.9
面外1次		1P	0.280	43.1
		2P	0.301	42.2
		3P	0.296	40.9
		4P	0.263	45.2
面外2次		1P	1.250	45.3
		2P	1.162	71.8
		3P	1.140	53.8
		4P	1.174	43.8



6.6.3 風洞試験条件および試験方法

(1) 試験条件

3次元弾性模型を用いた風洞試験により耐風安定性を確認する。検討対象モードは、完成時を対象とし、それぞれ面内1次モード、面外1次モードおよび面外2次モードである。弾性模型試験の条件を表 6.18 に示す。本試験においては、風洞内のレイノルズ数を 10,000 以上確保する[6-16]ため、風速倍率を低く設定する必要がある一方、ギャロッピングの照査においては、実橋換算風速 100 m/s 程度まで計測する必要がある。そのため、限られた風洞風速範囲であることを踏まえ、面外1次モードについては高風速域と低風速域のそれぞれに対して試験条件を設定した。構造減衰は本四基準[6-14]を参考に設定した。模型縮尺は本四基準を参考に横幅 6.0m、高さ 4.2m、長さ 30.0m の風路測定部に対して閉塞率の条件等を満たすように 1/70 とした。風洞設備は吸込式風洞である。風向の定義を図 6.14 と同様である。

表 6.18 弾性模型試験における風洞試験条件

対象モード	実橋			模型							
				計画値				実験値			
	等価質量 (t/m/塔)	固有振動数 (Hz)	構造減衰 (対数減衰率 δ)	等価質量 (t/m/塔)	固有振動数 (Hz)	風速倍率	構造減衰 (対数減衰率 δ)	等価質量 (t/m/塔)	固有振動数 (Hz)	風速倍率	構造減衰 (対数減衰率 δ)
面内1次	39.6	1.377	0.02	8.080 ($\pm 2\%$)	12.05	8.00	0.02 (± 0.005)	8.063	10.38	9.29	0.02
面外1次 (高風速用)	40.9	0.263	0.02	8.340 ($\pm 2\%$)	2.30	8.00	0.02 (± 0.005)	8.326	2.20	8.38	0.02
面外1次 (低風速用)	40.9	0.263	0.02	8.340 ($\pm 2\%$)	5.04	3.70	0.02 (± 0.005)	8.289	5.17	3.57	0.02
面外2次	43.8	1.140	0.02	8.940 ($\pm 2\%$)	9.98	8.00	0.02 (± 0.005)	8.854	8.01	9.97	0.02

(2) 検討ケース

検討ケースを表 6.19 に、断面形状の定義を図 6.28 に示す。6.5 のロッキング模型試験による結果[6-10]を踏まえ、基本断面を面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.2$ とした。対策断面として、最も振動が懸念される橋軸風への対策を想定し、面取り角度および面取り寸法を変更したケースとした。なお、対策断面 2 については、塔頂部から 2 柱部下端にかけて、面取り寸法を小さくした形状である。

表 6.19 検討ケースの一覧

ケース名	面取り角度 θ ($^\circ$)	面取り寸法 d/D	備考
基本断面	45	0.2	三次元ロッキング模型試験において最も耐風安定性に優れた断面
対策断面1	35	0.15	橋軸風対策
対策断面2	45	0.137~0.20	橋軸風対策
対策断面3	30	0.15	橋軸風対策

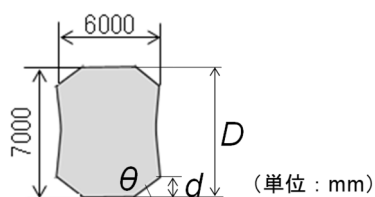


図 6.28 断面形状の定義

(3) 目標とする耐風性能

風洞試験における気流は一樣流を基本とし、ギャロッピング照査風速は、基本風速 43m/s に対してべき指数 1/7 とした高度補正等により 84m/s、渦励振照査風速は 70m/s とした。渦励振の許容振幅は、耐風設計便覧[6-15]および本四基準[6-14]を参考に、使用性、構造安全性、疲労耐久性の観点から表 6.20 のとおり設定した。使用性は、維持管理を行う場合の作業性と塔内エレベータの安全性が考えられる。点検作業中止風速である 10m/s 以下においては作業員の使用性より 50gal 以下、風速 10m/s 以上においてはエレベータの安全性から来島海峡大橋の事例[6-18]を参考に 500gal 以下とした。構造安全性は、振動によって生じる応力度が道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編[6-19]（以下、道示 II という）に基づく制限値以下となる振幅を設定した。なお、阪神高速道路 5 号湾岸線においては、10 分間の平均風速が 20m/s 以上となる場合に通行規制を行うため、構造安全性の照査に対して風速 20m/s 以下においては活荷重と風荷重の組合せを考慮し、それ以外においては風荷重のみを考慮した。疲労耐久性は、継手の強度等級を G 等級と想定し、打切り限界相当の振幅を設定した。なお、打切り限界相当の許容振幅を超過する場合は累積損傷比による照査を行うものとする。いずれの振動モードにおいても風速 10m/s 未満においては使用性が、風速 10m/s 以上においては疲労耐久性が最も許容振幅が小さいため、風洞試験においてはそれらを閾値とした。

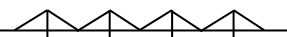
表 6.20 許容振幅一覧

	風速域	許容振幅 (m)		
		面内1次	面外1次	面外2次
使用性	<10.0m/s	0.007	0.145	0.010
	10.0m/s $\geq$	0.067	1.446	0.097
構造安全性	<20.0m/s	0.136	1.373	0.204
	20.0m/s $\geq$	0.029	1.360	0.404
疲労耐久性	—	0.023	0.210	0.055

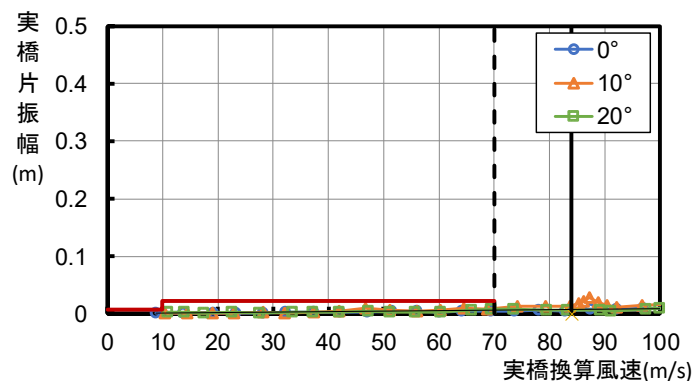
6.6.4 試験結果に基づく耐風安定性の評価

(1) 面内 1 次モードに対する評価

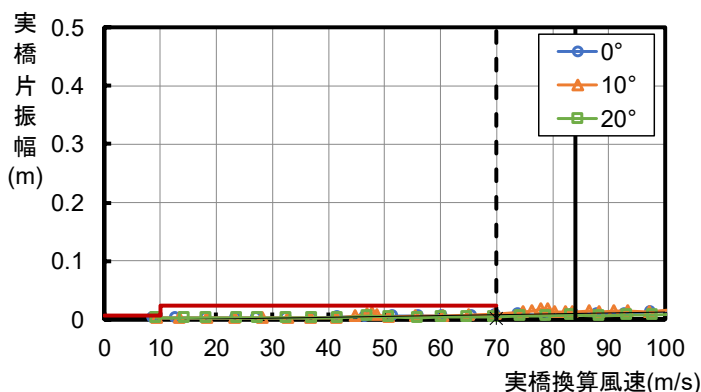
基本断面および対策断面 1 における風向 0°、10°、20° の結果を図 6.29 に示す。図中の実線はギャロッピング照査風速、破線は渦励振照査風速を示し、赤線は表 6.20 に示す許容振幅のうち、最小



値を示す。なお、以降の風洞試験結果も同様である。いずれもギャロッピングおよび面内 1 次モードにおける許容振幅を超過する振動は発現しなかった。本研究の範囲において検討した面取り形状による影響は小さい結果となり、橋軸 A 型主塔の特徴として面内 1 次モードの固有振動数が高いことから、設計対象風速内においては有意な振動が発現しなかったものと考えられる。



(a) 基本断面 ($\theta=45^\circ$, $d/D=0.20$)



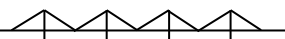
(b) 対策断面 1 ($\theta=35^\circ$, $d/D=0.15$)

図 6.29 面内 1 次モードの試験結果 (風向 0° , 10° , 20°)

(2) 面外 1 次モードに対する評価

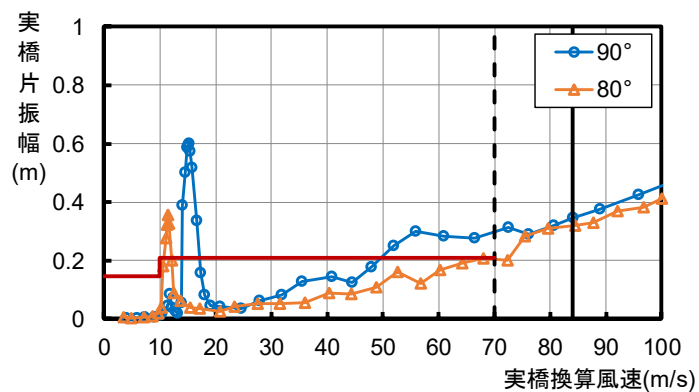
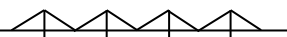
基本断面、対策断面 1 および対策断面 2 における風向 90° および 80° の結果を図 6.30 に示す。なお、対策断面 2 は低風速域において大きな渦励振が確認されたため風向 90° の低風速試験のみ実施した。いずれもギャロッピングは発現しなかったが、基本断面および対策断面 2 は実橋換算風速が $10 \sim 20$ m/s において面外 1 次モードにおける許容振幅を超過する渦励振が発現した。また、基本断面は高風速域において不規則振動の振幅が徐々に増加する傾向が見られ、一部、許容振幅を超過した。一方、対策断面 1 は、許容振幅を超過する振動が発現しないことを確認した。渦励振が発現した基本断面および対策断面 2 はいずれも面取り角度 $\theta=45^\circ$ であり、橋軸風に対する面取り効果が弱く、面取り角度の小さい $\theta=35^\circ$ の方がより耐風安定性が向上したものと考えられる。

対策断面 1 に対して、風向 $90^\circ \sim 45^\circ$ の各風向に対する結果を図 6.31 に示す。風向角を 90° から小さくすると、風速 15 m/s 付近において、風向 90° や 80° において発現していなかった渦励振が風向 75° より発現し、風向 70° において許容振幅を超過、風向 65° において最大振幅となることを確

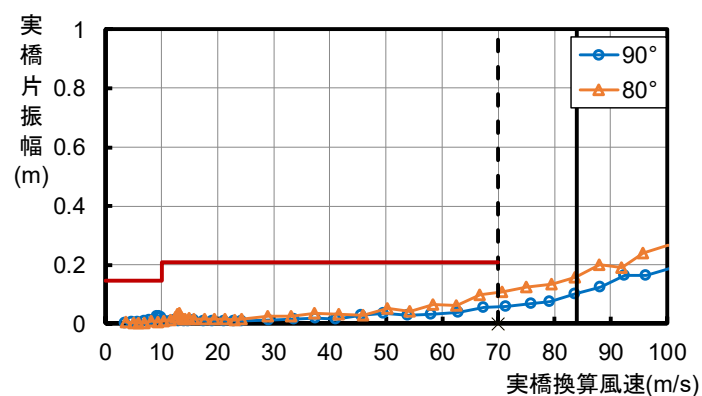


認した．そこで，風向 65° を対象に起振源を特定するため，図 6.32 に示す主塔 1 柱部の外形材を除去し，風洞試験を行った結果を図 6.33 に示す．主塔 1 柱部の外形材を除去すると振動が発現しないことが確認されたため，起振源はこの除去した主塔 1 柱部であると考えられる．面取り角度 $\theta=35^\circ$ に対して，風向 90° においては面取り効果が十分に高いが，風向が変わるにつれて徐々に面取り効果が小さくなっていると考えられる．

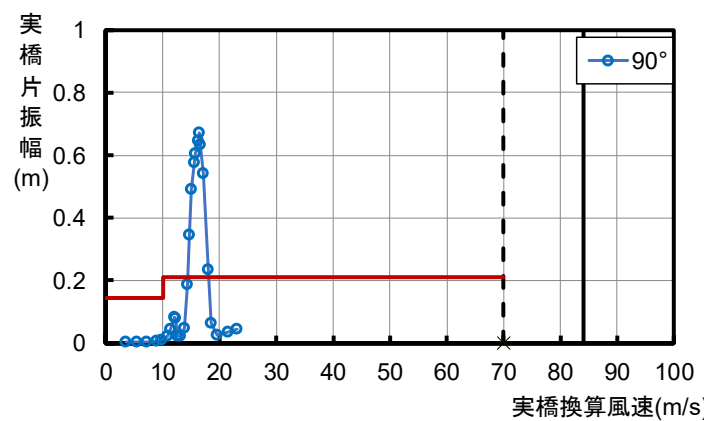
次に，高風速域については，図 6.31 によると風向 70° から不規則振動の振幅が徐々に大きくなり，風向 $60^\circ \sim 70^\circ$ において最大となる．本試験は一様流中であるため，この不規則振動は，斜風となることにより 2 柱部の風上側の柱によって乱された風が原因となり風下側の柱に振動が発現するウェイクバフエッティングである可能性がある．そこで，図 6.32 に示す主塔 2 柱部の風下側柱部の外形材を除去し，風向 60° の試験を行った結果を図 6.34 に示す．外形材の除去の範囲は，図 6.32 に示す範囲の 2 柱部全体を除去した場合，上から 2/3 の範囲を除去した場合，上から 1/3 の範囲を除去した場合の 3 ケースとした．これによると，風下側柱の外形材を除去することにより振動振幅が小さくなることから，対策断面 1 の高風速域における振動は，2 柱部分の風上側の柱によって乱された風が原因となり風下側の柱が振動するウェイクバフエッティングの可能性が高いと考えられる．また，2 柱部の上から 1/3 の範囲の外形材を除去した場合に最も振動振幅が小さくなることから，風上側の柱との距離が小さい 2 柱部の上から 1/3 の範囲においてウェイクバフエッティングの影響を大きく受けていると考えられる．なお，外形材を除去しても不規則振動は発現しており，その要因は今後の課題としたい．



(a) 基本断面 ($\theta=45^\circ$, $d/D=0.20$)

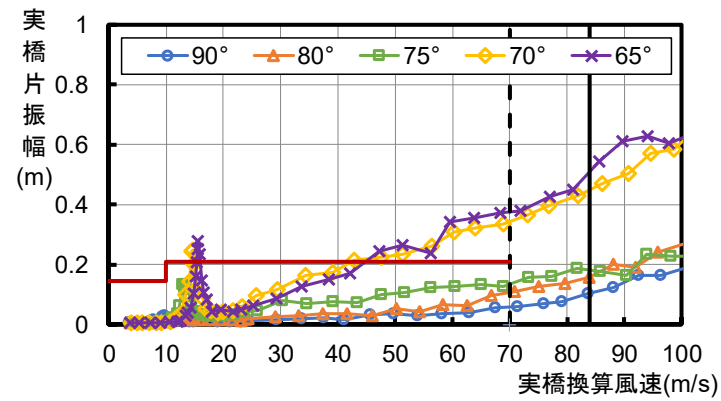


(b) 対策断面 1 ($\theta=35^\circ$, $d/D=0.15$)

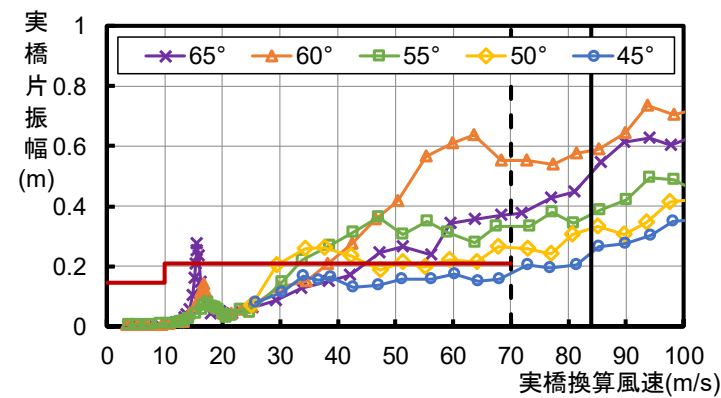


(c) 対策断面 2 ($\theta=45^\circ$, $d/D=0.137\sim 0.20$)

図 6.30 面外 1 次モードの試験結果 (風向 90° , 80°)



(a) 風向 90° ~65°



(b) 風向 65° ~45°

図 6.31 風向別の対策断面 1 の面外 1 次モードの試験結果

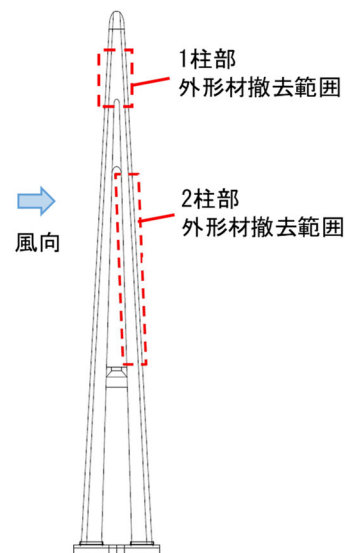


図 6.32 外形材撤去範囲

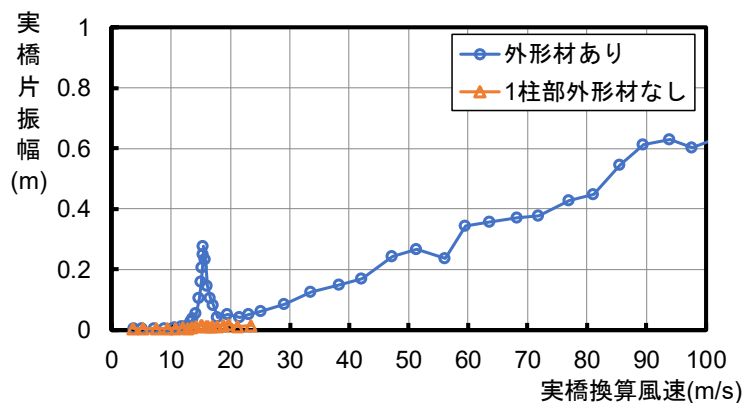


図 6.33 風向 65° における外形材有無による面外 1 次モードの試験結果

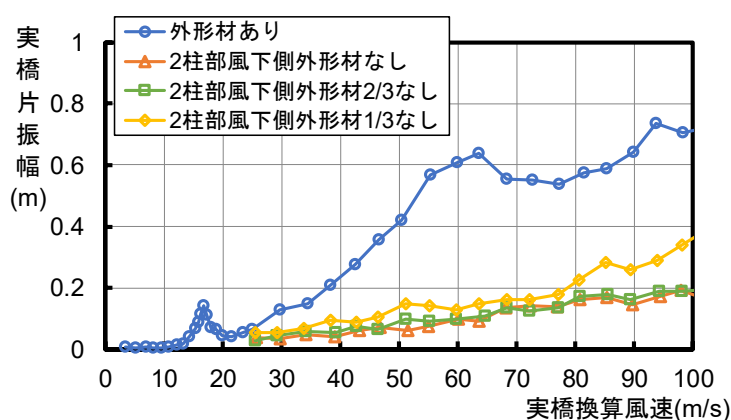


図 6.34 風向 60° における外形材有無による面外 1 次モードの試験結果

(3) 面外 2 次モードに対する評価

基本断面，対策断面 1，対策断面 2 および対策断面 3 における風向 90° の結果を図 6.35 に示す．基本断面と対策断面 2 は風速 50 m/s 付近および風速 60～70 m/s 付近において許容振幅を超過する渦励振が発現した．対策断面 1 および対策断面 3 は風速 40～50 m/s 付近において許容振幅を超過する渦励振が発現した．面取り角度 $\theta=45^\circ$ である基本断面および対策断面 2 は，風速 60～70 m/s 付近において許容振幅を大きく超過する渦励振が発現していることから，橋軸風に対しては，面取り角度 $\theta=45^\circ$ の効果が小さい結果となった． 45° より小さい面取り角度 $\theta=35^\circ$ および $\theta=30^\circ$ においては，風速 40～50 m/s 付近において許容振幅を超過する渦励振が発現しているが，その程度は小さく，面取り角度 $\theta=45^\circ$ と比較して，耐風安定性において優位であることが確認された．特に対策断面 1 が最も発現振幅が小さい結果であった．

対策断面 1 に対して，風向 90° ～60° の結果を図 6.36 に示す．風向角を 90° から小さくすると，風速 45 m/s 付近に渦励振は発現しないが，風向 70° や風向 65° の風速 60～70 m/s 付近において許容振幅を超過する渦励振が確認された．風向 90° において確認された渦励振と同程度の振幅であるため，振幅に対する偏角の影響は小さいといえる．風向 90° を対象に起振源を特定するため，図 6.37 に示す主塔 2 柱部の外形材を除去し，風洞試験を行った結果を図 6.38 に示す．主塔 2 柱部の外形材を除去すると振動が発現しないことが確認されたため，この除去した主塔 2 柱部が起振源と考えられる．

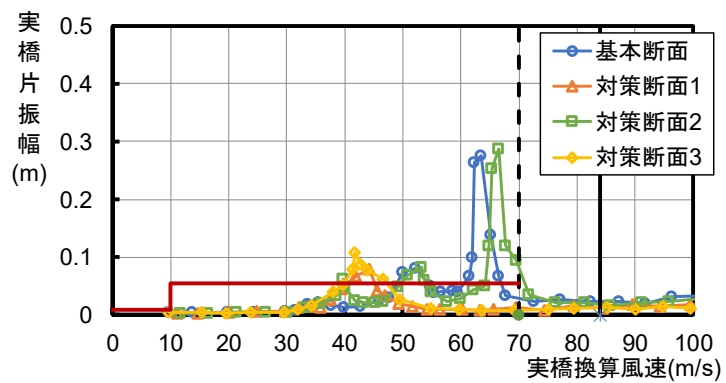


図 6.35 面外 2 次モードの試験結果（風向 90°）

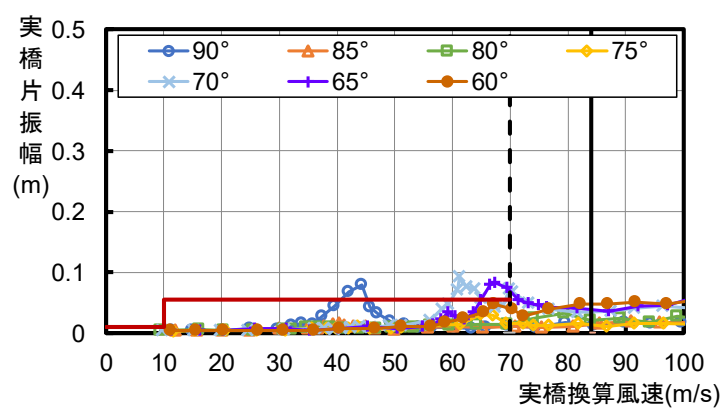


図 6.36 風向別の対策断面 1 の面外 2 次モードの試験結果

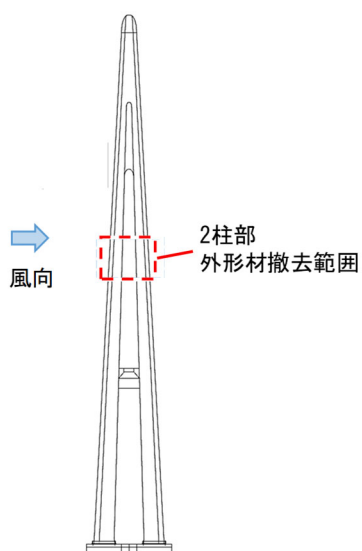


図 6.37 外形材撤去範囲

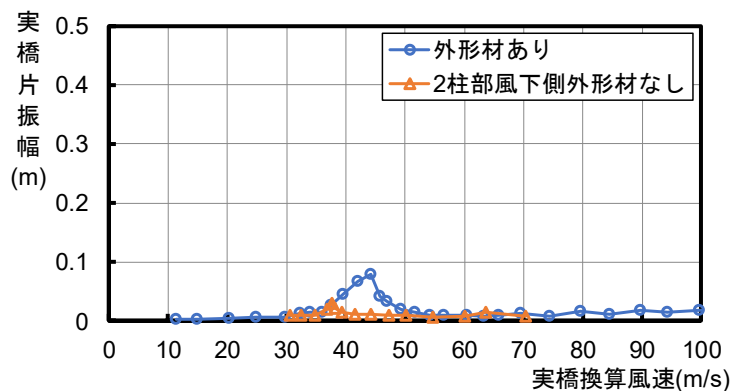


図 6.38 風向 90° における外形材有無による面外 2 次モードの試験結果

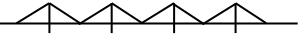
(4) 弾性模型試験結果を踏まえた橋軸 A 型主塔の空力振動特性に対する考察

ロッキング模型試験において最も耐風安定性の高い基本断面は、面内 1 次モードの振動が発現しなかったが、面外 1 次モードおよび面外 2 次モードにおいて許容振幅を大きく超える振動が確認された。対策断面 1 である面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$ とした断面形状は、面内 1 次モードの振動が発現せず、面外 1 次モードおよび面外 2 次モードにおいて検討ケースの中で最も発現振幅が小さいことから、最も耐風安定性に優れる断面であると考えられる。ただし、面外 1 次モードの低風速域においては 1 柱部が起振源となる振動が、高風速域においてはウェイクバフエッティングと考えられる振動が発現しており、いずれも許容振幅を超過した。また、面外 2 次モードの高風速域においても、2 柱部が起振源となり一部の風向において許容振幅を超過する振動が発現することを確認した。橋軸 A 型主塔は特に 2 柱部の柱間距離が比較的短く、そのことが振動発現の要因となることが明らかとなった。面外 1 次モードおよび面外 2 次モードとも疲労耐久性における打ち切り限界相当の許容振幅を超過しているが、構造安全性や使用性に対する許容振幅は超過していない。そこで、既往文献 [6-20] を参考に累積損傷比による疲労照査を実施し、対策の必要性を検討する。また、面外 1 次モードの高風速域において発現したウェイクバフエッティングと考えられる振動について、本実験は気流条件を一様流中としたが、自然の風の乱れを考慮した際に振動応答が増幅する懸念もあるため、乱流中における振動応答変化を確認する必要があると考えられる。

6.6.5 乱流中における空力振動特性の影響

(1) 風洞試験条件および試験方法

前述の検討により、対策断面 1 である面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$ とした断面形状が最も耐風安定性に優れる結果であったが、面外 1 次モードの高風速域においてウェイクバフエッティングと考えられる振動が確認された。そのため、自然風の乱れを考慮した際に振動応答のさらなる増幅が懸念されることから、乱流中における空力振動特性を確認することを目的に境界層乱流試験を行う。乱流は、鉛直方向の速度分布および乱れ強さ分布をパラメータとして、第 5 章の研究からべき指数 1/7、主桁高さ位置である 81m の乱れ強さ 0.10 を目標値として、式(6.2)、式(6.3)に示すとおりに設定する。



$$U(z) = U_{ref} \left(\frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (6.2)$$

$$Iu(z) = Iu(10) \left(\frac{z}{10} \right)^{-\alpha} \quad (6.3)$$

ここで,

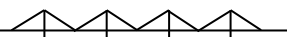
$U(z)$: 高さ z の風速 (m/s)
 U_{ref} : 代表高さの風速 (m/s)
 z_{ref} : 代表高さ (m)
 α : べき指数
 $Iu(z)$: 高さ z の乱れ強さ
 z : 高さ (m)

検討対象とする振動モードは、一様流中において不規則振動が確認された面外 1 次モードとし、最も耐風安定性の優れる断面である対策断面 1 を対象とする。また、風向は一様流中において不規則振動が確認された高風速域（風速 25m/s～100m/s）に対して $0^\circ \sim 90^\circ$ の全風向を 5° 間隔にて、渦励振が確認された低風速域（風速 25m/s 以下）に対して許容振幅を超過した風向付近である $60^\circ \sim 75^\circ$ を 5° 間隔にて試験を行う。これ以外の試験条件および試験方法は、前述と同様である。

(2) 境界層乱流における試験結果

一様流中において最も不規則振動の振幅が大きかった風向 60° の高風速域における結果を図 6.39 に、風向 65° の高風速域における結果を図 6.40 に示す。図中の実線はギャロッピング照査風速、破線は渦励振照査風速を示し、一様流中の試験結果も併せて示す。これによると、風向 60° においては風速 70m/s 前後から境界層乱流試験における振動振幅が一様流中のそれより増加することが確認され、さらに風速の増加に伴い振動振幅も増加する傾向にある。また、風向 65° においては風速 40m/s を超えるあたりから境界層乱流試験における振動振幅が一様流中のそれより増加することが確認され、さらに、風速の増加に伴い振動振幅も増加する傾向にある。風向 60° および風向 65° においては乱流中における振動振幅が一様流中のそれより増加する風速が異なるが、乱流中の方が一様流中に比べ振動振幅は増加すること、風速の増加に伴い振動振幅も増加することから、この振動はバフエッティングによるものである可能性が高いと考えられる。次に、境界層乱流および一様流中における試験を実施した全風向における渦励振照査風速付近の振幅を図 6.41 に示す。図中には使用性、構造安全性および疲労耐久性に対する許容振幅を示す。境界層乱流中においては、全風向とも同程度の振幅となり、風向に対する有意な特徴は見られない。また、試験を実施した全風向とも一様流中より境界層乱流の方が振幅の大きい結果となり、全風向において疲労耐久性の打ち切り限界相当である許容振幅を超過する結果となった一方、使用性および構造安全性による許容振幅は満足する結果となった。

境界層乱流において確認された不規則振動の要因を検討するため、図 6.32 に示す 1 柱部および 2 柱部の外形材を除去し、風向 60° 、 70° 、 75° および 90° の試験を行った。外形材を除去した結果を図 6.42 に示す。ここで、図中には図 6.41 に示した外形材を除去する前の結果も併せて示す。一様流中において最も振動振幅の大きい風向 60° は、一様流中において 2 柱部の外形材を除去すると振動振幅が大幅に低減したことから、風向 60° の斜風において 2 柱部風上側の柱に乱された風により



風下側の柱が振動するウェイクバフティングであると考えられるが、乱流中においては風向 60° および 75° のいずれも 2 柱部の外形材を除去してもほぼ振動振幅は変わらない結果となった。このことから、乱流中におけるこれらの風向においては 2 本柱部風下側の振動に対する寄与はほとんどなく、それ以外の部位が起振源となっていると考えられる。一方、1 柱部の外形材を除去した試験結果に着目すると、いずれの風向角も振動振幅が低減しているものの一定の振動振幅は残る結果となった。このことから、乱流中における風向 $60^\circ \sim 90^\circ$ においては 1 柱部および 2 柱部風上側の空力特性が振動に寄与しているものと考えられる。なお、これらの振動メカニズムについては、風洞試験結果から推定することに限界があり数値流体解析などを併用し、より詳細に検討する必要があるため、今後の課題としたい。

次に一様流中において最も渦励振の振幅が大きかった風向 65° の低風速域における結果を図 6.43 に示す。図中の実線はギャロッピング照査風速、破線は渦励振照査風速を示し、一様流中の試験結果も併せて示す。一様流中に比べ、乱流中においては渦励振の振幅が低減していることが確認された。乱流中の試験を実施した全風向とそれに関連する一様流中の風向における渦励振の最大振幅を図 6.44 に示す。図中には使用性、構造安全性および疲労耐久性に対する許容振幅を示す。いずれの風向も一様流中に比べ乱流中の方が渦励振の振幅が低減する傾向にあり、いずれも疲労耐久性による許容振幅を下回る結果となった。これは乱流によって主塔周辺の周期渦の生成が抑制されることにより、渦励振の励振力が抑えられたため、渦励振振幅が低減したものと考えられる。

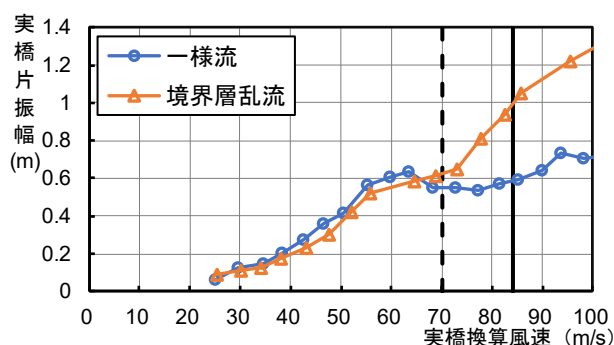


図 6.39 高風速域における風向 60° の試験結果

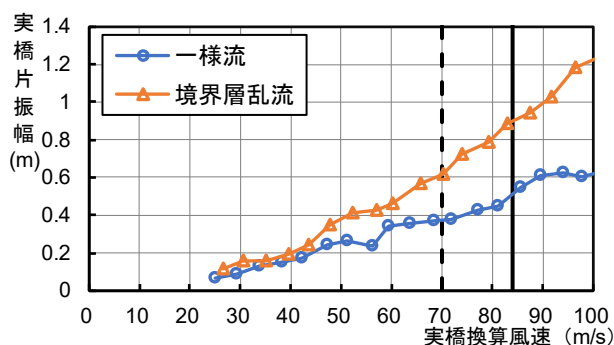


図 6.40 高風速域における風向 65° の試験結果

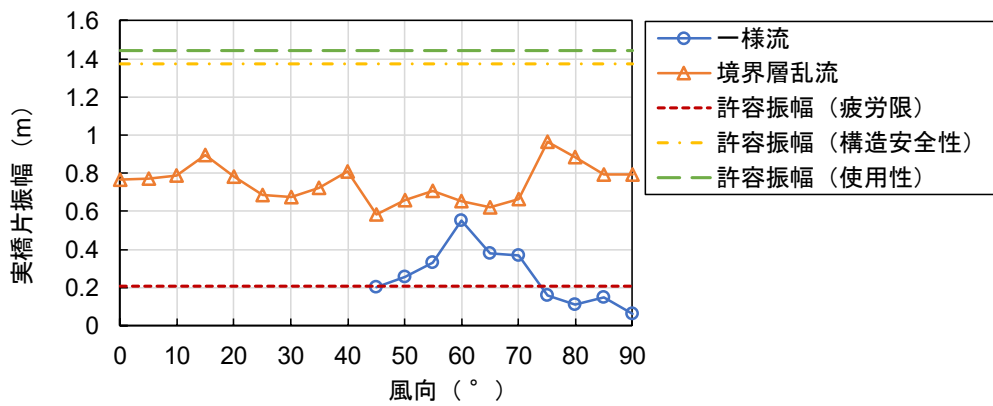


図 6.41 高風速域における全風向の最大振幅

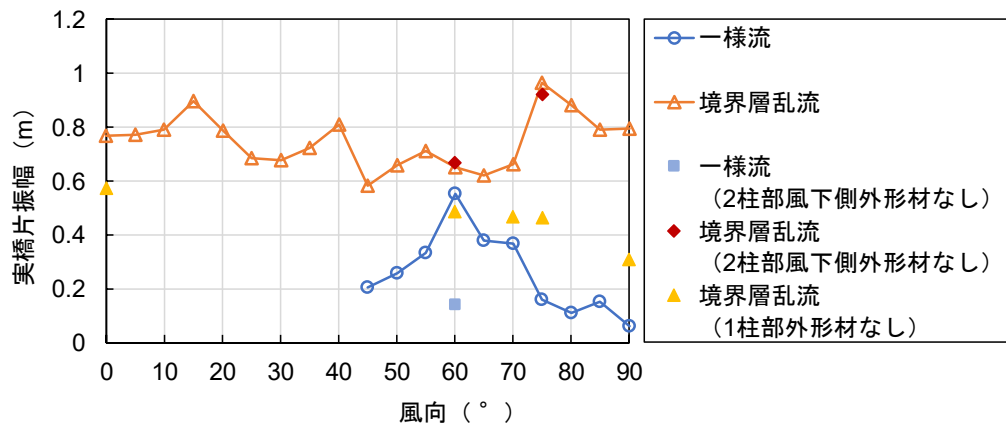


図 6.42 外形材を除去した場合の最大振幅

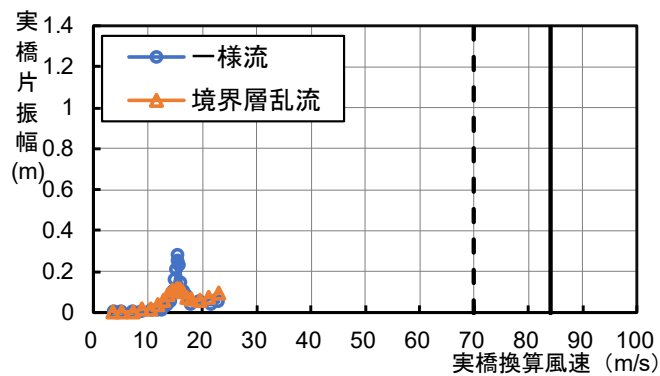


図 6.43 低風速域における風向 65° の試験結果

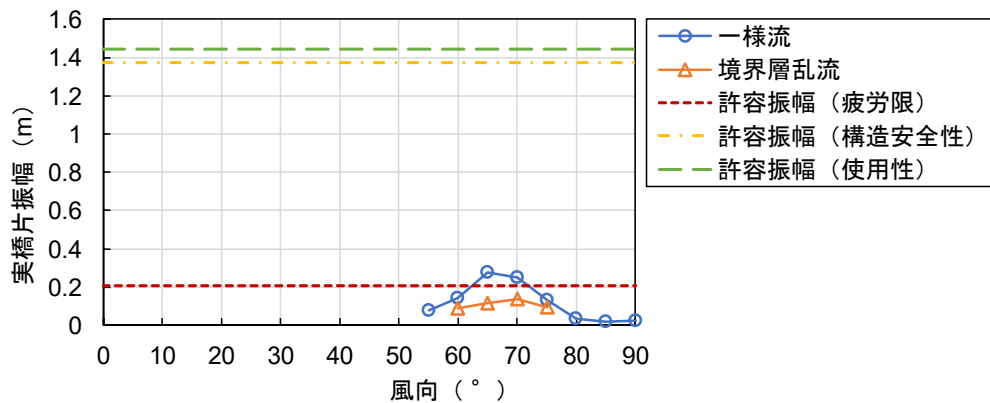
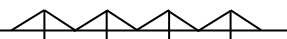


図 6.44 低風速域における全風向の最大振幅



6.6.6 風観測データを用いた累積損傷比による疲労照査

(1) 疲労照査に使用する風観測データ

前述の検討により面外 1 次モードの渦励振において、打切り限界相当である許容振幅を超過したため、累積損傷比による疲労照査を行った。風洞試験においては許容振幅を超過する低風速域の渦励振と高風速域のパフエッティングであるが、いずれも振動が発現する風向は限定的であることから、より合理的に照査することを目的に架橋地点周辺の風況特性から風速頻度分布に加え、風向別の頻度も考慮し照査することとした。架橋地点周辺の風観測位置を図 6.45 に示す。第 5 章に示した風観測地点および気象官署のうち、架橋地点近傍の六甲アイランドおよびポートアイランドの風観測地点と、気象庁のアメダス神戸およびアメダス神戸空港の観測データを用い、風速の発生頻度分布および風向別頻度を求める。

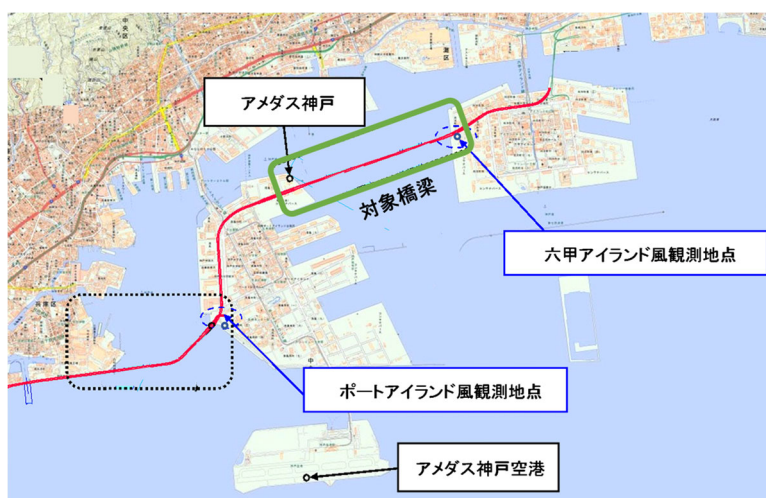


図 6.45 架橋地周辺の風観測位置

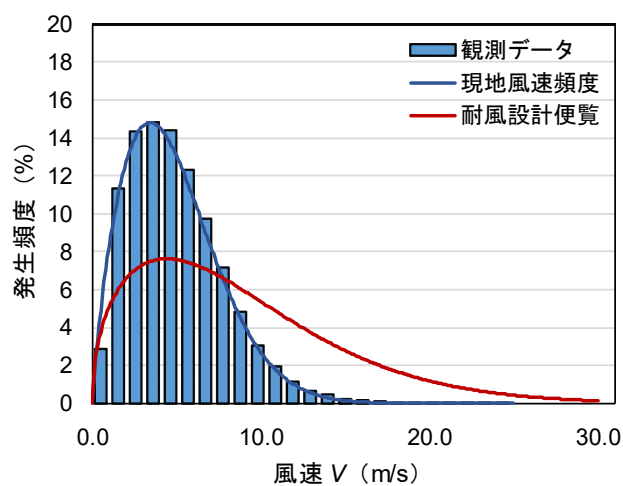
a) 風速別頻度分布

使用するデータは、各風観測地点において観測したすべての 10 分間平均風速とし、主塔高さの 65%位置 (138m) に換算した風速を用いる。観測データから Weibull 分布の確率密度関数より近似し、Weibull 係数 c 、 k (c : スケールパラメータ、 k : 形状パラメータ) を求めた結果を表 6.21 に示す。架橋地点に最も近い六甲アイランド観測地点 (2019 年 3 月～2021 年 2 月の期間) と面外 1 次モードの渦励振の発現風速である 15m/s 付近の発生頻度が最も高いアメダス神戸空港の風速別頻度分布を図 6.46 に示す。ここで、参考に耐風設計便覧[6-15]に示される Weibull 係数および風速頻度分布も併せて示す。Weibull 係数の c の値が大きくなると発生する風速が大きくなるが、表 6.21 から観測結果においてはアメダス神戸空港が最も大きくなっている。図 6.46 に示すようにアメダス神戸空港は海上部に開けており比較的高風速側の発生頻度が高い。架橋地点近傍の六甲アイランド風観測地点やアメダス神戸は陸上部に位置し、架橋地点である海上部と比べ風速が低減している可能性がある。そのため、累積損傷比の算出においては安全側の照査となるように渦励振発現風速である 15m/s 付近の発生頻度の高いアメダス神戸空港の観測データに基づく風速頻度分布を用いた。なお、耐風設計便覧[6-15]の風速頻度分布は、アメダス神戸空港よりもさらに高風速側の頻度が高く、本架橋地点とは異なる傾向であると考えられる。

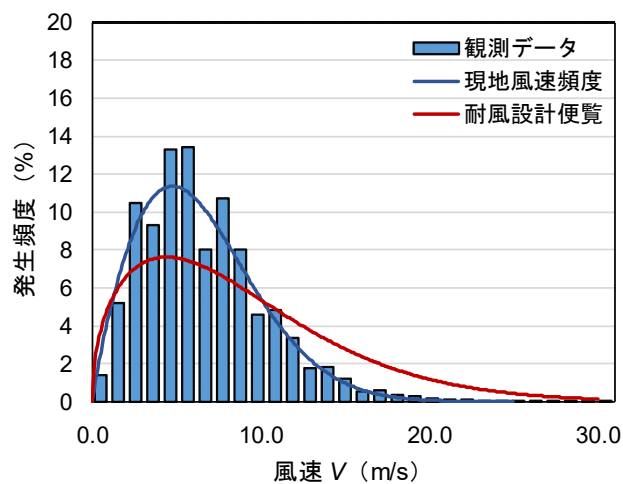


表 6.21 各風観測地点および耐風設計便覧の Weibull 係数

	Weibull 係数		観測期間
	c	k	
六甲アイランド風観測地点	5.420	1.791	2019.3～2021.2
ポートアイランド風観測地点	5.605	1.708	2019.3～2021.2
アメダス神戸	5.623	1.779	2007.4～2021.2
アメダス神戸空港	7.214	1.857	2006.2～2021.2
耐風設計便覧	9.710	1.460	—



(a) 六甲アイランド風観測地点



(b) アメダス神戸空港

図 6.46 観測データに基づく風速別頻度分布

b) 風向別頻度分布

風洞試験においては風向を 5° 単位にて計測を行っており、その結果として、渦励振が発現する風向は図 6.31 より橋軸直角方向から $55^\circ \sim 75^\circ$ の範囲であることが明らかとなっている。一方、アメダス神戸空港の風速データは 16 方位にて観測しており風向の区分が粗い。六甲アイランド風観測地

点やポートアイランド風観測地点においては、 0.1° 単位にて風向の観測を行っているためより精緻に評価が可能となる。そこで、より架橋地点に近い六甲アイランド風観測地点の風向データが使用可能か検証を行う。図 6.45 に示す 4 つの風観測地点における風向データを重ね合わせた風配図を図 6.47 に示す。これによると概ね 4 つの風観測地点の結果は似通っており、北東から東北東および南南西から西にかけての頻度が高い傾向にある。次に風洞試験結果によると橋軸直角方向より $55^\circ \sim 75^\circ$ の風向範囲において渦励振が発現していることを踏まえ、その範囲（黄色ハッチ）と方位の関係を図 6.48 に示す。これによると、風向は北東、東、南西、西の頻度が該当し、主塔の疲労照査においては、これらの方位の出現頻度が重要となる。アメダス神戸空港における風向別発現頻度に対する六甲アイランド風観測地点の風向別発現頻度の比を図 6.49 に示す。これによると、北東は 1.0 を 1 割程度上回っているが、安全側の照査となること、東、南西、西の頻度は同程度の頻度が発現していることから、六甲アイランド風観測地点の風向別発現頻度を用いることによって照査することは妥当であると考えられる。六甲アイランド風観測地点における風洞試験と同様に風向を 5° ごとに整理した風配図を図 6.50 に示す。これにより累積損傷比による照査を行うこととした。

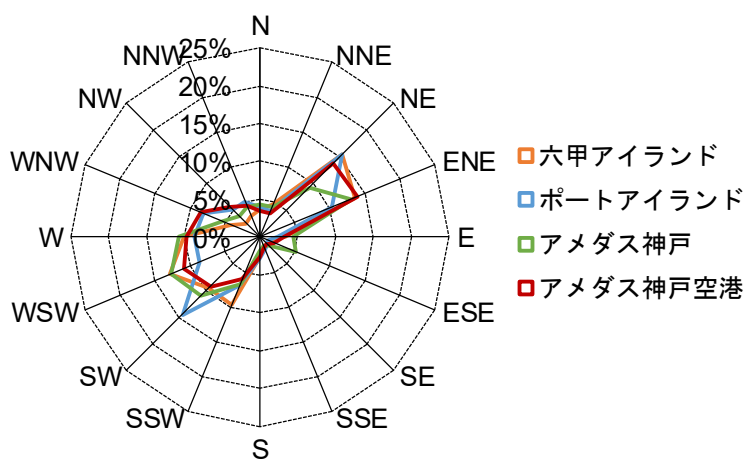


図 6.47 各風観測地点における風配図

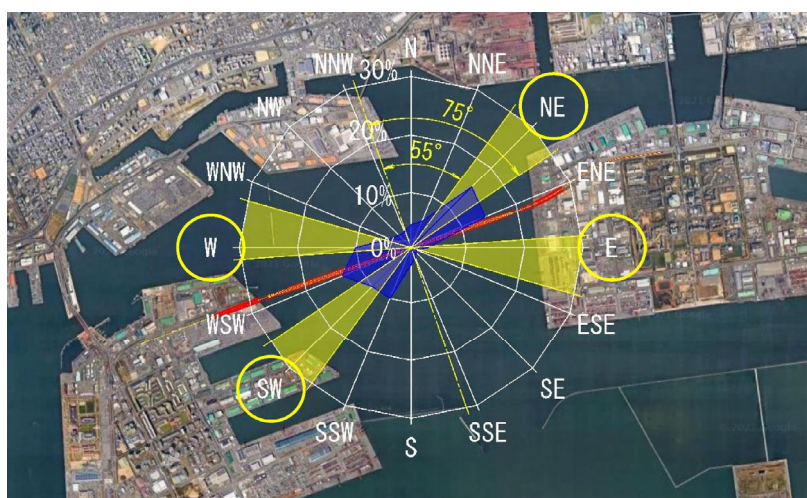


図 6.48 架橋地点における渦励振発現風向と方位

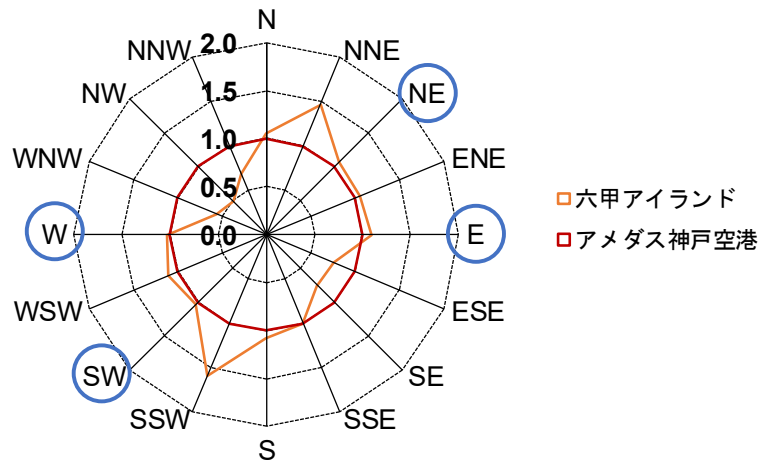


図 6.49 アメダス神戸空港に対する六甲アイランド風観測地点の風向別発現頻度の比

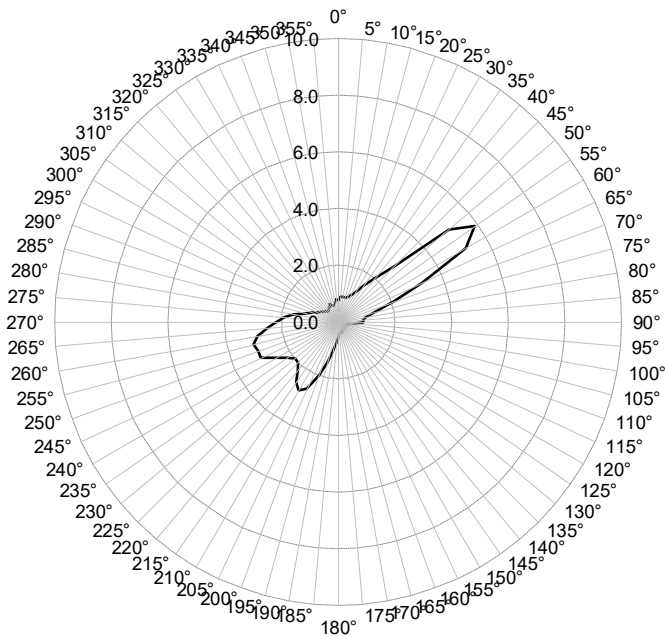


図 6.50 六甲アイランド風観測地点における風配図 (5° ごと)

(2) 累積損傷比による照査

累積損傷比を算出するにあたり，生起時間は各風速における式(6.4)に示した超過確率に供用期間 100 年間の累積時間を乗じることにより算出した。

$$\text{超過確率} = 1 - P(U) = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{t}{c} \right)^k \right\} \quad (6.4)$$

ここで，

- $P(U)$: 非超過確率
- t : 対象風速 (m/s)
- c : スケールパラメータ
- k : 形状パラメータ

第 6 章



また、各風速の生起時間に対して、面外 1 次モードの固有振動数 ($f=0.263\text{Hz}$) を乗じることにより振動回数を算出した。振動による応力範囲は、風洞試験結果に基づき算出した風速ごとの振幅が定常的に振動すると仮定し、別途実施した主塔モデルの構造解析から振動振幅に相当する強制変位を与え算出した応力から求めた。対象とする継手の強度等級は G 等級とし、道示 II に基づき累積損傷比を算出した。表 6.22 に風向ごとの累積損傷比とその合計値を示す。風洞風向 1 つに対して、図 6.48 に示すとおり架橋地点においては 4 方向生じることとなる。表 6.22 から、風向特性を考慮した供用期間 100 年間の累積損傷比は 0.681 となり、疲労照査を満足する。なお、高風速におけるパフューティングによる変動応力についても打ち切り限界を超える振動が発現しているが、架橋地点近傍の風観測データからその発生頻度は極めて低いため、累積損傷比は限りなく小さく、小数点 3 桁にて示した累積損傷比に対する影響はない。また、6.6.5 に示した境界層乱流においては、発現頻度の高い低風速域における渦励振の振幅が打ち切り限界以下となるため、累積損傷比は 0.356 と一様流中より低下する結果となり、疲労照査を満足する。

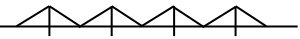
ここで、一般に主塔の風荷重を算出する場合、主塔高さの 65%位置に高度補正することを踏まえ、本研究においても同様の考え方により累積損傷比の算出を行った。しかし、面外 1 次モードにおいて発現した渦励振は主塔 1 柱部が起振源となることが明らかとなっており、主たる累積損傷が渦励振によるものであることを考慮すると風速別頻度が過小評価となる可能性がある。そこで、主塔 1 柱部の高さである 188m に風速を換算した場合の一様流中の試験結果に対する累積損傷比の算出を試みた。表 6.23 に風向ごとの累積損傷比とその合計値を示す。高度が上がることによって累積損傷比は 0.873 と増加するが、1 以下であり疲労照査を満足する。

表 6.22 各風向に対する累積損傷比

風洞風向 (°)	架橋地点における風向（北を0°） (°)				出現率 (%)	累積損傷比
55	36	106	216	286	5.7	0.000
60	41	101	221	281	6.2	0.014
65	46	96	226	276	7.2	0.225
70	51	91	231	271	10.2	0.380
75	56	86	236	266	11.5	0.062
合 計					40.8	0.681

表 6.23 高度 188m の風速における各風向に対する累積損傷比

風洞風向 (°)	架橋地点における風向（北を0°） (°)				出現率 (%)	累積損傷比
55	36	106	216	286	5.7	0.006
60	41	101	221	281	6.2	0.024
65	46	96	226	276	7.2	0.293
70	51	91	231	271	10.2	0.475
75	56	86	236	266	11.5	0.074
合 計					40.8	0.873



6.7 主塔形状の計画コンセプトの実現性に対する検証

本章における計画コンセプトの実現性に対する検証結果を表 6.24 に示す。4 主塔連続斜張橋の鋼製橋軸 A 型主塔を対象に耐災害性、景観、維持管理性の 3 つの柱からなる計画コンセプトの高度な両立する高性能な主塔形状を目指し、図 6.2 に示す主塔形状の検討手法を提案し、それに基づき検討を行った。6.3 において示した景観推奨案を基本とし、耐風安定性を確保した主塔形状を検討した結果、概ね景観推奨案を実現したものの、景観推奨案である面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.2$ とした案においては、風による有害な振動が発現することが確認された。そのため、景観への影響を小さく、かつ、耐風安定性が確保される断面を種々検討した結果、面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$ とすることにより耐風安定性を満足することを確認した。それぞれの断面形状を重ねた断面図を図 6.51 に示す。景観の観点からは景観推奨案に対して d/D が小さいものの、面取り角度が小さくなったことによって、橋軸方向の面取り幅が広がるため、側面視点からは景観推奨案と遜色ないと考えられる。一方、走行車の視点から正面に見える橋軸直角方向面においては、面取り幅が小さくなるため正面幅が広がるが、正面部の曲線処理により面の分割による圧迫感の低減効果は十分にあると考えられ。この程度の断面形状の差異であれば主塔の見え方に与える影響はないといえる。つまり、提案した主塔形状の検討方法に基づくことによって、主に耐風安定性の観点から計画コンセプトを高度に両立する高性能な主塔形状を提案できたものと考えられる。

表 6.24 主塔形状における計画コンセプトの実現性に対する検証

計画コンセプト		対応状況
災害時においても、人流・物流ネットワーク機能を確保できる道路	設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと	○：設計想定を上回る風速100m/sまで発散振動は生じない
	非常においても、地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること	○：設計風速以内において発散振動は生じない
	これまでの橋梁技術の知見の蓄積に、先進的な技術を組み合わせ、より効率的に性能を確保できる構造とすること	○：これまで経験のない橋軸A型主塔に対して風観測データを用いた精緻な性能照査により安全性を確認
「みなと神戸」にふさわしい世界に誇れる景観を創出する道路	地域をつなぐ線としての連続性を意識し、「みなと神戸」にふさわしく、まちの魅力づくりに貢献できること	○：面取りのラインがA型の形態を効果的に表現 ○：主塔全体の一体感が感じられ、煩雑さを感じない
	百年先の土地利用の変化にも対応しうること	○：あらゆる視点場から見てシンプルかつA型の形態を効果的に表現
	社会環境や自然環境と調和すること	—
将来にわたって健全な状態を維持し、時代の変化に対応できる道路	百年、さらにその先においても、健全で快適な状態を維持しやすいこと	○：腐食の原因となる耐風付加物を用いることなく、シンプルな主塔形状により対応
	将来の社会環境の変化にも対応が容易な構造とすること	○：風環境等の変化により想定以上の渦励振が生じる場合などに備え、減衰装置の設置スペースを確保
	維持管理しやすい構造であるとともに、先進的な技術の活用により、高度化及び効率化が図られた構造とすること	○：塔内エレベータや点検空間を確保 ○：シンプルな形態でありドローン等による点検が容易

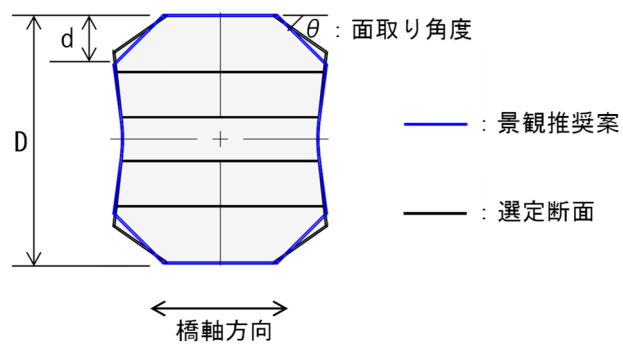
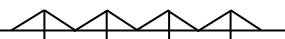


図 6.51 景観推奨案と選定断面の断面形状比較



6.8 まとめ

本章では、国内において事例のない 4 主塔連続斜張橋における橋軸 A 型主塔に対して、景観および維持管理性を踏まえつつ耐風設計条件を満たす構造を検討するための合理的な手法を提案し、それに基づく剛体模型および弾性模型による風洞試験により橋軸 A 型主塔の空力振動特性を明らかにした。併せて、耐風安定性を向上させるために種々の主塔形状に対する空力的影響を評価し、橋軸 A 型主塔に対する有効な耐風対策を提案するとともに耐風安定性の照査結果を示した。それらの検討により計画コンセプトを高度に両立する高性能な主塔形状を提案した。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 主塔形状は斜張橋全体のシルエットを構成する要素として最も重要な部材であるとともに耐風安定性に大きく影響を与え、景観と耐風安定性の高度な両立を図る合理的な検討手法を提案するとともに耐風安定性を検討する前提となる景観検討による主塔形状推奨案を示した。
- (2) 2 次元断面可視化試験の結果を踏まえた 3 次元ロッキング模型風洞試験により、断面形状として面取り形状と隅切り形状の耐風安定性に与える影響を比較した結果、いずれも耐風安定性が向上し、その効果に明確な差は認められないため、景観および維持管理性から面取りを有する断面形状を基本とした。また、面取り形状は、面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.02$ が検討した範囲において最も耐風安定性に優れることから 3 次元弾性模型試験の候補断面とした。
- (3) 3 次元弾性模型風洞試験により、面内 1 次モードに対しては、面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.20$ および $\theta=35^\circ$ 、 $d/D=0.15$ とともに有害な振動は発現しないことを明らかにした。これは、橋軸 A 型主塔の面内剛性が高いことなどが要因と考えられる。
- (4) 3 次元弾性模型風洞試験により、面外 1 次モードに対する風向 90° 、 80° の場合、面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.02$ において許容振幅を超過する低風速域の渦励振および高風速域の不規則振動が確認されたが、面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$ とすることにより有害な振動が発現しないことを明らかにした。しかし、風向角を小さくすると低風速域において風向 65° にて最大振幅となる渦励振および高風速域において風向 $60^\circ \sim 70^\circ$ にて最大振幅となる不規則振動が確認された。1 柱部の面取り効果が斜風により低減したことにより低風速域における渦励振が発現したものと考えられる。また、高風速域における不規則振動は、2 柱部の風上側柱によって乱れた風に起因して風下側の柱が振動するウェイクバフエッティングの可能性が考えられる。
- (5) 3 次元弾性模型風洞試験により、面外 2 次モードに対する風向 90° の場合、面取り角度 $\theta=45^\circ$ は、面取りサイズ $d/D=0.20$ 、 $d/D=0.137$ から 0.20 とともに許容振幅を大きく超過する渦励振が確認されたが、 $\theta=35^\circ$ 、 $d/D=0.15$ においては許容振幅をわずかに超過する程度であることを確認した。また、偏角の影響は小さいことを明らかにした。
- (6) 境界層乱流試験により、面外 1 次モードに対して、面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$

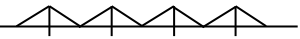


は一樣流中より大きな不規則振動が発現するとともに、全風向において不規則振動が確認された。起振源の確認を行った結果、2 柱部のウェイクバフティングは確認されず、1 柱部や 2 柱部風上側が起振源となっている可能性が高いことを明らかにした。また、低風速域の渦励振は、一樣流中に比べ乱流中の方が低減し許容振幅を下回ることを確認した。

- (7) 面取り角度 $\theta=35^\circ$ ，面取りサイズ $d/D=0.15$ は本検討の範囲において最も耐風安定性の高い断面形状であるが、一部の風向に対して疲労照査の打ち切り限界に基づく許容振幅を超過した。そのため、架橋地周辺の風観測結果に基づく、風速頻度分布および風向頻度分布から累積損傷比による照査を行った結果、供用期間 100 年に対して疲労照査を満足することを明らかにした。境界層乱流中においては高風速域における不規則振動の振幅が大きくなる一方、低風速域における渦励振の振幅は低減するため、累積損傷比は一樣流中のそれより低くなることを確認するとともに使用性および構造安全性に問題ないことを明らかにした。
- (8) 以上の検討により景観および維持管理性を踏まえた主塔形状に対して、その性能を維持しつつ多径間連続斜張橋において耐風安定性を確保することのできる計画コンセプトを高度に両立した高性能な主塔形状を提案した。

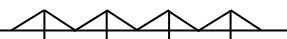
本章で得られた課題は以下のとおりである。

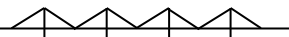
本章では耐風安定性を確保する高性能な主塔形状を実験的に明らかにするとともに、その形状において面外 1 次モードのバフティングと考えられる振動を確認し、一樣流中と境界層乱流中においては起振源および振動発生要因が異なる可能性があることを明らかにした。しかし、3 次元的な複雑な挙動となるため振動発生要因および振動抑制メカニズムは未解明な部分が多く、数値流体解析等によりそれらを明らかにすることにより本研究の信頼度の向上を図る必要がある。また、架設系についても風洞試験を行うなどにより、耐風安定性の高い合理的な主塔構造の実現に向けた研究が必要である。さらにはリアルタイムモニタリングシステムと連携したデジタルツイン技術の活用により発現が予想される振動に対する疲労損傷評価などの維持管理の高度化に向けた研究が必要である。



6.9 第 6 章 参考文献

- [6-1] 杉山裕樹, 岡上政史, 佐藤彰紀, 中村正人, 松浦雅史, 吉岡 勉: 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の剛性改善に関する検討, 土木学会第 76 回年次学術講演会, CS3-32, 2021.
- [6-2] 坪井善昭, 大泉楯, 原田公明, 鳴海祐幸, 小堀徹: [広さ][長さ][高さ]の構造デザイン, 建築技術, 2007.
- [6-3] 阪神高速道路公団: 東神戸大橋工事誌, 1994.
- [6-4] 藤原亨, 森山彰: 多々羅大橋塔完成時の耐風性, 本四技報, Vol.19, No.74, pp.24-37, 1995.
- [6-5] 太田哲司, 井ヶ瀬良則, 富田昇, 勝浦啓, 恒川昌宏, 玉木利裕: 名港中央大橋の塔架設時制振対策, 土木学会第 51 回年次学術講演会, pp.1050-1051, 1994.
- [6-6] 平山博, 吉岡勉, 松浦雅史, 石井喜代志, 末松慎介, 平野貴之: (仮称) 気仙沼湾横断橋 鋼斜張橋部の耐震・耐風設計と架設計画, 橋梁と基礎, Vol.54, 2020.
- [6-7] 白石成人, 中西正昭, 井下泰具, 本田明弘: スリットを有する斜張橋の塔(1 本柱)の耐風性について, 土木学会年次学術講演会, No.42, pp.676-677, 1987.
- [6-8] 大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会: 中間とりまとめⅡ, 2019.
- [6-9] 阪神高速道路公団: 大震災に立ち向かって 阪神・淡路大震災記録書, 1996.
- [6-10] 川田歩美, 杉山裕樹, 安積恭子, 松浦雅史, 吉岡勉, 平山博, 八木知己: 剛体模型を用いた風洞試験による多径間連続斜張橋の塔断面検討, 風工学シンポジウム講演梗概集, No. 27, 2022.
- [6-11] 秦健作, 辰巳正明, 大倉幸三, 大西悦郎: 明石海峡大橋主塔の制振対策, 土木学会論文集, No.507, pp.279-289, 1995.
- [6-12] 福永勸, 角和夫, 竹口昌弘: 明石海峡大橋主塔の制振対策再評価, 本四技報, Vol.36, No.117, pp.34-35, 2011.
- [6-13] 斎藤通, 岸明信, 本田明弘, 杉山貞人, 四條利久磨, 岩下誠: 超小型多目的簡易風洞試験ツール (S-VFD) 開発の試み, 土木学会第 61 回年次学術講演会, pp.229-230, 2006.
- [6-14] 本州四国連絡橋公団: 本州四国連絡橋耐風設計基準・同解説, 2001.
- [6-15] (社) 日本道路協会: 道路橋耐風設計便覧 (平成 19 年改訂版), 2007.
- [6-16] 構造工学委員会風洞実験相似則検討小委員会: 風洞実験相似則に関する調査研究, 土木学会論文集, No.489, pp.17-25, 1994.
- [6-17] 杉山裕樹, 安積恭子, 松井哲平, 平山博, 川崎雅史, 八木知己: 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の景観検討, 景観・デザイン研究講演集, No.20, pp.1-9, 2024.
- [6-18] 大橋治一, 楠原栄樹: 来島大橋主塔の耐風特性, 本四技報, Vol.15, No.59, 1991.
- [6-19] (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編, 2017.
- [6-20] 松本勝, 白石成人, 築山有二, 三澤彰, 村上琢哉: 橋梁構造物の空力振動に対する安全性と疲労損傷に関する基礎的研究, 京都大学防災研究所年報, 第 32 号, B-1, pp.453-470, 1989.





第 7 章

多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画

7.1 概説

自然災害が頻発する我が国において、道路橋は災害発生時の救助活動や復旧活動に不可欠な社会インフラである。1995 年に発生した兵庫県南部地震においては、想定を上回る地震動により多くの橋梁が致命的な損傷を受け、設計地震動の見直しなどの耐震基準の改定が行われた[7-1]。その後も様々な想定と異なる地震被害が発生し、そのたびに耐震基準が改定され、現在の道路橋示方書・同解説 I 共通編[7-2]（以下、道示 I という）においては、設計供用期間中に設計では具体的には考慮されない不測の外力を受けること等を否定できないと指摘し、橋全体が崩壊するような致命的な状態となることをなるべく回避できるような配慮を行うことが重要とされている。また、2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震において原子力発電所に甚大な被害が生じ、社会生活に大きな影響を与えたことを踏まえ、従来の安全性に加え、危機耐性という考え方が提唱された[7-3]。設計基準に示される地震動を超える事象に対する耐震性能やそれによる社会への影響がより小さくなるように配慮することが求められている[7-4]。このような背景により、道示 I に示される様々な配慮すべき事項や危機耐性の観点からの検討すべき事項等を含めた耐震検討を構造計画段階から取り組むことの重要性が指摘されている[7-5]。さらに、耐震分野のみならず橋梁に求められる性能は多様化し、構造計画段階における検討の重要性が増している。例えば、春日ら[7-6]はコンセプチュアルデザインが設計のプロセスにおいて最も重要であると述べ、それは、構造の材料や施工法を踏まえ、制約条件と性能にかかわる要求事項を満足するように、設計者の経験に基づいた橋に対する思想や哲学を注ぎ込むことであるとされている。また、土木学会においては橋の計画と形式選定のあるべき姿が議論されている[7-7]。しかしながら、橋梁はその架橋地点ごとに多種多様な性能が求められるため、それらを踏まえた構造計画段階からの一般的な検討手法は示されていないのが現状である。また、長大な多径間連続斜張橋の建設事例は海外において数橋程度、国内においては建設事例がなく、支間長 200m における検討事例[7-8]はあるものの支間長が 200m を超える長大橋に対する検討事例は少ない[7-9]。

本研究の対象橋梁は、図 7.1 に示す支間長 653m を 3 径間有する 4 主塔多径間連続斜張橋[7-10]（以下、4 主塔連続斜張橋という）であり、橋梁形式検討段階から第 1 章に示した計画コンセプトを設定し、それらを高度に両立することを目指している[7-11]。計画コンセプトは架橋地点の特性を踏まえ耐災害性の観点、景観の観点、維持管理の観点の 3 つの柱からなるものであり、そのうち耐災害性に関するものを表 7.1 に示す。ここでは、設計想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいことを求めており、危機耐性の考え方を踏まえたものとなっている。しかし、4 主塔連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法は明らかにされていない。

そこで本章では、多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した構造計画段階における耐震構造計画手法を提案し、それに基づきこれまでにない規模の多径間連続斜張橋に対して地震時構造特性および破壊形態を明らかにするとともに、設計基準に基づく性能評価に加え、設計想定と異なる地震作用に対して危機耐性や冗長性を確保することを目標とした耐震戦略を示す。さらに、構造特性および破壊形態

を踏まえて、構造不安定を引き起こす損傷イベントを特定し、致命的な状態に至る過程においても様々なイベントを経ながら荷重支持機能が維持されることを目標としたプッシュオーバー解析および漸増動的解析による検討方法を示す。それらを 4 主塔連続斜張橋に対して適用し、危機耐性や冗長性が確保された構造であることを示すことにより、検討手法の有効性を明らかにするとともに、計画コンセプトに基づく耐震構造計画の実現性を示す。ここで、構造計画は一般に橋梁形式選定や下部構造位置などの検討も含まれると考えられるが、それらの検討は既往文献[7-10]、[7-12]を参照し、ここでは既往文献[7-13]に示される基本設計段階を対象とした。

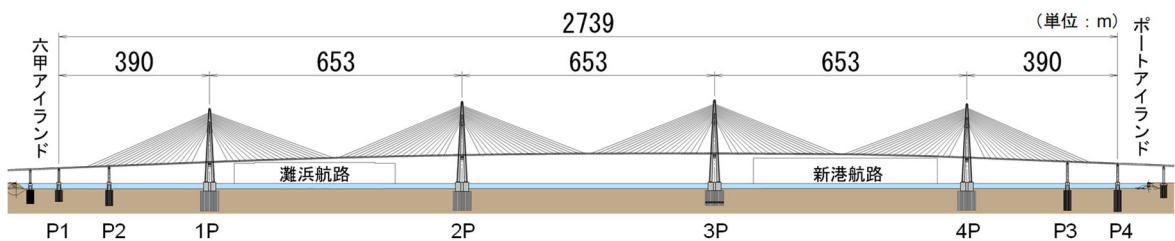
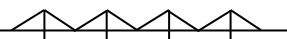


図 7.1 研究対象橋梁

表 7.1 耐災害性に関する計画コンセプト

災害においても、人流・物流ネットワーク機能を確保できる道路
■ 設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと
■ 非常時においても、地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること
■ これまでの橋梁技術の知見の蓄積に、先進的な技術を組み合わせ、より効率的に性能を確保できる構造とすること



7.2 危機耐性を考慮した耐震構造計画手法の提案

7.2.1 研究対象橋梁

研究対象橋梁は図 7.1 に示す 4 主塔連続斜張橋である。本橋は、橋梁全体の剛性向上のため第 4 章に示した橋軸 A 型主塔[7-14]であり、主桁は分離 2 箱桁断面である。主塔および主桁の構造図を図 7.2 に示す。いずれも鋼製である。支間長が 200m を超える長大な多径間連続斜張橋は国内において事例がなく、海外においても実績最大規模として、2017 年に完成した支間長 650m を 2 径間有する Queensferry Crossing（英国）[7-15]である。対象橋梁は、支間長は 653m であり世界最大規模と同程度であるが、主塔本数は 1 本多く、さらにこれまでに事例のない橋軸 A 型主塔に分離 2 箱桁であるため、本橋の構造特性は十分に解明されている状況とはいえない。

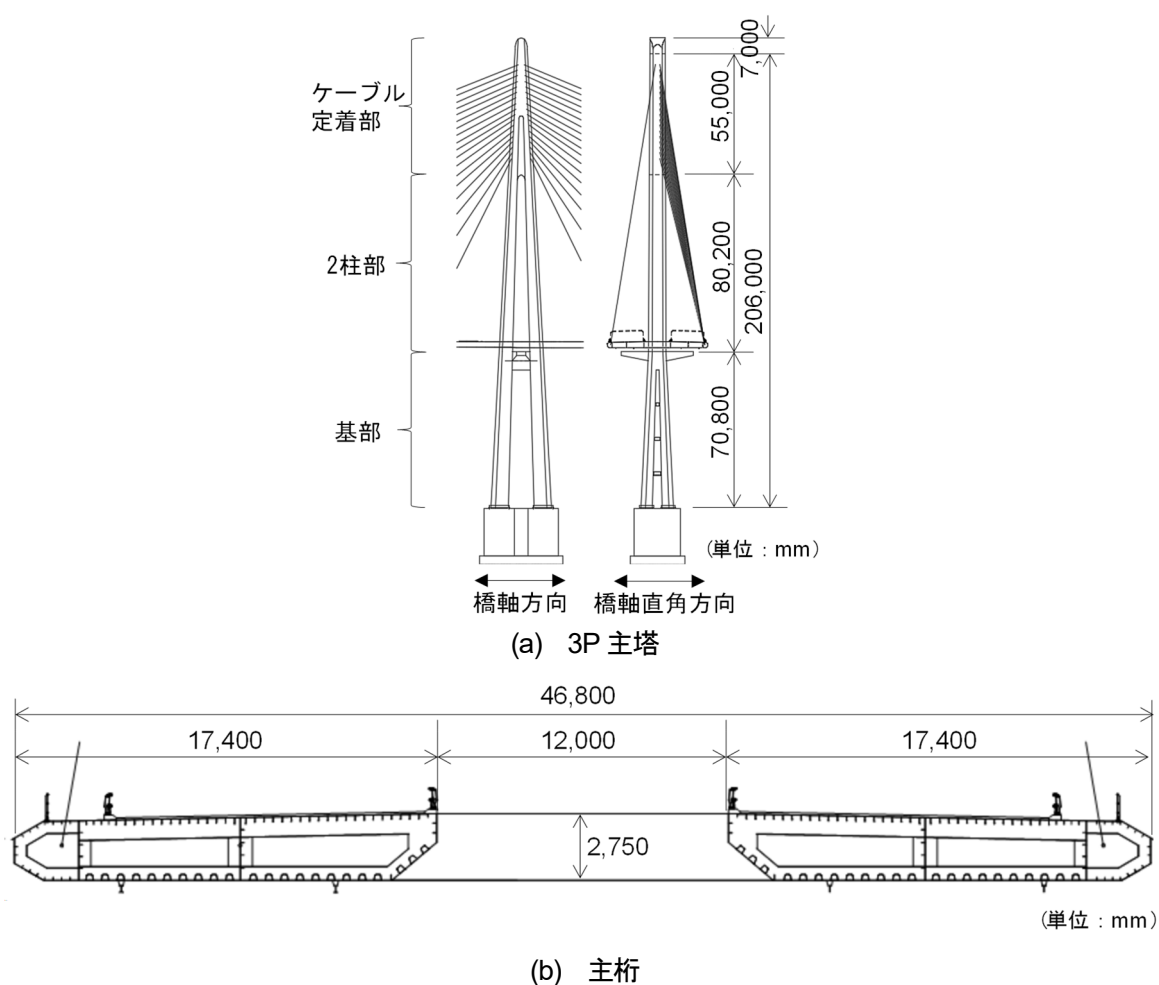
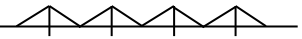


図 7.2 主塔および主桁の構造一般図

7.2.2 危機耐性を考慮した耐震構造計画手法

本研究ではこれまでに経験のない規模の多径間連続斜張橋を対象としており、地震時構造特性や破壊形態等が明らかになっていない。一方、対象橋梁においては計画コンセプトのひとつとして表 7.1



に示すコンセプトを目指している。コンセプトにある「設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと」は危機耐性を考慮することを目指したものであり、これを実現するための構造計画段階における耐震構造計画手法を図 7.3 に示す。計画コンセプトを踏まえつつ、第 4 章、第 5 章および第 6 章の研究や道示 I に基づく設計検討において基本構造計画を設定し、本橋の基本的な構造特性を把握するとともに致命的な状態に陥る破壊形態の評価を行う。ここでは、多径間連続斜張橋のように実績がなく、振動特性等の構造特性が不明な場合にはそれらを明らかにするとともに、高次不静定構造物であり超過作用に対して橋が致命的な状態に至る破壊形態が不明な場合にはそれらを明らかにするものである。これらの検討を踏まえて、構造合理性や計画コンセプトを実現するための本橋に対する具体的な耐震戦略を設定する。さらに耐震戦略を踏まえ、適切に基本構造計画を見直す。

次に計画コンセプトを踏まえ、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編[7-16]（以下、道示 V という）において想定される状況以外に架橋地点の特性により、必要と想定される状況を設定する。本橋は、これまでに類を見ない大規模な多径間連続斜張橋となる長周期構造であることを踏まえ、道示 V に設定される状況に加え、架橋地点付近に明らかとなっている活断層が複数あるため、震源特性、伝搬経路特性およびサイト特性を考慮したシナリオ型地震動[7-17]が作用する状況を想定している。つまり、本橋の周期特性を踏まえた架橋地点付近の活断層が最大級活動した場合を想定している。道示 V および設定した状況と構造特性および破壊形態の評価を踏まえ、要求性能を設定する。耐震戦略を踏まえた構造計画に対して道示 V に基づく状況における要求性能の照査を行い、その性能を満足するための必要な対策を講じる。続いて、道示 V 以外に想定した状況における要求性能の照査を行う。これまでの検討により構造計画において設定した構造に対して要求性能を満足する状態を確認したことになるが、これは単に設定した要求性能に基づく限界状態に対して応答が制限値を下回ることを確認したのみである。そこで、計画コンセプトに示されている「設計想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと」を検証するために、破壊プロセスの検証を行う。つまり、破壊形態の評価において明らかにした計画コンセプトに適合する望ましい破壊プロセスとなるかを確認する行為である。本橋は主径間を 3 径間有する 4 主塔連続斜張橋であり、振動モードが複雑なため、静的な確認であるプッシュオーバー解析による破壊プロセスの検証に加え、動的な確認として漸増動的解析による検証を行う。

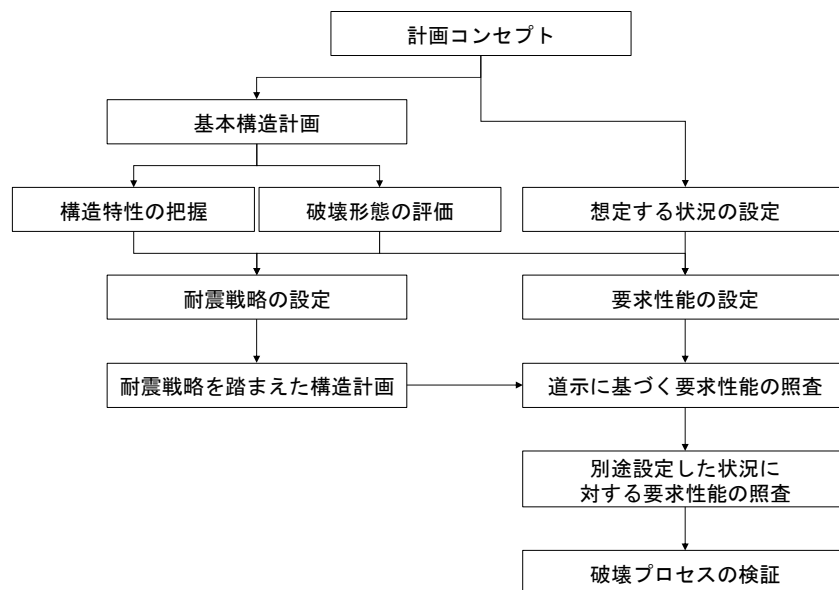
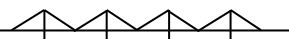


図 7.3 危機耐性を考慮した耐震構造計画手法



7.3 耐震戦略の設定

7.3.1 構造特性の把握

(1) 検討方針

耐震戦略を設定するためには、本橋の構造特性を踏まえ検討する必要がある。一般に長大斜張橋においては主桁と主塔および橋脚の支持条件によって構造特性が変化するため、既往の長大斜張橋においてもそれぞれの特性や架橋条件に応じて可動、弾性、固定など様々な支持条件が適用されている。そこで、本橋における主桁の支持条件の違いによる応答特性を明らかにし最適な支持条件を検討する。さらに、最適な支持条件とした場合の本橋の振動特性を明らかにする。

(2) 主桁の支持条件の最適化

本橋のような長大斜張橋は固有周期を長くすることにより、地震時の応答加速度が小さくなるため断面や板厚の合理化が図れる一方、地震時の応答変位は大きくなるため桁衝突や制震デバイスの損傷といった課題が生じる。主桁の支持条件は構造物の固有周期に与える影響が大きいため、最適化を図る必要がある。そこで、主桁と主塔および橋脚の支持条件の違いによる地震時の橋の応答への影響を検討する[7-18]。支持条件の検討ケースを表 7.2 に示す。基本的な構造特性を把握することを目的にすべての支持条件を同一とし、全可動、全免震、全固定と変化させた場合の地震時の応答を比較する。なお、全免震は弾性支持として高減衰ゴムによる免震支承を想定し、ゴム総厚により剛性を変化させた 3 水準を比較した。入力地震動は道示 V のレベル 2 地震動におけるタイプ I およびタイプ II とし、各部材の応答の比較にはそれぞれの 3 波平均の最大応答のうち、大きい方の値を図示して傾向を評価する。ここでは、地震動による応答が大きい主塔基部およびケーブル定着部下端の曲げモーメントと支承部相対変位を対象とした。解析モデルを図 7.4 に、解析条件を表 7.3 に示す。使用部材は線形要素とし、支承は支承条件の違いによる影響をバイリニアの非線形ばね要素によりモデル化した。解析モデルの構造諸元を表 7.4 に示す。構造諸元は支承条件を表 7.2 のゴム厚中とし道示 I 等に基づき設計した断面構成とした。なお、道示 V のレベル 2 地震動が作用する状況においては、主塔、主桁、橋脚、ケーブルは弾性状態となるように設計した。地盤条件は第 1 章に示した架橋条件を踏まえ、III 種地盤とした。

2P 主塔の各支承条件における橋軸方向の最大曲げモーメントを図 7.5 に示す。全可動は固有周期が長周期化することにより主塔基部の曲げモーメントが比較的小さいが、主桁の橋軸方向変位が大きいことによりケーブル定着部下端の曲げモーメントが他のケースに比べ大きい。全固定は固有周期が短周期化することおよび減衰性能が低減することにより主塔基部およびケーブル定着部下端の曲げモーメントが他のケースに比べ大きい。全免震はケーブル定着部下端において支承剛性の高い方が曲げモーメントはやや低下し、反対に主塔基部の曲げモーメントはやや増加する傾向であるが、その差は小さく、同程度の応答といえる。つまり、検討の範囲内においては全免震における支承剛性の違いによる橋軸方向の地震動に対する応答の違いは小さい。次に 2P 主塔の各支承条件における橋軸直角方向の最大曲げモーメントを図 7.6 に示す。ケーブル定着部下端は橋軸方向と概ね同様の傾向であるが、主塔基部は全免震のケースにおいて支承剛性が大きいケースの曲げモーメントが大きい傾向である。これは、免震支承の剛性が大きくなるにつれ、固有周期が短周期化しているためと考えられる。2P 主塔の各支承条件における支承部の相対変位を図 7.7 に示す。全可動は橋軸方向の変位が 3.0m と非常



に大きな変位が生じる。全免震は橋軸方向において支承剛性による差はほとんどなく、橋軸直角方向においては支承剛性が大きいほど変位が小さくなる傾向である。なお、ゴム厚小は免震支承のせん断ひずみが 250%を超えており、ゴム厚小とする場合には今後の設計において注意が必要である。以上のことから本橋における最適な支持条件は免震支承であると考えられる。ここでは、免震支承の剛性の異なる 3 水準の比較を行ったが、それらによる地震動の応答に対する大きな差はなく、今後の検討において温度変化や地震動による支承変位等から適切な弾性支持条件を検討していくことが適切であると考えられる。本章においては支承部相対変位が小さく、免震支承の許容せん断ひずみが 250%以内となる全免震（ゴム厚中）を対象に検討することとする。

表 7.2 支承条件の検討ケース

ケース名		ゴム総厚 Σt_e (mm)	せん断ひずみ250%に 対する等価剛性 ΣKB (kN/m/支点)
全可動		—	—
全免震	ゴム厚大	912	19,115
	ゴム厚中	608	28,672
	ゴム厚小	342	50,972
全固定		—	—

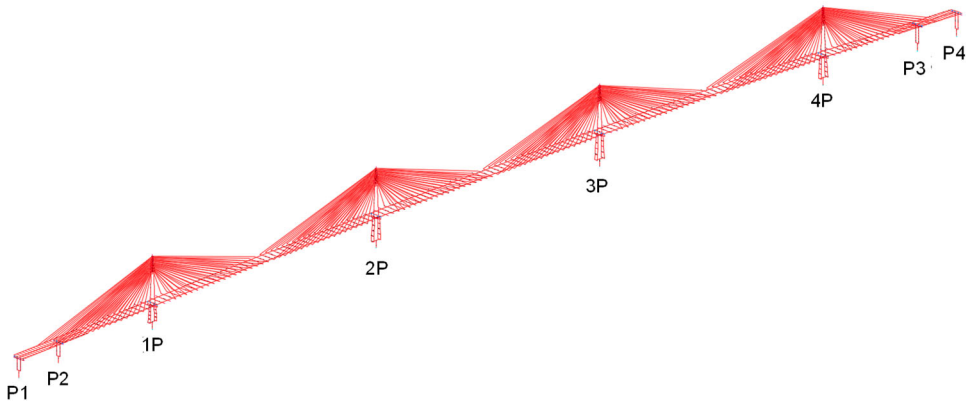


図 7.4 解析モデル

表 7.3 解析条件

部材区分	種類	要素特性	使用材料	減衰定数
主桁	鋼床版 分離2箱桁	線形梁要素	SM490Y	0.02
主塔	鋼製主塔 (橋軸A型)	線形梁要素	ケーブル定着部	SM400 SM490Y 0.01
			2本柱部	SM490Y 0.01
			基部	SM570 0.01
ケーブル	ストランド ケーブル	線形梁要素	$\sigma_u=1,570\text{N/mm}^2$	0.01
橋脚	鋼製 ラーメン橋脚	線形梁要素	SM490Y	0.01
基礎	鋼管矢板基礎	線形ばね要素	SKY490	0.20
支承	免震支承	非線形ばね要素	—	—
	可動支承	線形ばね要素	—	—
	固定支承	線形ばね要素	—	—

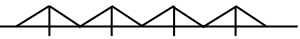


表 7.4 解析モデルに用いる構造諸元

部材区分		主塔高さ (m)	断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)	
				橋軸・鉛直	橋軸直角・水平
主桁	一体部	—	1.60~1.91	2.05~2.42	179~213
	分離部	—	0.81~0.92	1.00~1.17	22.7~25.7
ケーブル	—	—	0.00581~0.01990	—	—
1P主塔	ケーブル定着部	189	1.21~2.39	6.00~33.6	6.38~13.1
	2柱部		1.68~2.43	6.29~14.5	13.9~23.3
	基部		1.32~1.42	7.65~10.3	2.93~6.24
2P主塔	ケーブル定着部	207	1.21~2.22	6.00~31.8	6.38~12.1
	2柱部		1.50~2.38	5.60~14.2	12.4~22.8
	基部		1.50~1.71	9.66~14.7	4.07~10.4
3P主塔	ケーブル定着部	211	1.21~2.19	6.00~30.9	6.38~12.0
	2柱部		1.45~2.21	5.43~13.2	12.0~21.2
	基部		1.49~1.63	9.32~14.1	3.99~10.3
4P主塔	ケーブル定着部	201	1.21~2.36	6.00~32.7	6.38~12.9
	2柱部		1.35~1.96	5.05~11.7	11.2~18.8
	基部		1.32~1.42	7.90~11.3	3.27~7.58

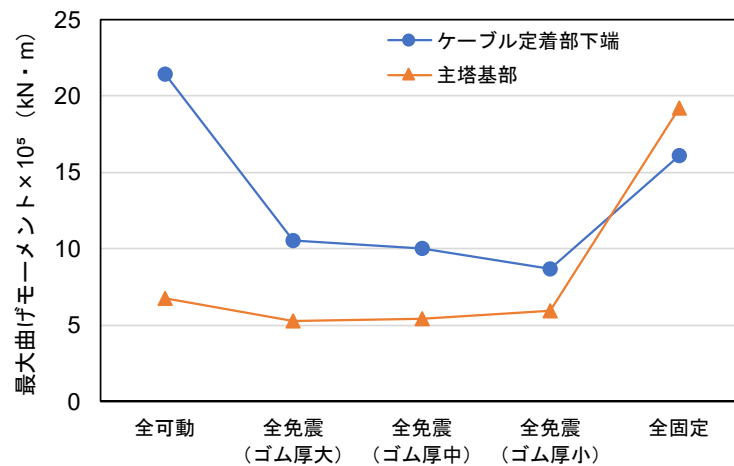


図 7.5 支保条件の違いによる 2P 主塔最大曲げモーメント (橋軸方向)

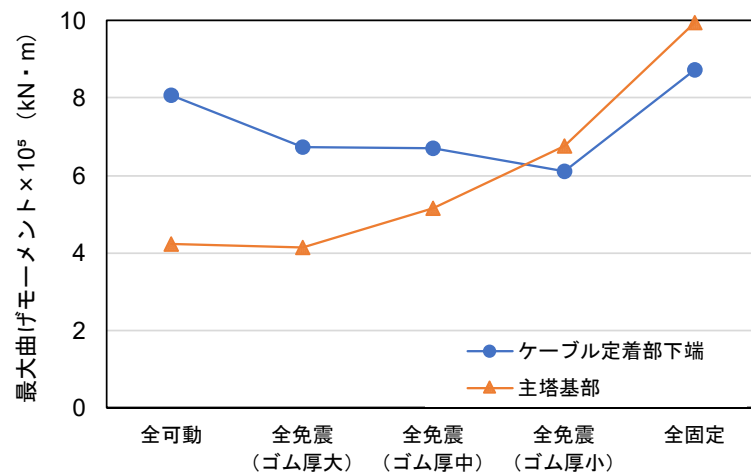


図 7.6 支保条件の違いによる 2P 主塔最大曲げモーメント (橋軸直角方向)

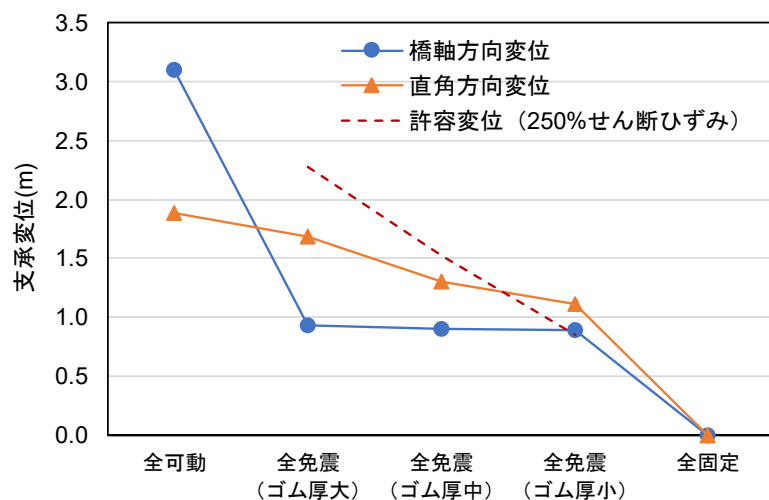


図 7.7 支承条件の違いによる 2P 主塔支承部相対変位

(3) 振動特性および減衰特性

前述の検討において設定した全免震（ゴム厚中）を対象とした固有値解析の結果を表 7.5 に示し、橋軸方向および橋軸直角方向（主桁卓越、主塔卓越）の主要モード図を図 7.8 に示す。なお、本橋の 4 本ある主塔はそれぞれ高さが異なり、各主塔の振動モードは複数のモードに分散しているため、ここでは有効質量比の大きい振動モードを代表して示す。有効質量比の比較的大きいモードの固有周期は 3 秒から 6 秒と長周期な構造であり、橋軸方向は 6 次モード、橋軸直角方向は 3 次モードが特に有効質量比が大きい。橋軸方向の主要なモードである 6 次モードは、従来の斜張橋にみられる遊動円木モードであり、固有周期は 4.57 秒である。橋軸直角方向の主要なモードとなる 3 次モードは、主桁変位が卓越するモードであり固有周期が 5.94 秒である。また、主塔変位が卓越するモードである 10 次モードや 12 次モードは橋軸方向に A 型形状である主塔の塔頂が面外方向に大きく変位する曲げ変形モードが主となり、その形状により主塔単体の振動としては長周期化する傾向にある。主要モードの減衰は、いずれも 2%以下と低く、各部材の応答が増幅されやすい傾向と考えられる。高架橋等の一般的な橋梁は、地震動による卓越モードにおいては一般に減衰定数を 20%とされる基礎ばねの減衰による影響が大きくなるが、今回の橋梁においては支間長が長いことから基礎ばねの減衰の橋梁全体への寄与度が小さく、橋梁全体として減衰定数が 2%以下となったものと考えられる。



表 7.5 固有値解析の結果

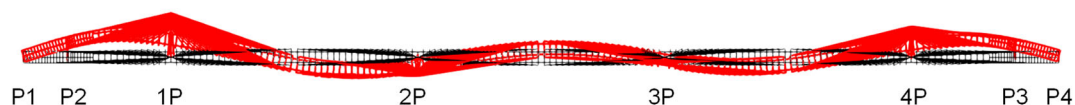
モード 次数 n	周期 T (秒)	振動数 f (Hz)	有効質量比			モード 減衰定数 hi	モード形状
			橋軸 X	直角 Y	鉛直 Z		
1	7.70	0.130	0.0%	0.0%	0.0%	1.433%	
2	6.05	0.165	0.0%	1.2%	0.0%	1.014%	
3	5.94	0.168	0.0%	25.2%	0.0%	1.006%	主桁水平たわみ
4	5.86	0.171	0.0%	1.4%	0.0%	1.017%	
5	5.73	0.174	3.9%	0.0%	0.0%	1.101%	主桁逆対称たわみ1次
6	4.57	0.219	20.4%	0.0%	0.0%	1.180%	遊動円木
7	3.83	0.261	0.0%	0.0%	2.9%	1.231%	
8	3.69	0.271	0.0%	0.2%	0.0%	1.449%	
9	3.53	0.283	13.0%	0.0%	0.0%	1.635%	主桁逆対称たわみ2次
10	3.49	0.286	0.0%	5.7%	0.0%	1.557%	1P, 4P主塔直角方向曲げ
11	3.12	0.320	0.0%	0.0%	0.0%	1.469%	
12	3.10	0.323	0.0%	1.3%	0.0%	1.275%	2P, 3P主塔直角方向曲げ
13	2.79	0.358	0.0%	0.0%	6.2%	1.003%	
14	2.59	0.386	0.0%	0.1%	0.0%	1.219%	
15	2.57	0.389	0.0%	0.9%	0.0%	1.146%	
16	2.55	0.392	0.1%	0.0%	0.0%	1.045%	
17	2.33	0.429	0.0%	0.0%	0.4%	1.092%	
18	2.30	0.435	0.0%	0.0%	0.0%	0.863%	
19	2.24	0.447	0.2%	0.0%	0.0%	1.080%	
20	2.13	0.470	0.0%	0.0%	0.0%	1.040%	



(a) 橋軸方向の主要モード (6 次)



(b) 橋軸直角方向の主要モード (主桁変位卓越) (3 次)



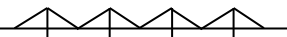
(c) 橋軸直角方向の主要モード (主塔変位卓越) (10 次)

図 7.8 固有値解析における主要な振動モード

7.3.2 破壊形態の評価

(1) 検討方針

本橋は実績のない橋梁形式であり、かつ、高次不静定構造物であるため、超過作用に対して橋が致命的な状態に至る破壊モードが十分に解明されていないことが課題である。破壊モードを評価する一般的な手法は示されていないが、既往文献[7-19]において橋梁全体系の冗長性を定量的に評価するため、損傷個所を想定した条件による座屈固有値解析を行い、構造不安定となる損傷条件を抽出する手



法が提案されている。この手法を適用し本橋における橋梁全体系として不安定となる損傷個所を特定し、橋が致命的な状態となる破壊形態を明らかにする。

(2) 構造安定性の評価手法

座屈固有値解析は、ある作用荷重状態における固有値解析から橋梁全体系の分岐座屈強度を求める方法であり、荷重が作用した状態における座屈固有値解析を行った結果、得られた座屈固有値 (λ) が 1 未満であれば、作用荷重に対して構造が不安定な状態に至ると評価できる。本研究においては、地震動による作用荷重および残留変位の変形が座屈固有値に及ぼす影響は小さいと考えられることから、完成時の死荷重（ケーブルのプレストレスを含む）が作用する状況に対して評価する。また、鋼材の降伏、初期不整および残留応力に伴う座屈耐荷力の低下は無視できないことから、柱の耐荷力曲線に基づく有効接線弾性係数法 (E_T 法) [7-20] により弾塑性座屈固有値を求める。

(3) 解析モデルおよび解析条件

解析モデル、解析条件および解析モデルの構造諸元は、7.3.1 に示した図 7.4、表 7.3 および表 7.4 と同様とする。支承条件は 7.3.1 を踏まえ、表 7.2 の全免震（ゴム厚中）とし、7.3.1 と同様に道示 V のレベル 2 地震動が作用する状況において、主塔、主桁、橋脚、ケーブルは弾性状態となるように設計した。想定する損傷部材については、損傷部位を完全な塑性ヒンジとなるように断面力に抵抗しないもの（曲げ剛性を 0 と設定）としてモデル化した。

(4) 想定される損傷と座屈固有値解析結果

橋軸方向に対して想定される損傷について検討する。橋軸方向の有効質量比が大きい固有振動モードは図 7.8(a) に示す遊動円木モードであり、sway 挙動に伴い主桁が橋軸方向に水平移動することによる主塔の曲げ変形が主たるものである。また、付随して主桁の鉛直方向変位も生じている。これらの挙動に伴った想定される橋軸方向の破壊プロセスを図 7.9 に示す。主桁が橋軸方向に水平移動することによって主塔基部の塑性化や主塔 2 柱部の塑性化、橋脚基部の塑性化、主桁の座屈、ケーブルの破断、支承の破断が想定される。

橋軸方向に対して想定される損傷と座屈固有値解析結果を表 7.6 に示す。なお、塑性ヒンジの挿入により構造的に不安定となり座屈固有値が得られない場合には表中に不安定と記載した。

表 7.6 より、主塔においては基部および 2 柱部とも下端が塑性ヒンジ化しても座屈固有値は十分に大きい結果であり、橋軸方向にラーメン構造となっているため構造は安定している状態であるといえる。一方、基部上下端および 2 柱部上下端が塑性ヒンジ化すると構造が不安定な状態となる。したがって、主塔においては基部や 2 柱部下端の損傷を先行させることは、崩壊機構として粘り強く、望ましい破壊形態と考えられる。次に橋脚においては基部が塑性ヒンジ化しても座屈固有値は 1 を上回り、直ちに崩壊に至ることはないといえる。主桁においては軸力が卓越する主塔付近や主要な振動モードにおいて曲げ変形が生じる位置が塑性ヒンジ化しても座屈固有値は十分に大きい結果となり、安定している状態といえる。一方、主桁の座屈モードにおいて腹となる 2 箇所塑性ヒンジを設けると構造が不安定となるため、このような損傷が先行する破壊形態は避ける必要がある。ケーブルにおいては最も張力の大きい最上段ケーブルが破断したとしても座屈固有値は十分に大きい結果となり、安定している状態といえる。支承においては、すべての支承が破断した場合に座屈固有値が 1 を下回り、構造が不安定となる。これは、支承破断が生じると主桁が橋軸方向に大きく水平移動し、ケーブルを介



して主塔上部に引張が作用するため、主塔が大きく曲げ変形するとともに支承による主桁の拘束が外れることにより主桁が大きく変位し座屈が生じるため、構造が不安定な状態になると考えられる。したがって、支承破断が先行する破壊形態は避ける必要がある。

橋軸直角方向に対して想定される損傷について検討する。橋軸直角方向の有効質量比が大きい固有振動モードは図 7.8(b)および(c)に示す主桁が橋軸直角方向に水平移動するモードと主塔が橋軸直角方向に曲げ変形するモードがある。これらの挙動に伴った想定される橋軸直角方向の破壊プロセスを図 7.10 に示す。主桁が橋軸直角方向に水平移動することによって主塔基部の塑性化や主塔 2 柱部の塑性化、橋脚基部の塑性化、支承の破断が想定され、主塔が橋軸直角方向に曲げ変形することによって主塔基部の塑性化が想定される。

橋軸直角方向に対する想定される損傷と座屈固有値解析結果を表 7.7 に示す。なお、表中の不安定の表記は表 7.6 と同様である。

表 7.7 より、主塔においては基部および 2 柱部とも下端が塑性ヒンジ化しても座屈固有値は十分に大きい結果であり、ケーブルによる拘束効果によって構造は安定している状態であると考えられる。一方、基部上下端および 2 柱部上下端が塑性ヒンジ化すると構造が不安定な状態となる。したがって、主塔においては基部や 2 柱部下端の損傷を先行させることは、崩壊機構として粘り強く、望ましい破壊形態と考えられる。次に橋脚においては基部が塑性ヒンジ化しても座屈固有値は十分に大きく、直ちに崩壊に至ることはないが、上端および基部とも塑性ヒンジ化すると構造が不安定な状態となる。支承においては、すべての支承が破断した場合に座屈固有値が 1 を下回り、構造不安定となる。これは、支承破断が生じると主桁が橋軸直角方向に大きく水平移動し、ケーブルを介して主塔上部に引張力が作用するため、主塔が大きく曲げ変形するとともに支承による主桁の拘束が外れることにより主桁が大きく変位し座屈が生じるため、構造が不安定な状態になると考えられる。したがって、支承破断が先行する破壊形態は避ける必要がある。

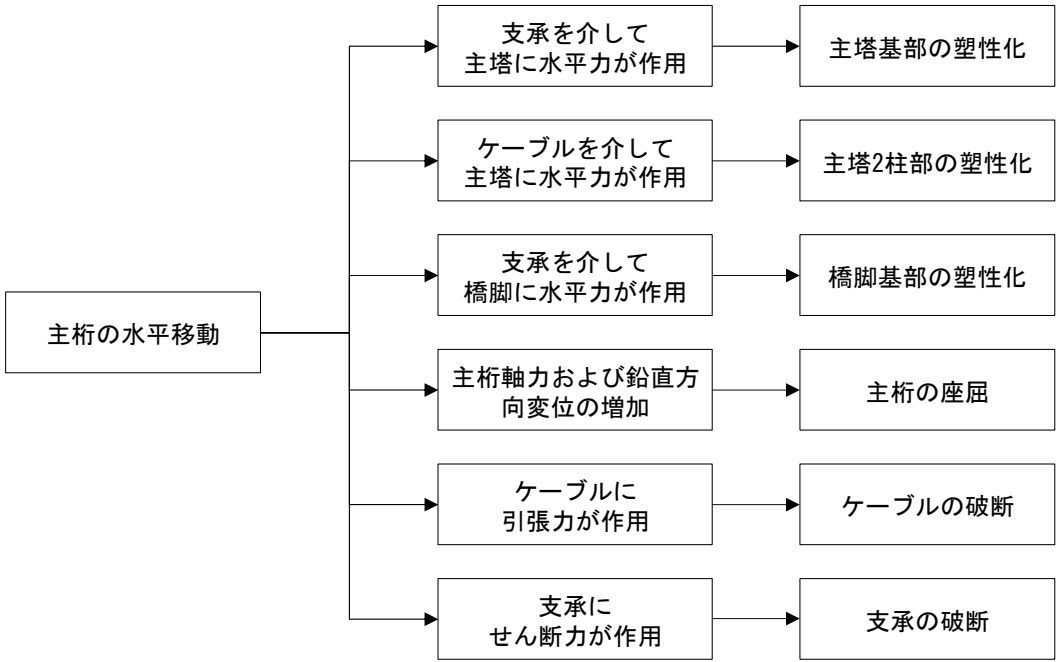


図 7.9 橋軸方向における想定される破壊プロセス

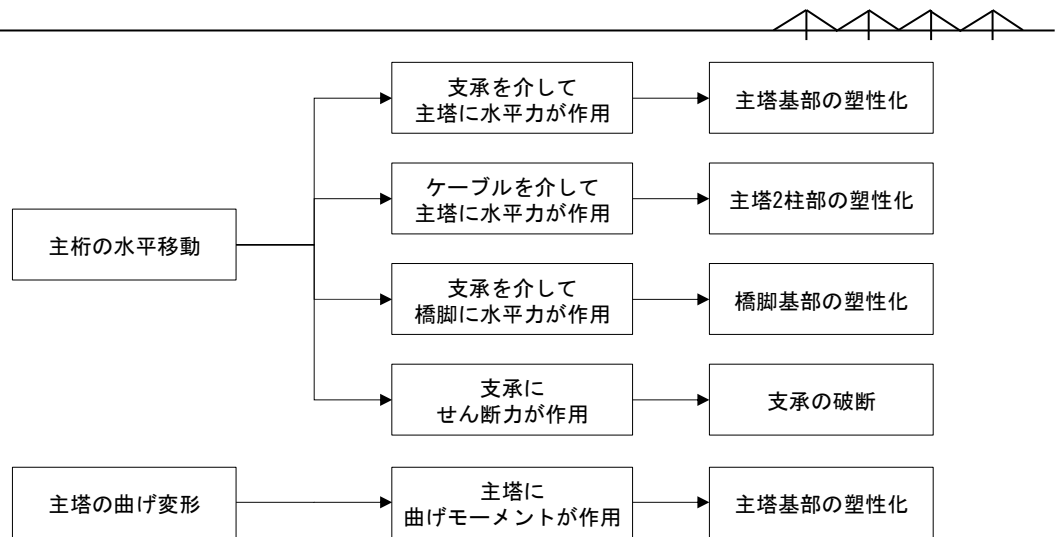
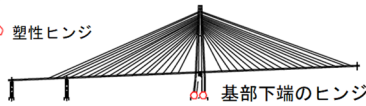
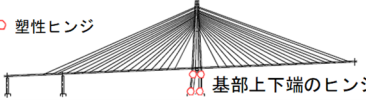
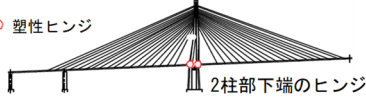
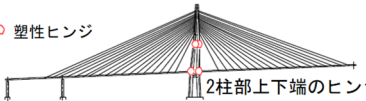
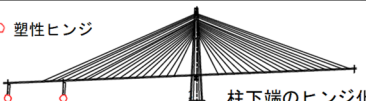
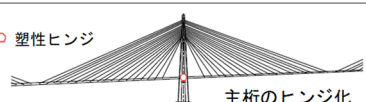
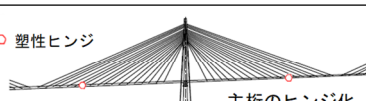
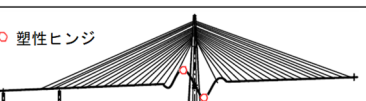
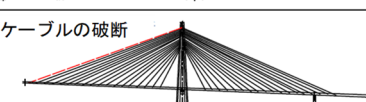
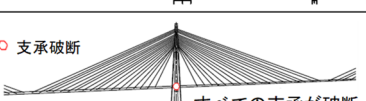


図 7.10 橋軸直角方向における想定される破壊プロセス

表 7.6 損傷位置の違いによる座屈固有値解析結果（橋軸方向）

部位	損傷箇所	損傷位置	座屈固有値
主塔	基部下端	 塑性ヒンジ 基部下端のヒンジ化	7.29
	基部上下端	 塑性ヒンジ 基部上下端のヒンジ化	不安定
	2柱部下端	 塑性ヒンジ 2柱部下端のヒンジ化	7.21
	2柱部上下端	 塑性ヒンジ 2柱部上下端のヒンジ化	0.77
橋脚	基部	 塑性ヒンジ 柱下端のヒンジ化	2.24
主桁	2P, 3P主塔部	 塑性ヒンジ 主桁のヒンジ化	7.66
	1P～4P各支間に2箇所	 塑性ヒンジ 主桁のヒンジ化	3.63
	座屈モードの腹	 塑性ヒンジ	不安定
ケーブル	4P最上段ケーブル破断	 ケーブルの破断	3.43
支承	すべての支承が破断	 支承破断 すべての支承が破断	0.75

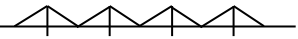
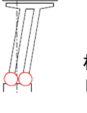
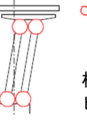
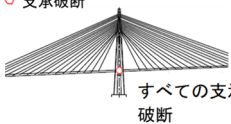


表 7.7 損傷位置の違いによる座屈固有値解析結果（橋軸直角方向）

部位	損傷箇所	損傷位置	座屈固有値
主塔	基部下端	 ○ 塑性ヒンジ 基部下端のヒンジ化	10.5
	基部上下端	 ○ 塑性ヒンジ 基部上下端のヒンジ化	不安定
	2柱部下端	 ○ 塑性ヒンジ 2柱部下端のヒンジ化	3.75
	2柱部上下端	 ○ 塑性ヒンジ 2柱部上下端のヒンジ化	不安定
橋脚	基部	 ○ 塑性ヒンジ 柱基部のヒンジ化	8.54
	上下端	 ○ 塑性ヒンジ 柱上下端のヒンジ化	0.88
支承	すべての支承が破断	 ○ 支承破断 すべての支承が破断	0.23

(4) 避けるべき破壊プロセスと望ましい破壊プロセス

以上の結果を踏まえ、避けるべき破壊プロセスとしては、構造不安定となる損傷が同時多発的に初期に生じるものとし、望ましい破壊プロセスとしては、i) 損傷イベントが多層化している、ii) 致命的な損傷イベントが同時多発的ではない、iii) 致命的な状態に至る損傷が終盤に発生するものとして設定した。つまり、致命的な状態に至る部材の損傷が生じるまでに、損傷を許容する部材を塑性化させてエネルギー吸収を図り、橋梁全体系としてじん性の高い構造となることを狙ったものである。橋軸方向に対する避けるべき破壊プロセスおよび望ましい破壊プロセスにおける主な破壊順序を図 7.11 に示す。ここで、図中の赤字は避けるべき破壊形態である。支承破断や主塔基部上下端の塑性ヒンジ化、主塔 2 柱部上下端の塑性ヒンジ化により構造が不安定となることが明らかとなったため、部材の塑性化による十分なエネルギー吸収を図ることなくこれらの損傷が生じることを避け、主塔や主桁の塑性化が徐々に発生および進行し荷重支持機能を維持しながら、エネルギー吸収を図りつつ致命的な

状態に至る破壊順序を望ましい破壊プロセスとした。次に橋軸直角方向に対する避けるべき破壊プロセスおよび望ましい破壊プロセスにおける主な破壊順序を図 7.12 に示す。ここで、図中の赤字は図 7.11 と同様である。橋軸方向と同様に部材の塑性化による十分なエネルギー吸収を図ることなく支承破断や主塔基部上下端の塑性ヒンジ化が生じることを避け、主塔の塑性化が徐々に発生および進行し荷重支持機能を維持しながら、エネルギー吸収を図りつつ致命的な状態に至る破壊プロセスを望ましい破壊プロセスとした。

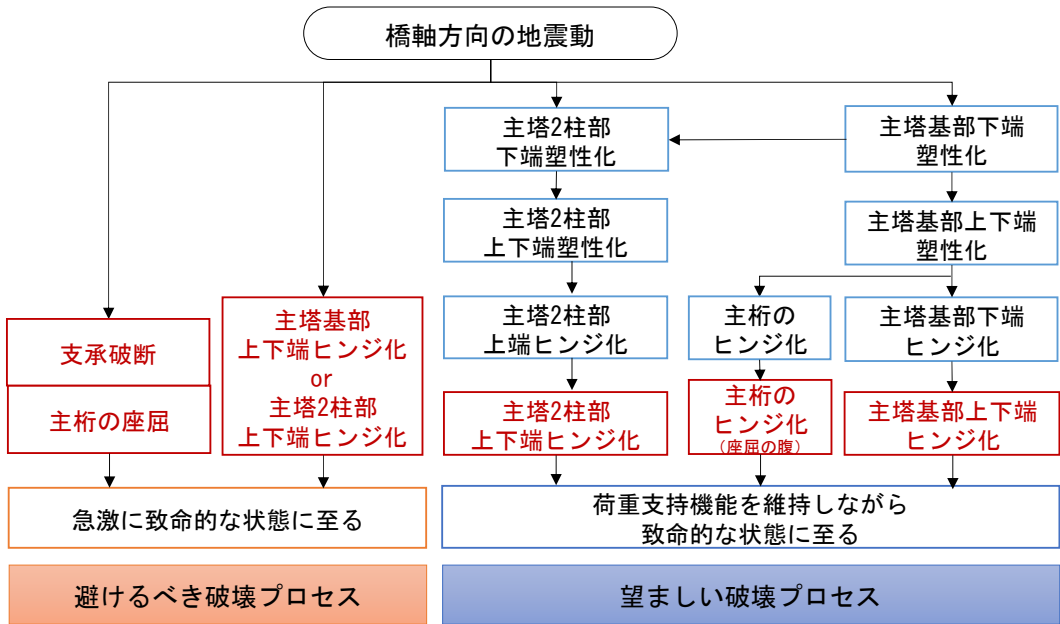


図 7.11 橋軸方向における破壊プロセス

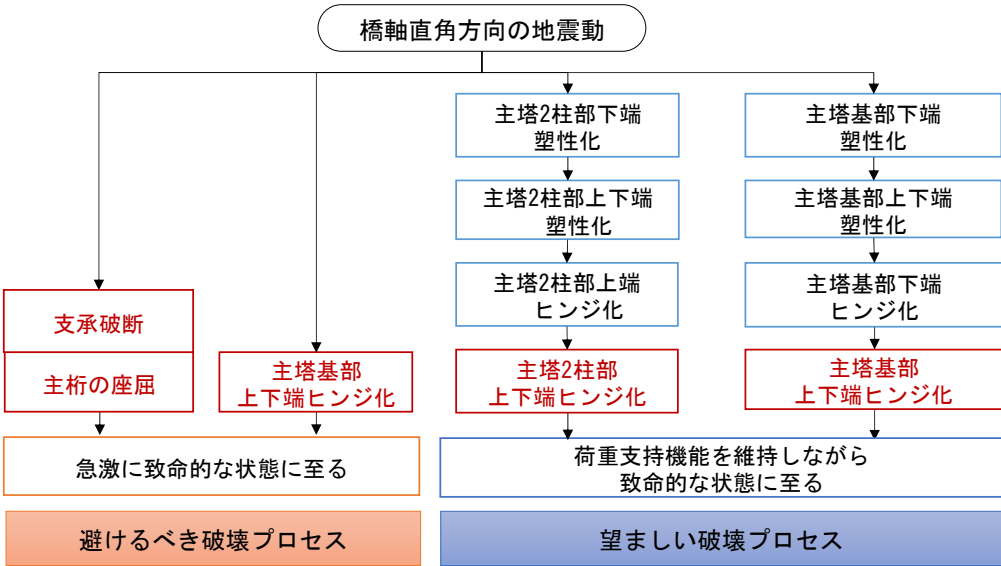
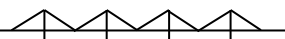


図 7.12 橋軸直角方向における破壊プロセス



7.3.3 耐震戦略の提案

前述の構造特性の把握および破壊形態の評価を踏まえ、本橋の耐震戦略を以下のとおり設定する。

- ・支持条件の最適化、振動特性および減衰特性の検討から、橋梁全体として長周期構造であることを活かし地震応答の低減を図るとともに、免震構造によるエネルギー吸収を図ることにより過大な変位を抑制する。
- ・支持条件の最適化の検討から、支持条件は免震支承が最適であることを踏まえ、水平方向の支持条件は弾性支持として長周期化させつつ、適切な剛性を付与し最適化を図る。
- ・支持条件の最適化の検討から、主桁の橋軸方向の過大な変位は主塔の負担を増大させ不合理となるとともに、破壊形態の評価の検討から、支承破断により致命的な状態に至ることが推定されるため、主桁の変位を適切に抑制する。
- ・振動特性および減衰特性、破壊形態の評価の検討から、主塔は橋軸 A 型主塔のため、橋軸方向はラーメン構造として冗長性を有しているが、橋軸直角方向は不静定次数が小さく、振動特性から片持ち梁のような振動モードとなるため、不静定次数を高めることにより冗長性を確保する。

上述の耐震戦略を実現するため、基本構造計画を図 7.13 に示すように見直す。

- ・主桁と主塔や橋脚との支持機構は、機能分離型支承とし、水平方向には高減衰ゴムダンパー、鉛直方向にはすべり支承として、減衰性能を高める構造とする。
- ・ゴムダンパーが破断しないように主桁の過大な変位を抑制するためのストッパーを支承部に設ける。
- ・主塔の橋軸直角方向の不静定次数を高めるため、主塔基部を橋軸直角方向に 2 本柱とし、柱間には適切にせん断パネルダンパーを配置し、減衰性能を高める構造とする。

なお、機能分離型支承は、近年のゴム支承の劣化問題[7-21]を踏まえた場合にゴムダンパーの将来の交換が比較的容易となるため、維持管理性の向上にも寄与する。

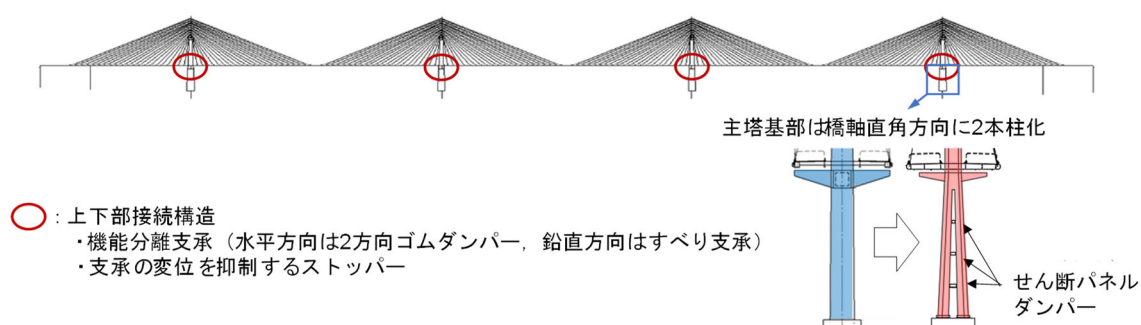
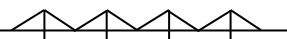


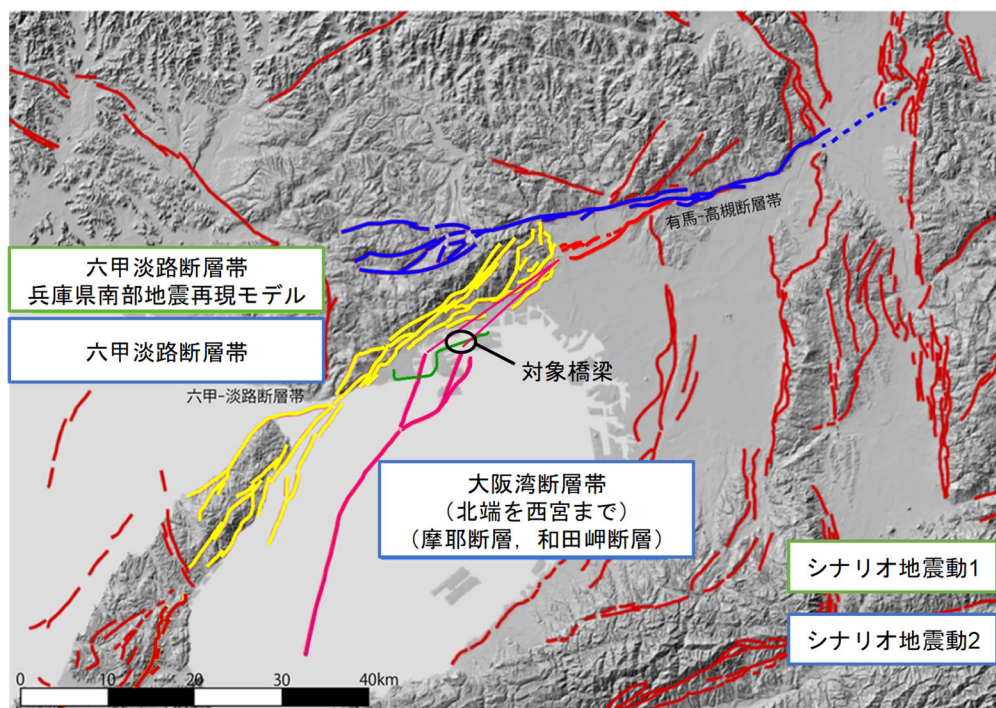
図 7.13 耐震戦略に基づく基本構造計画の見直し



7.4 架橋条件を踏まえた要求性能の設定

7.4.1 架橋地点周辺の特性

架橋地点は 1995 年に兵庫県南部地震によって大きな被害が生じた地域であるが、架橋地点直下やその周辺には、図 7.14 に示す断層の存在が知られている。内陸型地震を生起する断層として、架橋地点直下に存在する大阪湾断層帯，1995 年にその一部が活動したとされる六甲・淡路断層帯，海溝型地震を生起するものとして、南海トラフがある。一般に道路橋は道示 V に示される地震動に対して設計することとされるが、表 7.1 に示したとおり、「設計想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと」を求めていること、さらには、対象橋梁は一般的な橋梁に比べ固有周期が長く、揺れやすい卓越モードが複数存在するなど、特殊な構造特性を有していることから、道示 V に示される地震動と異なる周期特性を有する地震動として近傍断層の活動を想定したシナリオ型地震動を設定する。



※（国研）産業技術総合研究所活断層データベース[7-22]に加筆

図 7.14 架橋地点周辺の断層および検討対象断層

7.4.2 検討対象断層とシナリオ型地震動の区分

検討対象断層は、図 7.14 に示す大阪湾断層帯，六甲淡路断層帯および図中には示されていないが、架橋地近傍に大きな影響を与えることが想定される南海トラフとした。大阪湾断層帯は、架橋地点を横断する断層であり、大阪湾南部から大阪湾を縦断して神戸市沿岸の六甲アイランドとポートアイランド間を通過する摩耶断層，ポートアイランドと和田岬間を通過する和田岬断層，六甲アイランドに向かう六甲アイランド断層に分岐する。大阪湾断層帯の北端は神戸港付近になっているが、文部科学省地震調査研究推進本部の調査[7-23]においては、大阪湾断層帯のすぐ北に六甲淡路断層帯が位置し



ており、これを構成する断層との連続の有無についても十分に精度の高い資料が得られておらず、また、神戸港付近の分岐断層における最新活動時期は断層中央部付近とは異なるとの報告もあることから、断層帯の位置と最新活動時期については、さらなる調査が必要であるとされている。そこで本検討において、大阪湾断層の北端を六甲淡路断層帯に接続し、その六甲淡路断層帯の東端については地殻変動によって形成された西宮市に至る六甲山地および火山活動によって形成された甲山の境界までとした。なお、大阪湾断層帯は架橋地点付近において分岐しているため、架橋地点近傍を通過する摩耶断層および和田岬断層のそれぞれを対象とした。六甲淡路断層帯は、南淡路島南部の南あわじ市から中部の洲本市に至る先山断層帯と、淡路島北部から大阪府箕面市に至る六甲淡路断層帯主部により形成されている。1995 年の兵庫県南部地震においては、淡路島西岸区間と六甲山地南端から淡路島東岸区間のうちの、西宮市から明石海峡にかけての全長約 30km の範囲が活動し、甚大な被害が生じた。本検討においては、兵庫県南部地震を再現する地震動および六甲淡路断層帯の淡路島から大阪湾断層帯と同様に西宮市まで活動する地震動を対象とする。南海トラフは長周期地震動を想定した内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会（2015 年）[7-24]に基づき設定した。

シナリオ型地震動の区分を表 7.8 に示す。想定したシナリオ型地震動は、100～150 年周期に発生しており、設計供用期間内に発生する可能性が高い南海トラフ地震や 1995 年に六甲淡路断層帯において発生した兵庫県南部地震の再現といった既往最大の地震動相当と考えられる地震動をシナリオ地震動 1 とし、当該地域に存在するとされる六甲淡路断層帯および大阪湾断層帯を震源とする想定し得る最大級の地震動をシナリオ地震動 2 と区分して適用することとした。

表 7.8 シナリオ型地震動の区分

区分	呼び名	震源	Mw
シナリオ地震動1	南海トラフ (NNK1)	南海トラフ	8.4
シナリオ地震動1	六甲淡路断層帯 (兵庫県南部地震再現) (HYGY11)	兵庫県南部地震で 活動した範囲	6.8
シナリオ地震動2	大阪湾断層帯（摩耶断層） (ORN111)	摩耶断層を通過する 大阪湾断層	7.1
シナリオ地震動2	大阪湾断層帯（和田岬断層） (ORN011)	和田岬断層を通過する 大阪湾断層	7.1
シナリオ地震動2	六甲淡路断層帯 (HYGY21)	六甲淡路断層帯	6.9

7.4.3 シナリオ型地震動の作成

(1) 地震動作成の方法

シナリオ型地震動の作成フローを図 7.15 に示す。地震動作成の方法は、短周期領域（固有周期 0.1 ～3 秒程度）を統計的グリーン関数法、長周期領域（固有周期 2～10 秒程度）を 3 次元差分法により算出し、それらを統合するハイブリッド法とした。ハイブリッド法により作成した地表面の地震動を工学的基盤面まで引き戻し、等価線形解析により工学的基盤面以浅の非線形性を考慮した地表面における地震動を算出する。

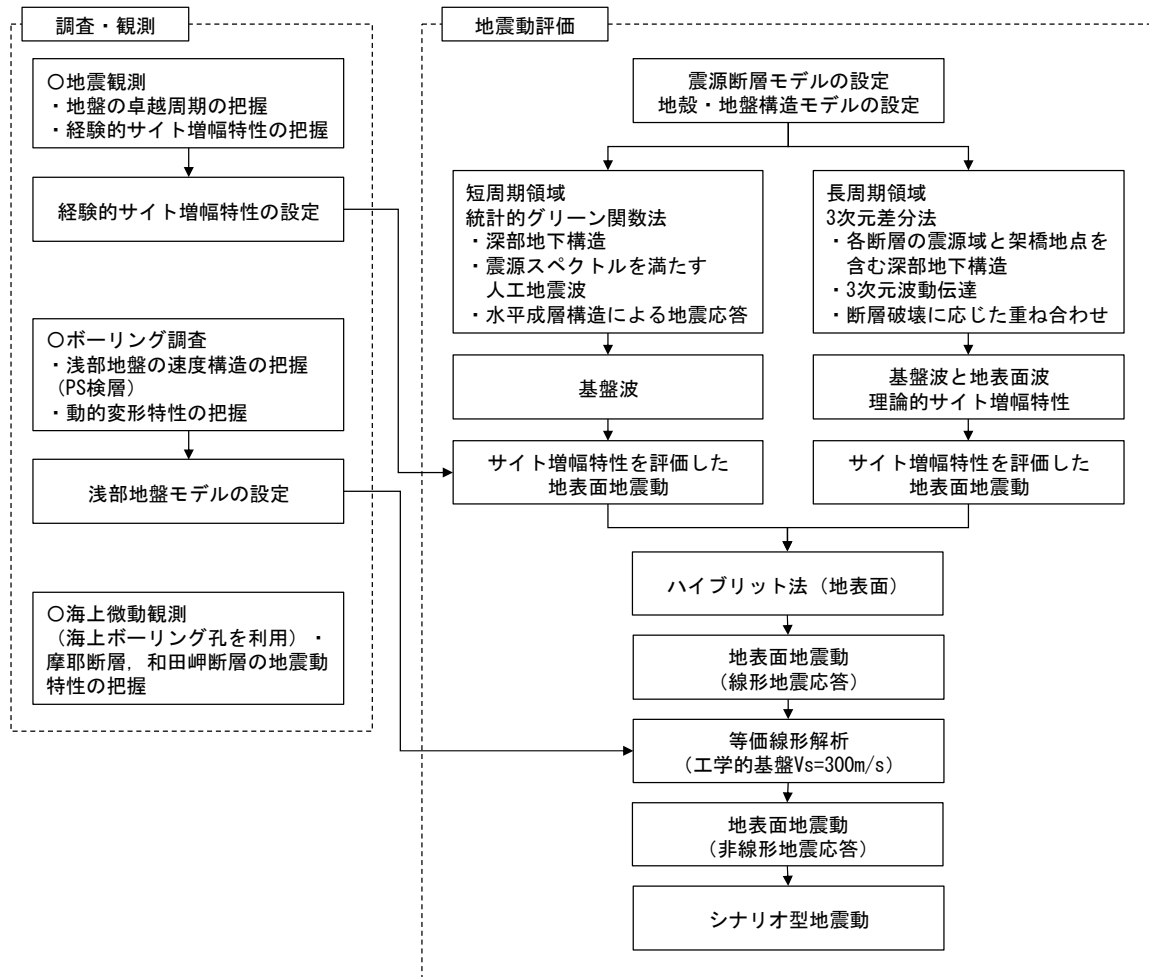
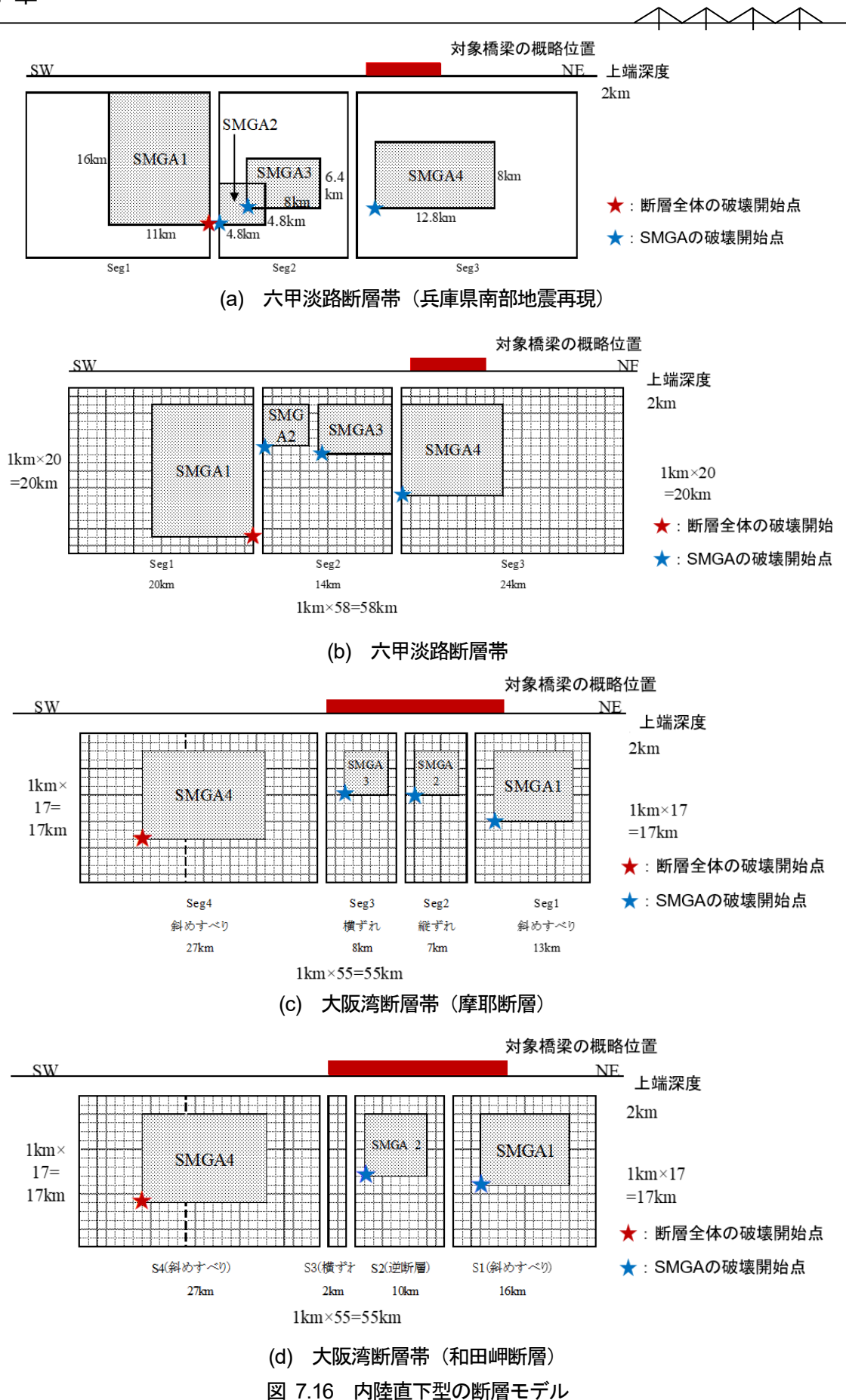
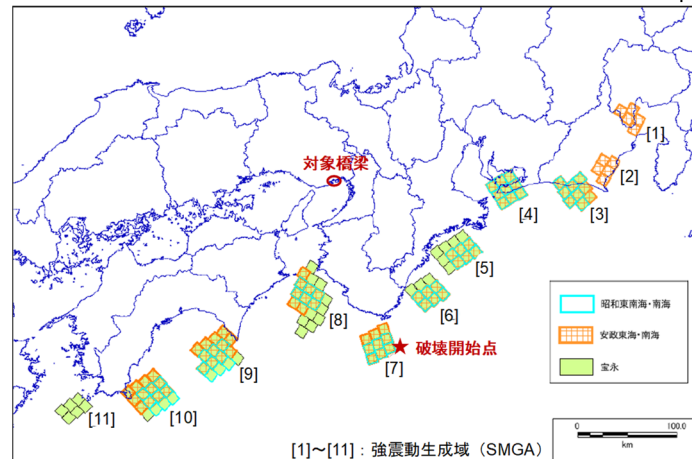


図 7.15 シナリオ型地震動の作成フロー

(2) 断層モデル

六甲淡路断層帯および大阪湾断層帯の断層モデルを図 7.16 に、南海トラフの断層モデルを図 7.17 に示す。六甲淡路断層帯（兵庫県南部地震再現）については既往文献[7-25]を参考に断層モデルを設定した。それ以外の六甲淡路断層帯，大阪湾断層帯（摩耶断層）および大阪湾断層帯（和田岬断層）については，文部科学省地震調査研究推進本部の長期評価[7-23]を参考に設定し，断層傾斜角や断層すべり角等の断層パラメータは，パラメトリックスタディを行い，対象橋梁に影響が大きくなるパラメータを選定した。また，南海トラフについては前述の内閣府のモデル（2015）[7-24]を参考に設定した。





※南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告[7-24]に加筆

図 7.17 南海トラフの断層モデル

(3) 深部地下構造モデル

深部地下構造モデルについて、震源域から対象地域までを含んだ広域な領域は長周期地震動の評価の際には広く採用されている全国一次地下構造モデル（暫定版）[7-26]を使用した。大阪堆積盆地構造の深部地下構造モデルについては、断層などによる地層の急激な変化を緩やかに表現したスプラインモデル[7-27]と地下構造を水平 70m、深度方向 50m の大きさのブロックの集合体として表現したグリッドモデル[7-28]の 2 種類があるが、架橋地点周辺の観測記録との再現性を確認した結果、より再現性の高かったグリッドモデルを使用した。

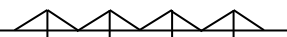
(4) サイト増幅特性

サイト増幅特性については、架橋地点近傍の地震計による計測データを用い、0.1～5 秒程度の短周期側においては近地地震を用いた方法[7-29]を、5～20 秒程度の長周期側においては遠地地震を用いた岩盤観測点のスペクトル比を用いた方法[7-30]による評価を行い、それらの結果を統合することにより広帯域（0.1～20 秒程度）のサイト増幅特性を設定した。

(5) シナリオ型地震動の特性

(2)～(4)を踏まえ作成したシナリオ地震動 1 の加速度応答スペクトルを図 7.18 に示す。図中の赤点線は表 7.5 に示す対象橋梁の主要モードの固有周期を示す。対象橋梁の主要モードの固有周期における兵庫県南部地震再現波の加速度応答スペクトルは、橋軸方向において道示 V レベル 2 タイプ II 地震動のそれと同程度であり、橋軸直角方向においてはそれを下回った。南海トラフ地震動の加速度応答スペクトルは、橋軸方向において道示 V レベル 2 タイプ I 地震動のそれを上回り、橋軸直角方向においてはそれと同程度であった。

次にシナリオ地震動 2 の加速度応答スペクトルを図 7.19 に示す。図中の赤点線は図 7.18 と同様である。対象橋梁の主要モードの固有周期における大阪湾断層帯（摩耶断層）は、橋軸方向において道示 V レベル 2 タイプ II のそれに対して 2.5 倍程度であり、橋軸直角方向において周期 3 秒付近は道示 V レベル 2 タイプ II のそれと同程度、3 秒より長周期側はそれを上回った。橋梁に与える影響の大きい 1 秒から 5 秒程度の間において加速度応答スペクトルは橋軸直角方向よりも橋軸方向の地震動の方が大きい。これは、対象橋梁の橋軸方向は主として EW 方向に位置しているが、摩耶断層および和田



岬断層がNS方向に延びる逆断層であり、断層が破壊した時に断層直交方向となるEW方向に強震動が生成されることに起因する。

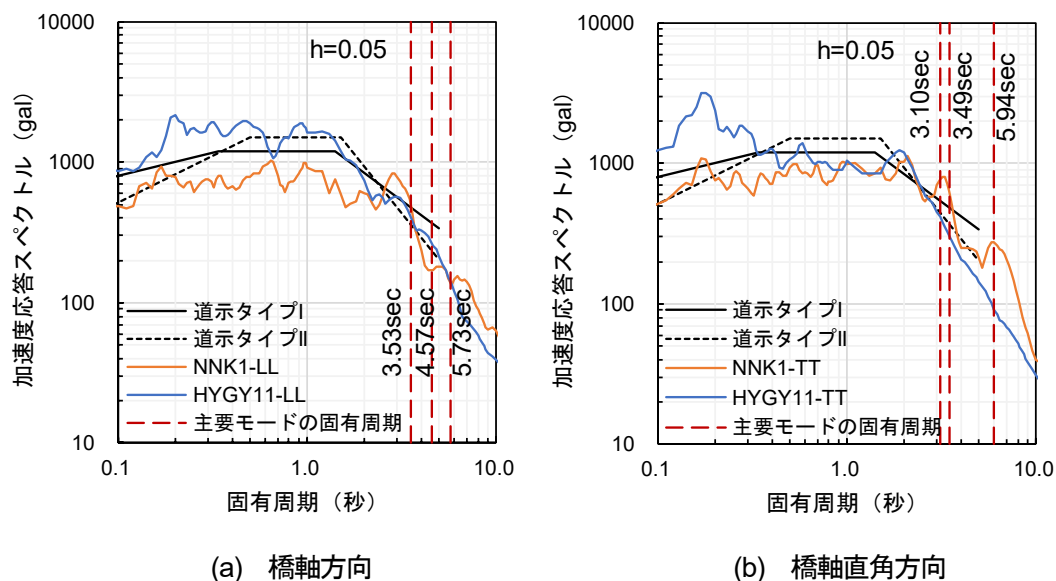


図 7.18 シナリオ地震動1の加速度応答スペクトル

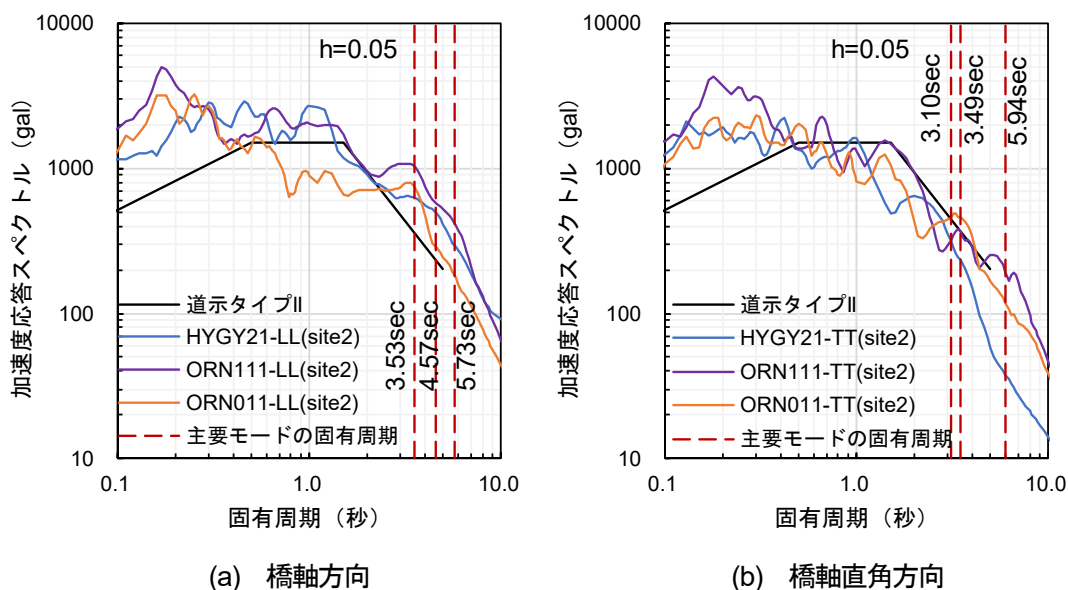
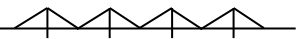


図 7.19 シナリオ地震動2の加速度応答スペクトル

7.4.4 要求性能の設定

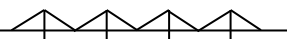
対象橋梁は道路橋であることを踏まえ、道示Vに示される地震動に対して、道示Iに基づき要求性能を設定しているが、本橋は海上部の大規模かつ複雑な構造であること、さらには、表7.1に示したとおり、「非常時においても、地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること」を踏まえ、道示Vのレベル2地震動に対して主要部材の限界状態は弾性範囲内としている。シナリオ地震動1に対し



では、既往最大級の地震動であることを踏まえ、道示Ⅴレベル2地震動と同等の性能を求めることとした。一方、シナリオ地震動2は対象橋梁に対して意図的に最も大きな影響を与える地震動を想定していることから、表7.1に示したとおり、「設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと」を踏まえ、落橋等の致命的な状態にならないことを求めている。つまり、これは道示Ⅴに対する超過作用を考慮したものであり、本田ら[7-4]によるカテゴリー2に位置づけられるものと考えることができる。これらを道示Ⅰの要求性能マトリックスに合わせて表記したものを表7.9に示す。なお、シナリオ地震動2のうち、大阪湾断層帯（摩耶断層）は、架橋地点を横断していることを踏まえ、断層変位による影響も想定しており、それによる橋梁への影響は7.7に後述する。

表 7.9 シナリオ型地震動に対する要求性能

状態 状況	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの橋の状態
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態でない
シナリオ地震動1	—	状態を所要の信頼性で実現する	所要の安全性を確保する
シナリオ地震動2	—	—	所要の安全性を確保する



7.5 シナリオ型地震動に対する要求性能の照査

7.5.1 解析条件

図 7.1 および図 7.2 に図 7.13 の対策を考慮した構造におけるシナリオ型地震動に対する要求性能の照査を行う。解析モデルを図 7.20、解析条件を表 7.10、解析モデルの構造諸元を表 7.11 に示す。対象構造物は道示 V のレベル 2 地震動が作用する状況において、主塔、主桁、橋脚、ケーブル、基礎のいずれも弾性状態となるよう設計し、支承は機能分離型支承とし、免震ゴムダンパーはせん断ひずみ 250%以下となるように設計した。解析は材料非線形と幾何学的非線形の 3 次元複合非線形モデルを用い、汎用解析プログラム ScanFEM を用いた。主塔、主桁および橋脚は塑性化を考慮できる弾塑性梁（ファイバー）要素によりモデル化し、材料構成則は 2 次勾配を $E/100$ (E : ヤング係数) とするバイリニアモデルにより表現した。ゴムダンパーはハードニングを考慮したトリリニア要素、鉛直すべり支承はバイリニア要素とした。7.3.3 に示したとおりゴムダンパーのせん断ひずみが 250%に達した場合に変位を抑制するストッパーを図 7.21 に示す非線形ばね要素によりモデル化した。このばねは、常時や道示 V のレベル 2 地震動において作動しないように遊間量 δ_0 を設定し、主桁と主塔の相対変位が δ_0 を下回る場合は反力が発生しない。変位が δ_0 を超えると接線ばね定数 K に応じて水平反力が発生する。シナリオ地震動 2 の動的解析においては、地震時の最大反力 F_{max} における変位 δ_{max} が免震ゴムダンパーの破断時の変位を下回るようにこのばねを設定した。 δ_0 は道示 V のレベル 2 地震動による変位の値を基に、橋軸方向には免震ゴムダンパーのせん断ひずみ 200%、橋軸直角方向にはせん断ひずみ 250%に相当する変位に、ゴム等の緩衝材の寸法 50mm を加算した値、ばね定数 K は鋼部材によるストッパー構造の剛性を想定した $1.25 \times 107 \text{ kN/m/塔}$ の値とした。ケーブルは非抗圧要素とし、基礎は線形ばね要素とした。減衰マトリクスは要素別剛性比例減衰を用いた。

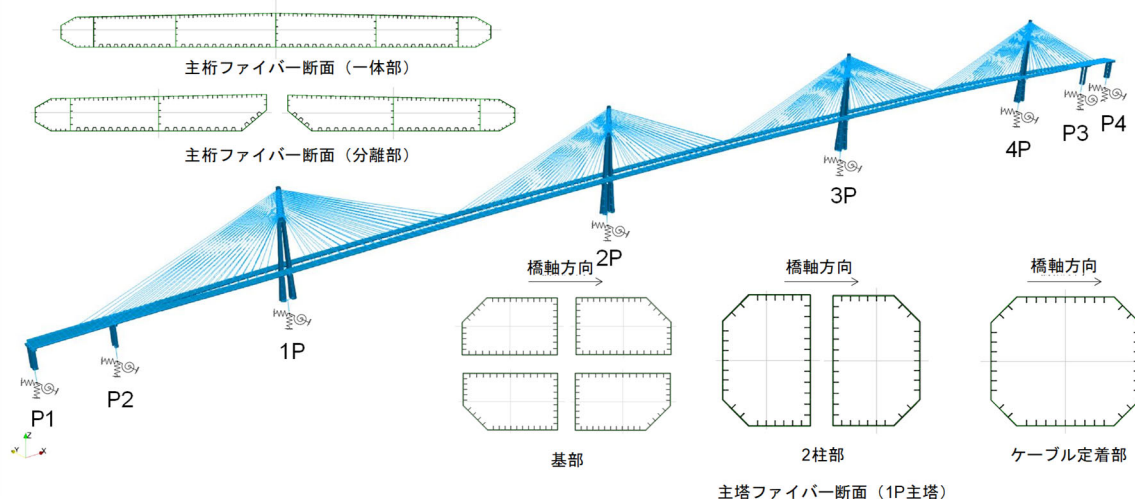


図 7.20 解析モデル

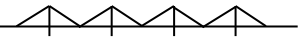


表 7.10 解析条件

部材区分	種類	要素特性	使用材料		減衰定数
主桁	鋼床版 分離2箱桁	ファイバー要素	SM490Y		0.02
主塔	鋼製主塔 (橋軸A型)	ファイバー要素	ケーブル定着部	SM400 SM490Y	0.01
			2本柱部	SM490Y	0.01
			基部	SM570	0.01
ケーブル	ストランド ケーブル	非抗圧 ケーブル要素	$\sigma_u=1,570\text{N/mm}^2$		0.01
橋脚	鋼製 ラーメン橋脚	ファイバー要素	SM490Y		0.01
基礎	鋼管矢板基礎	線形ばね要素	SKY490		0.20
支承	免震ゴム ダンパー	非線形 バイリニア要素	—		履歴減衰
	鉛直支承 (すべり支承)	非線形 バイリニア要素	—		履歴減衰

表 7.11 解析モデルの構造諸元

部材区分		主塔高さ (m)	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	
				橋軸・鉛直	橋軸直角・水平
主桁	一体部	—	1.60~1.91	2.05~2.42	179~213
	分離部	—	0.81~0.92	1.00~1.17	22.7~25.7
ケーブル	—	—	0.00581~0.01990	—	—
1P主塔	ケーブル定着部	189	0.68~1.79	3.82~29.8	4.46~15.3
	2柱部		1.38~1.81	4.70~9.84	10.3~15.1
	基部		1.30~1.43	6.98~9.95	3.11~5.03
2P主塔	ケーブル定着部	207	0.68~1.83	3.82~32.2	4.46~16.5
	2柱部		1.40~2.04	4.78~11.7	10.5~18.1
	基部		1.47~1.75	8.03~13.6	3.61~7.10
3P主塔	ケーブル定着部	211	0.66~1.80	3.69~31.6	4.30~16.2
	2柱部		1.38~2.02	4.70~11.6	10.3~17.8
	基部		1.47~1.77	8.08~14.2	3.64~7.43
4P主塔	ケーブル定着部	201	0.68~1.79	3.82~29.8	4.46~15.3
	2柱部		1.22~1.70	3.83~9.84	9.02~15.1
	基部		1.31~1.48	7.11~11.1	3.19~5.76

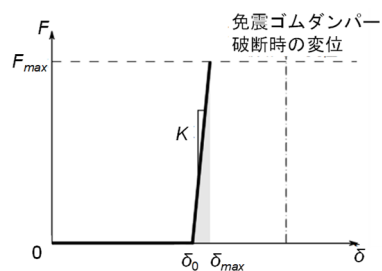
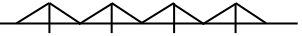


図 7.21 ストッパーのモデル



7.5.2 限界状態の目安

シナリオ地震動 2 に対する要求性能は、道示 V のレベル 2 地震動を超過する地震動に対して、致命的な状態とならないことを求めている。これは橋梁全体系として崩壊しないことの確認が求められるものである。一方、構造計算によって生じる結果に対して照査する場合には部材単位の限界状態を設定する必要がある。しかし、対象橋梁は高次の不静定構造物であるため、ある部材が目標限界状態を超える損傷が生じても橋梁全体系としては安定することも十分考えられる。したがって、部材単位の限界状態の照査のみによって要求性能を満たすことが困難な場合に、この照査を満足させるために部材の補強を行うことも橋としてのシステムリダンダンシーを考慮しておらず、合理的な設計とはならない。そこで、次に示す 2 段階の照査により要求性能に対する照査を行うこととした。段階 1 としては、部材としての目標限界状態を設定し、部材としての性能が満足されたかを確認する。段階 2 としては、段階 1 の結果、目標限界状態を満足しない、または複数の部材の破壊が構造安全性に著しく影響を与えると懸念される場合には、有限要素法（FEM）による耐荷力評価や損傷した状態を考慮した構造系全体を対象に構造安全性を確認する。つまり、破壊プロセスの評価そのものがそれに該当する。

表 7.12 にシナリオ地震動 2 に対する段階 1 の各部材の目標限界状態を示す。致命的な状態とならない要求性能に対して、部材単位としては主桁、主塔、橋脚、基礎のそれぞれに対して最大強度点を超えない状態を目標とした。主桁は 7.3.2 に示した座屈固有値解析において桁全長の剛性低下に対して不安定化しないひずみ値とした。主塔は 2 軸曲げが作用する状態となるが、道示 V に示される限界ひずみ ε_a は 2 軸曲げに対応したものではない。そこで本研究においては主塔の最大耐力はファイバー要素による軸力および二軸曲げに対する照査法として提案されている徳永らの研究[7-31]に示される耐力評価法を参考に式(7.1)により評価した。

$$\left(\frac{N}{N_u}\right)^{1.6} + \left(\sqrt[1.8]{\left(\frac{M_{(y)}}{M_{u,(y)}}\right)^{1.8} + \left(\frac{M_{(z)}}{M_{u,(z)}}\right)^{1.8}}\right)^{0.82} \leq 1.0 \quad (7.1)$$

ここで、

- N : 応答軸力
- N_u : 連成座屈強度
- $M_{(y)}$: y 軸回りの応答曲げモーメント
- $M_{u,(y)}$: y 軸回りの基本曲げ強度
- $M_{(z)}$: z 軸回りの応答曲げモーメント
- $M_{u,(z)}$: y 軸回りの基本曲げ強度

また、ケーブルおよび支承は破断しないことを目標とし、橋脚および基礎は道示 V を参考とした。

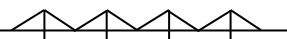


表 7.12 シナリオ地震動 2 に対する部材の目標限界状態

部材区分	種類	目標限界状態	数値目標
主桁	鋼床版 分離2箱桁	最大強度点を超えない状態	$\epsilon_{\max} < 2\epsilon_y$
主塔	鋼製主塔 (橋軸A型)	最大強度点を超えない状態	部材の最大耐力以下
ケーブル	ストランド ケーブル	破断しない	$P_{\max} < P_u$
橋脚	鋼製 ラーメン橋脚	最大強度点を超えない状態	$\epsilon_{\max} < \epsilon_a$
支承	免震ゴム ダンパー	破断しない	$\gamma < 300\%$
基礎	鋼管矢板基礎	最大強度点を超えない状態	応答塑性率<塑性率4

7.5.3 目標限界状態に対する照査

シナリオ地震動 2 のうち、最も影響の大きい大阪湾断層帯（摩耶断層）（ORN111）の結果を示す。主桁の橋軸方向の最大ひずみ分布を図 7.22 に示す。縦軸は応答ひずみを降伏ひずみにより除した値を示す。主塔付近において降伏をわずかに超えるひずみ値が生じているが、全区間において目標限界値以下であることが確認できる。次に主塔の高さ方向の最大ひずみ分布を図 7.23 に、それに基づく耐力照査結果の分布を図 7.24 に示す。ここでは、代表として最も応答の大きい 4P 主塔の結果を示す。また、図 7.23 の縦軸は応答ひずみを降伏ひずみにより除した値を示す。図 7.23 によるとケーブル定着部、主塔基部上端および下端に比較的大きな最大ひずみが発生している。図 7.24 によると主桁より上部においては耐力照査が 1.0 を下回り、最大耐力以下であるが、基部の上下端において最大耐力を上回る結果となった。これについては、段階 2 として破壊プロセスの照査による確認を行うとともに、7.6.2 において後述する FEM 解析により詳細な耐力評価を行う。ケーブルの橋軸方向の最大張力分布を図 7.25 に示す。縦軸は発生する張力を降伏張力により除した値を示す。主塔付近において降伏をわずかに超える張力が生じているが、全区間において目標限界値以下であることが確認できる。橋脚の高さ方向の最大ひずみ分布を図 7.26 に示す。ここでは、代表として最も応答の大きい P4 橋脚の結果を示し、縦軸は応答ひずみを降伏ひずみにより除した値を示す。橋脚基部に向かって徐々にひずみが大きくなり降伏を超えるが、目標制限値 $7\epsilon_y$ 以下であることが確認できる。支承の最大せん断ひずみを図 7.27 に示す。ストッパーが作用するため、いずれの支承も最大せん断ひずみは目標制限値以下であることが確認できる。

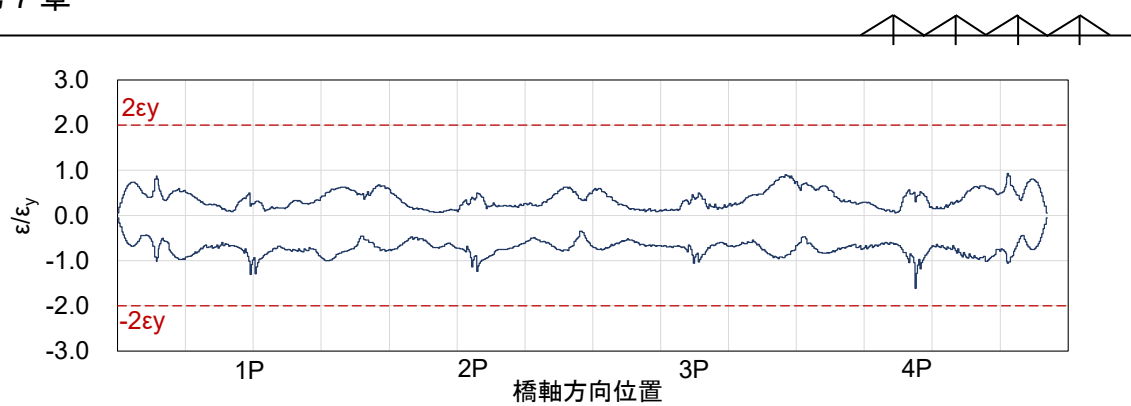


図 7.22 主桁の最大ひずみ分布

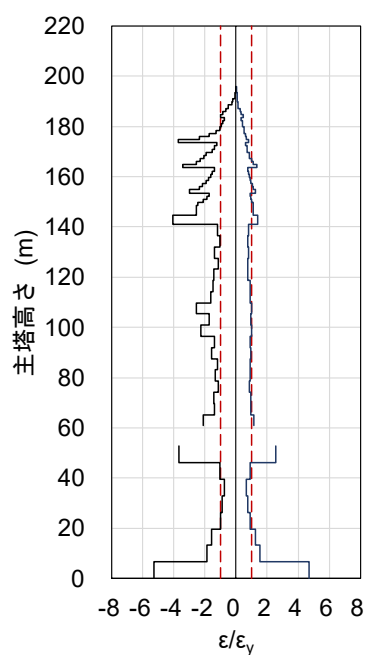


図 7.23 4P 主塔の最大ひずみ分布

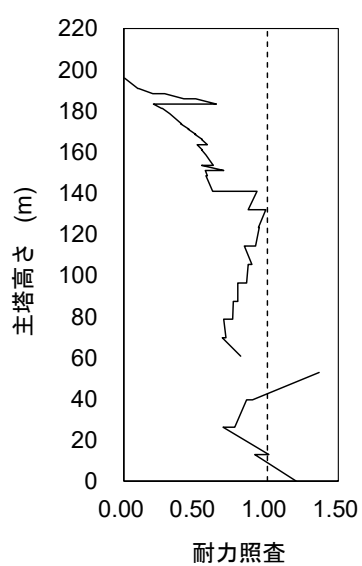


図 7.24 4P 主塔の耐力照査の結果

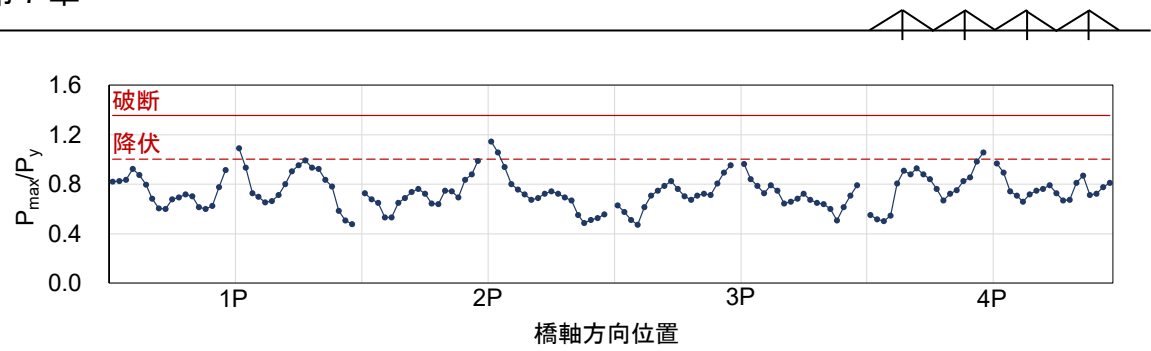


図 7.25 ケーブルの最大張力分布

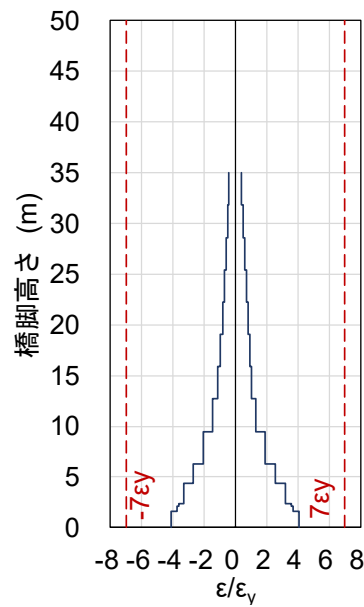


図 7.26 P4 橋脚の最大ひずみ分布

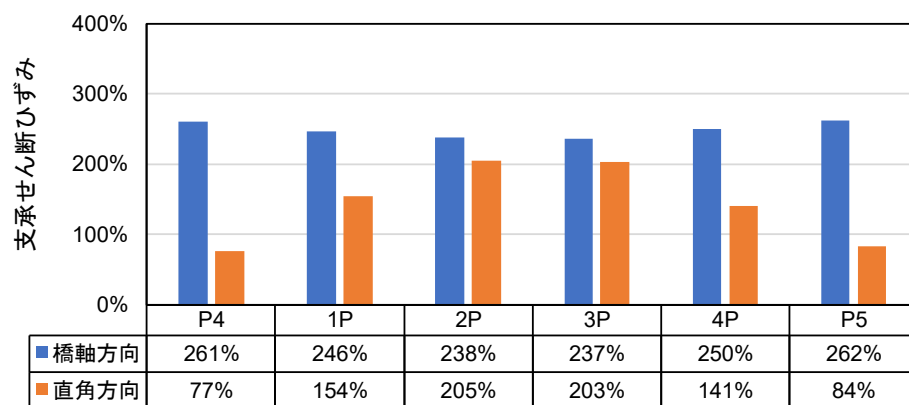
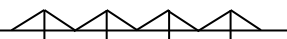


図 7.27 支承の最大せん断ひずみ



7.6 破壊プロセスの評価

7.6.1 プッシュオーバー解析による検証

7.4 に示した構造および解析モデルに対して図 7.11 および図 7.12 に示した望ましい破壊プロセスとなることをプッシュオーバー解析により検証を行う。ここでは最も影響の大きいシナリオ地震動 2 のうち大阪湾断層帯（摩耶断層）を対象とした動的解析の結果から図 7.11 および図 7.12 に示した避けるべき破壊プロセスに示される変形モードを再現した荷重状態を荷重倍率 $SF=1$ として静的に漸増解析を行う。対象とする変形モードについて、橋軸方向を図 7.28 に、橋軸直角方向を図 7.29 に示す。橋軸方向は、図 7.11 の避けるべき破壊プロセスに示される主塔基部上下端に損傷が生じ得る変形モードとなる時刻（16.13 秒）を再現した荷重状態とした。橋軸直角方向は、図 7.12 の避けるべき破壊プロセスに示される主塔基部上下端に損傷が生じ得る変形モードとなる時刻（22.65 秒）を再現した荷重状態とした。橋軸方向における荷重倍率 SF とモード形状から変形の大きい主桁の 2P から 3P 間中央の変位の関係を図 7.30 に示す。図中には主な損傷イベントをプロットし、表 7.12 の目標限界値に達したものを黒丸に示す。なお、主塔の最大耐力は、7.6.2 に後述する FEM 解析により求めた値を用いた。これによると荷重倍率 SF が 1 を超えるまで変位が急増せず、設定したシナリオ地震動に対して部材の降伏が生じるものの橋梁全体系として剛性を保つことが確認された。その後、荷重倍率 SF が 1.05 から剛性低下が始まり、荷重倍率 SF が 1.28 以上において構造不安定となる。主な破壊プロセスとして、4P 主塔基部下端が降伏したのち、4P 主塔基部上下端の塑性化に至り、4P 主塔基部下端が最大耐力を迎えたのち 4P 主塔基部上端が同様に最大耐力を迎える。その後、主桁の最大耐力を迎え、変位の増加とともに終局に至っている。したがって、主塔や主桁などの様々な部位において多層的に塑性化が生じ、十分なエネルギー吸収を図りつつ荷重支持機能を維持しながら終局を迎えているため、図 7.11 に示す望ましい破壊プロセスであるといえる。橋軸直角方向における荷重倍率 SF とモード形状から変形の大きい主桁の 3P から 4P 間中央の変位の関係を図 7.31 に示す。図中のプロットは図 7.30 と同様である。これによると荷重倍率 SF が 1 を超え 3 程度から部材の降伏が生じ、荷重倍率 SF が 4 から剛性低下が始まり、荷重倍率 SF が 5.15 以上において構造不安定となる。主な破壊プロセスとして、3P 主塔基部下端が降伏したのち、3P 主塔 2 柱部の降伏、3P 主塔基部上下端の塑性化に至り、3P 主塔基部上端が最大耐力を迎えたのち、3P 主塔 2 柱部が最大耐力を迎える。その後、主桁の最大耐力、3P 主塔基部の最大耐力を迎え、変位の増加とともに終局に至っている。したがって、主塔や主桁などの様々な部位において多層的に塑性化が生じ、十分なエネルギー吸収を図りつつ荷重支持機能を維持しながら終局を迎えているため、図 7.12 に示す望ましい破壊プロセスであるといえる。また、終局に至る荷重倍率は十分に大きく、対象橋梁は橋軸 A 型主塔であることから懸念された橋軸直角方向に対する冗長性を十分に有しているといえる。

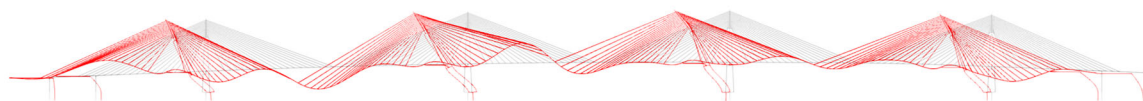


図 7.28 橋軸方向における解析対象とする変形モード

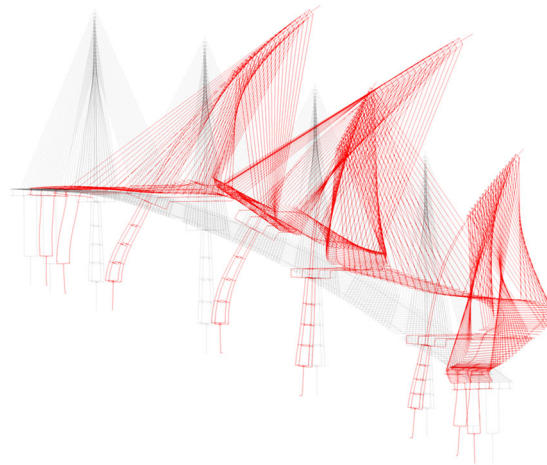
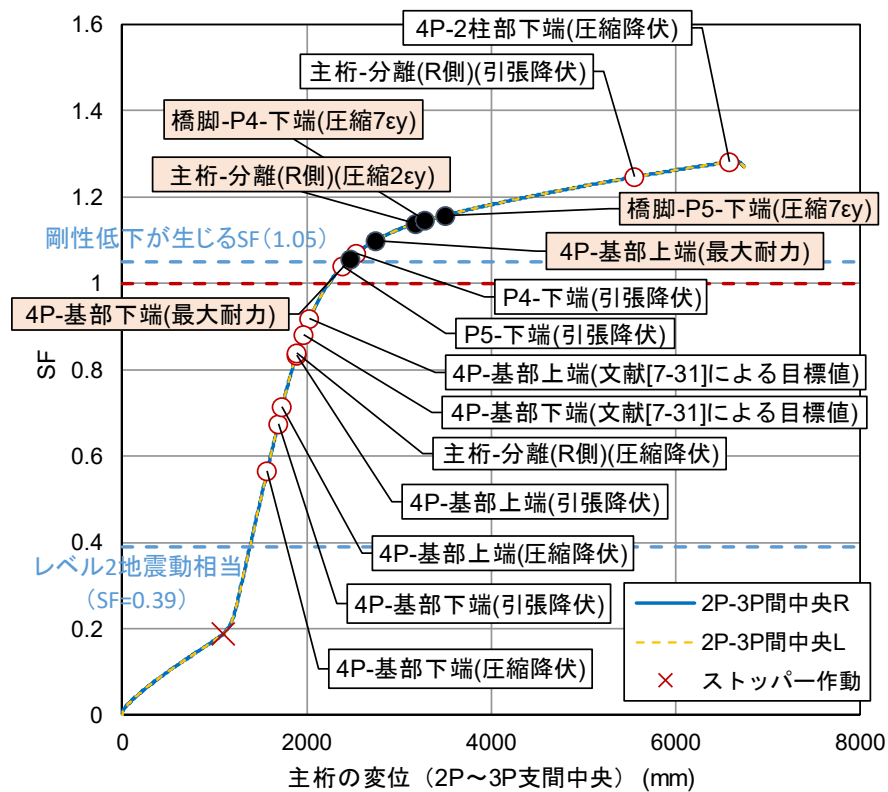
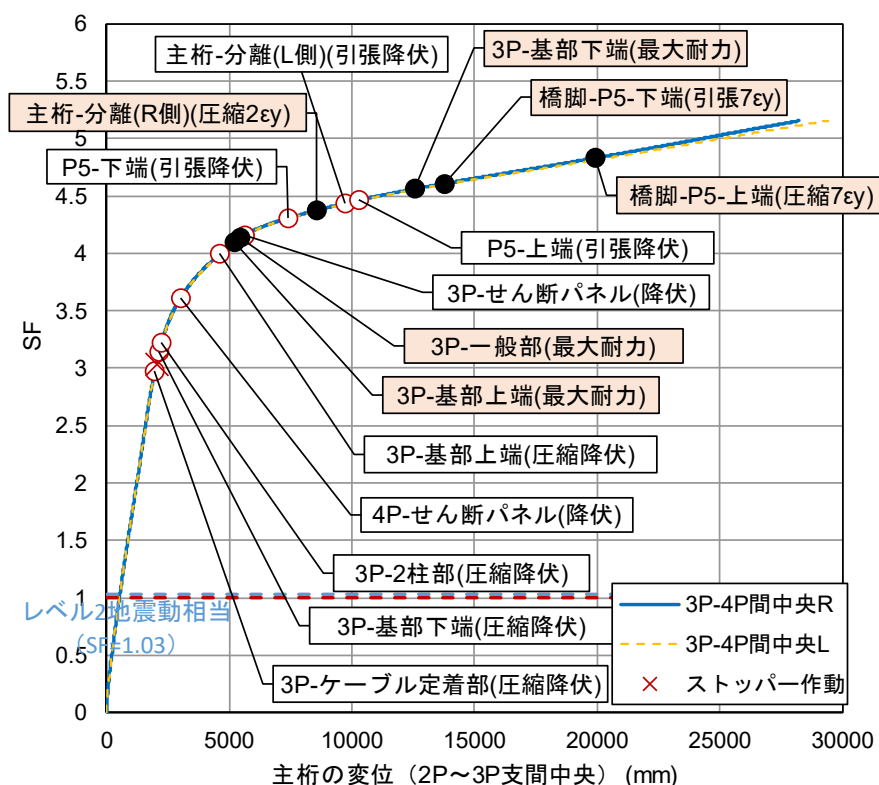


図 7.29 橋軸直角方向における解析対象とする変形モード



図 7.31 橋軸直角方向における荷重倍率 SF と主桁変位の関係

7.6.2 主塔最大耐力の評価

主塔の耐力評価は式(7.1)により行っていたが、図 7.24 に示したとおり、式(7.1)の左辺が 1.0 を上回り照査を満足していなかった。そこで、最も応答の大きい 4P 主塔を対象に部材の局部座屈等を考慮できる FEM 解析により詳細な耐力評価を行う。解析モデルはプッシュオーバー解析に用いた骨組みモデルに対して、図 7.32 に示すように 4P 主塔を FEM モデル（シェルモデル）に置き換えたモデルとする。また、骨組み解析においてはモデル化していないケーブル定着部近傍の縦シャイブ等もモデル化する。7.6.1 と同様にシナリオ地震動 2 である大阪湾断層帯（摩耶断層）における橋軸方向の荷重状態を荷重倍率 $SF=1$ として静的に漸増解析を行う。

荷重倍率 SF と 4P 主塔における塔頂部変位の関係を図 7.33 に示す。4P 主塔はシナリオ地震動 2 相当の荷重倍率 $SF=1.0$ に対して剛性を維持し、最大荷重は荷重倍率 $SF=1.1$ となることからシナリオ地震動 2 に対して構造安全性が確保されていることを確認した。したがって、対象橋梁は要求性能を満足しているといえる。

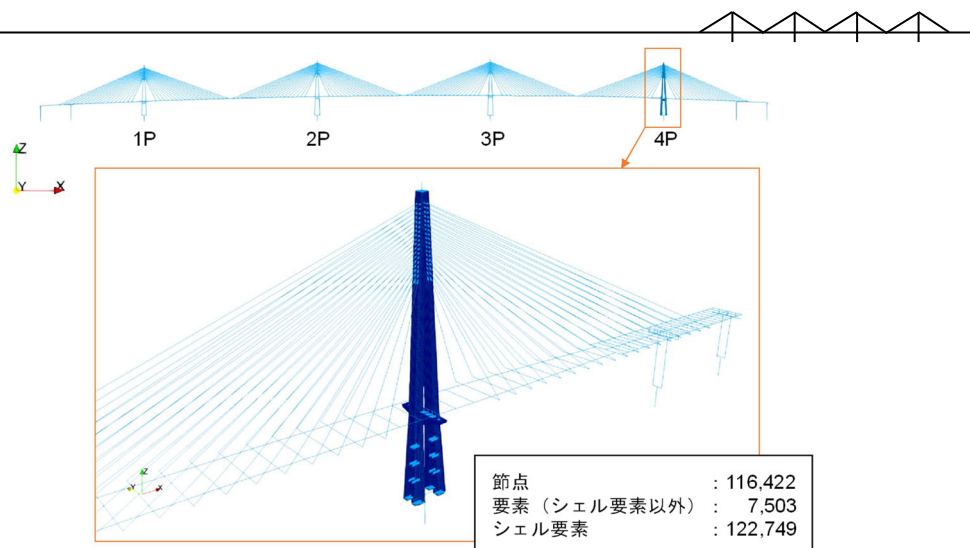


図 7.32 4P 主塔における FEM モデル

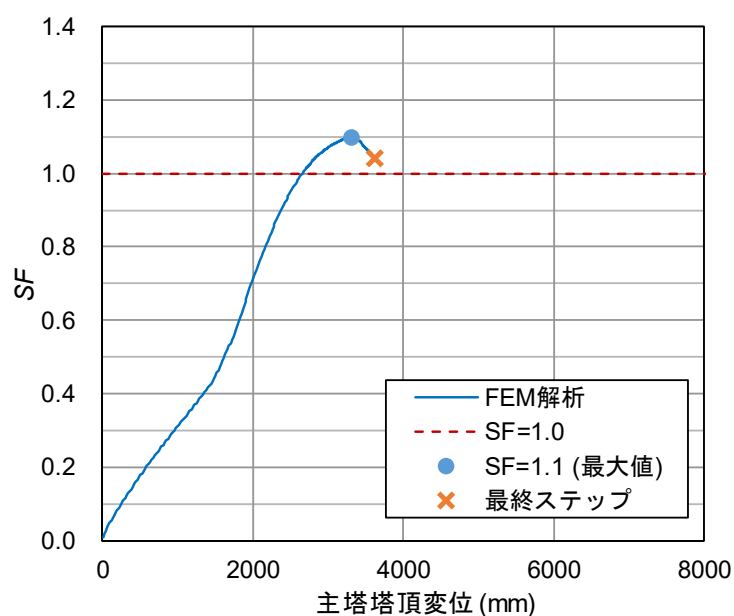
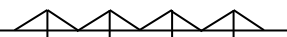


図 7.33 FEM 解析による 4P 主塔の荷重—変位関係

7.6.3 漸増動的解析による検証

7.6.1 において示したプッシュオーバー解析は静的な検討であることから動的な影響を確認するため 7.5.1 における構造および解析モデルに対して図 7.11 および図 7.12 に示した望ましい破壊プロセスとなることを漸増動的解析 (IDA) により検証を行う。ここでは最も影響の大きいシナリオ地震動 2 のうち大阪湾断層帯 (摩耶断層) を対象とし、これを荷重倍率 $SF=1$ とした。IDA は入力地震動の加振倍率を漸増させながら非線形時刻歴応答解析を繰り返し行った結果に基づき、加振倍率と応答値の関係から構造物の耐震性を評価する手法である[7-32]。ここでは加振倍率を 0.25 毎に漸増させた値 (0.5~3.0) とし、降伏および目標限界値によりイベントを整理した。なお、主塔の最大耐力は、7.6.2 に示した FEM 解析により求めた値を用いた。橋軸方向における荷重倍率 SF と各部材の損傷イベント



を図 7.34 に示す。ここで、荷重倍率 $SF=3$ の動的解析において目標限界値に至らなかった部材は、荷重倍率 $SF=3$ のプロットに上向き矢印を付し、目標限界値となる荷重倍率 SF が 3 以上であることを示している。損傷順序としては、主塔 2 柱部の降伏が先行し、主塔基部下端、主塔基部上端、主桁、橋脚と徐々に降伏した後に、主塔基部下端および上端が最大耐力に達する。この状態に至るまでに様々な部位において多層的に塑性化が生じ、十分なエネルギー吸収を図りながら終局を迎えると考えられるため、図 7.11 に示す望ましい破壊プロセスであるといえる。橋軸直角方向における荷重倍率 SF と各部材の損傷イベントを図 7.35 に示す。ここで、図中の荷重倍率 $SF=3$ のプロットに上向き矢印を付したものは、図 7.34 と同様である。橋軸直角方向はシナリオ地震動 2 と道示 V のレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルが主要モードの固有周期帯において同程度の規模であるため、荷重倍率 $SF=1$ 以下において降伏は生じない。荷重倍率 $SF=1$ を超えると損傷順序としては、主塔 2 柱部上端の降伏が先行し、主塔基部下端、主塔 2 柱部下端と徐々に降伏した後に、主塔 2 柱部上端において最大耐力、その後主塔 2 柱部下端において最大耐力に達する。この状態に至るまでに様々な部位において多層的に塑性化が生じ、十分なエネルギー吸収を図りながら終局を迎えると考えられるため、図 7.12 に示す望ましい破壊プロセスであるといえる。

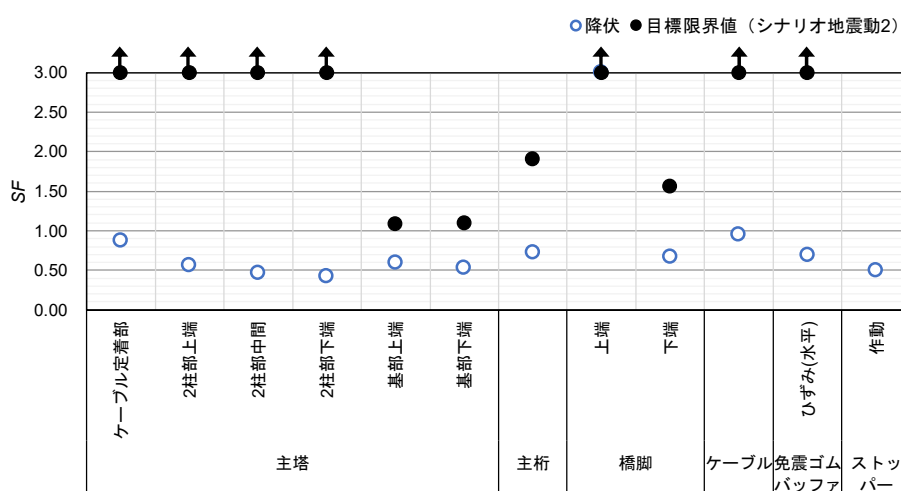


図 7.34 橋軸方向における漸増動的解析による損傷イベント

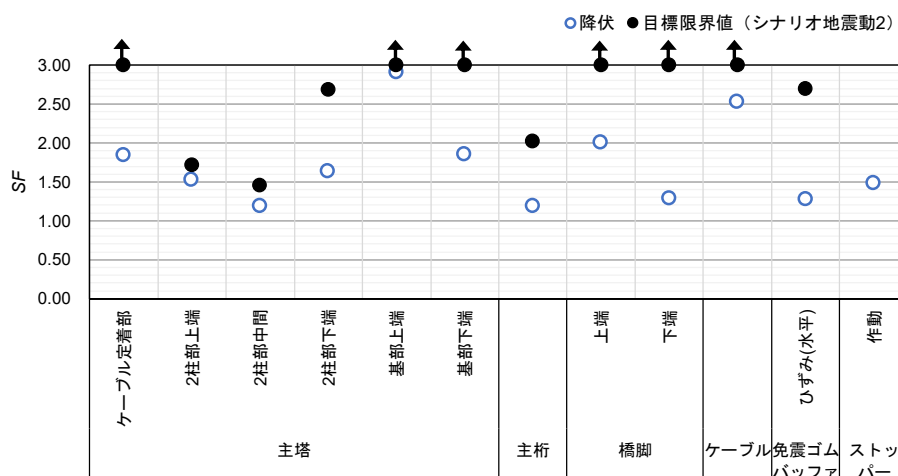
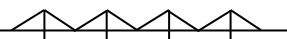


図 7.35 橋軸直角方向における漸増動的解析による損傷イベント



7.7 大阪湾断層帯のとう曲変位による影響

7.7.1 検討方針

研究対象橋梁は、図 7.36 に示すように大阪湾断層帯が分岐した摩耶断層と交差しており、地震動のみならず、断層の変位による影響を受ける可能性がある。大阪湾断層帯は、全体として長さが約 39km、北東から南西方向に位置し、西側が東側に対して相対的に隆起する逆断層が卓越する（右横ずれ成分も含む）断層であり、ほぼ直線上に分布する連続した断層であるため、全体が 1 区間として活動すると考えられている。対象橋梁が位置する大阪湾は、深さ 2,000m にもなる堆積層が存在し、断層変位により堆積層がとう曲として現出するため、地質調査等からとう曲変位を推定し、それによる対象橋梁に与える影響を検討する。



図 7.36 対象橋梁周辺の断層

7.7.2 とう曲変位量の推定

(1) 地質調査

過去の断層活動により地層が変形を受けていると想定される箇所をとう曲と考え、その分布形状を調査する。調査位置を図 7.37 に示す。海上音波探査は海底下 100m 以浅を対象とし、ボーリング調査は複数のボーリングコア資料を用いて、とう曲の変形の有無や変形量の把握を行う。ボーリング調査結果を音波探査断面に投影した結果を図 7.38 に示す。これによると、洪積粘土層（Ma12 層）において明確な地層のとう曲構造が確認できることから Ma12 層を調査対象地層とし、その変形範囲よりとう曲幅は約 1400m と推定した。また、累積とう曲変位量は Ma12 層の基底の標高差から推定する。累積とう曲変位量推定方法を図 7.39 に示す。2P 主塔および 4P 主塔位置のボーリング調査から累積とう曲変位量 D は約 37m と推定した。

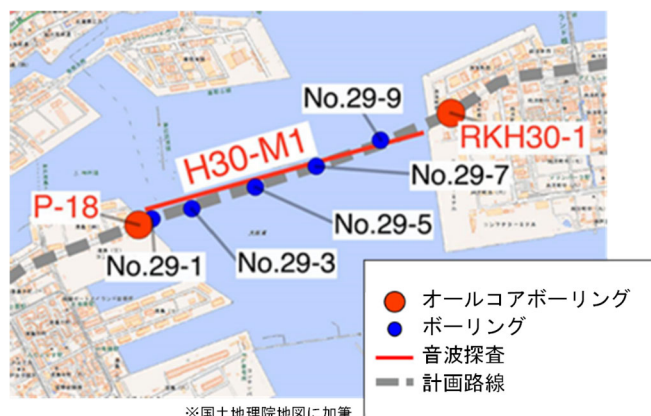


図 7.37 地質調査位置図

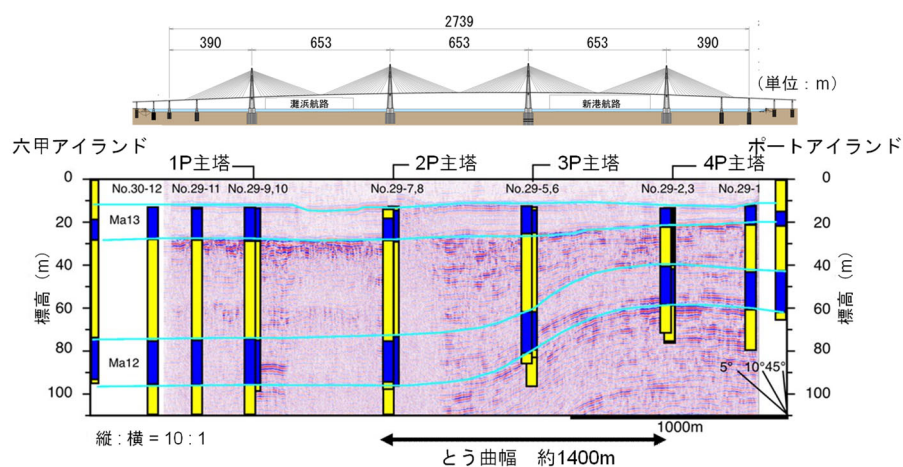


図 7.38 地質調査結果による地層状況図

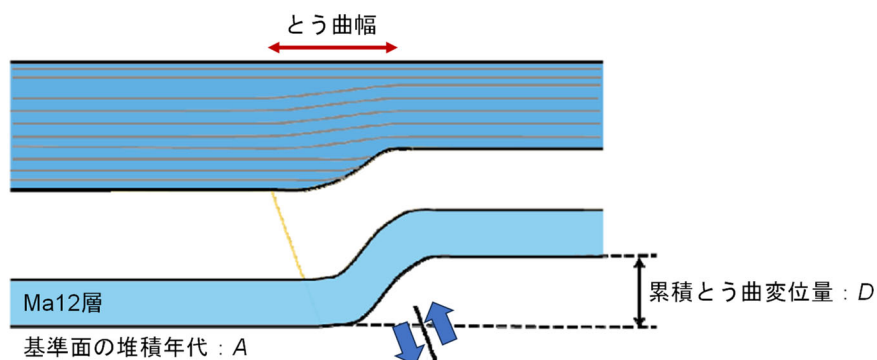
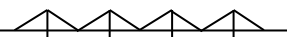


図 7.39 累積とう曲変位量推定方法

(2) とう曲変位量の推定

地質調査結果から推定した累積とう曲変位量に対して、平均変位速度を推定する。平均変位速度は Ma12 層の累積とう曲変位量 D を地層の堆積年代 A で除して求める。Ma12 層の堆積年代 A は既往文献[7-34]より約 12.7 万年前とすると、累積とう曲変位量 $D=37\text{m}$ を Ma12 層の堆積年代 $A=12.7$ 万年前で除し、平均変位速度は 0.294m/千年 となる。

次に平均活動間隔を設定する。大阪湾断層帯の平均活動間隔は、神戸空港建設時のボーリング調査



において平均活動間隔を約 1500 年～4400 年[7-35]としているが、活動間隔が長くなれば 1 回の変位量が大きくなることから、上記調査において検討された複数の活動間隔の中から安全側となるように平均活動間隔を 5000 年と設定する。

以上を踏まえ、平均変位速度に対して平均活動間隔を乗じることにより断層活動 1 回あたりのとう曲変位を算定すると 1.47m/回となる[7-36]。

7.7.3 とう曲変位時の橋梁基礎天端変位量の推定

とう曲変位時の対象橋梁基礎天端に作用する変位量は地盤を対象とした 2 次元線形 FEM 解析により推定する。基礎天端の変位量の推定方法を図 7.40 に示す。地質調査結果から推定したとう曲変位量を Ma12 層下面に強制変位として作用させ、基礎天端の鉛直変位、水平変位、回転角を推定した。なお、橋梁は基礎、主塔および橋脚のみをモデル化している。

FEM に用いる土質パラメータは、ボーリング調査結果および既往の文献[7-37]から設定する。想定するとう曲構造を表 7.13 に示す。とう曲の傾斜角は既往文献[7-23]、[7-38]から 60° から 80° （地下 3km 以浅）と推定されていることから、本研究においては、傾斜角を 60° と 80° を基本とし、不確定性による変動を考慮したケースとして、水平方向の変位が大きくなる 45° のケースも想定した。断層活動 1 回あたりのとう曲変位量は、鉛直変位を 1.47m とし、水平変位は傾斜角に応じて入力した。とう曲変位の不確定性による変動を考慮したケースとして、活動間隔を既往文献[7-23]に記載された最大値 7000 年とした変位倍率 $\alpha=1.40$ 倍、変位量を既往文献[7-23]、[7-39]より大阪湾断層帯の断層変位量の最大値である 3.5m とした $\alpha=2.38$ 倍のケースを設定した。解析結果の一例として傾斜角 60° の基礎天端変位状況を図 7.41 に、基本ケースの基礎天端変位量を表 7.14 に示す。基礎天端変位量は、鉛直変位のみならず、傾斜角の影響により水平変位および回転が生じていることが確認できる。

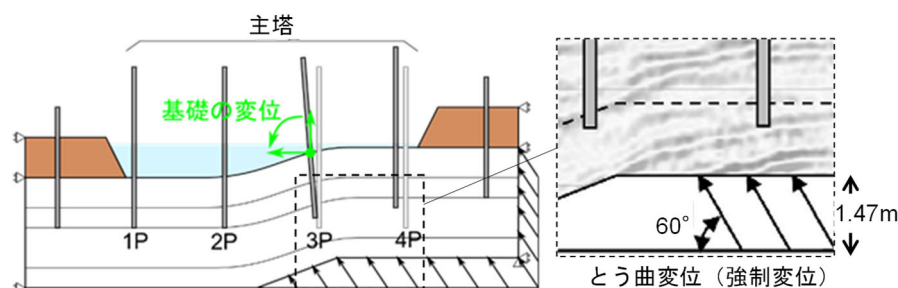


図 7.40 基礎天端の変位量推定方法

表 7.13 とう曲構造の検討ケース

	基本ケース		不確定性を考慮したケース				
とう曲傾斜角	60°	80°	45°	60°	60°	80°	80°
とう曲変位量	1.47	1.47	1.47	2.06	3.5	2.06	3.5
とう曲変位倍率	1.00	1.00	1.00	1.40	2.38	1.40	2.38

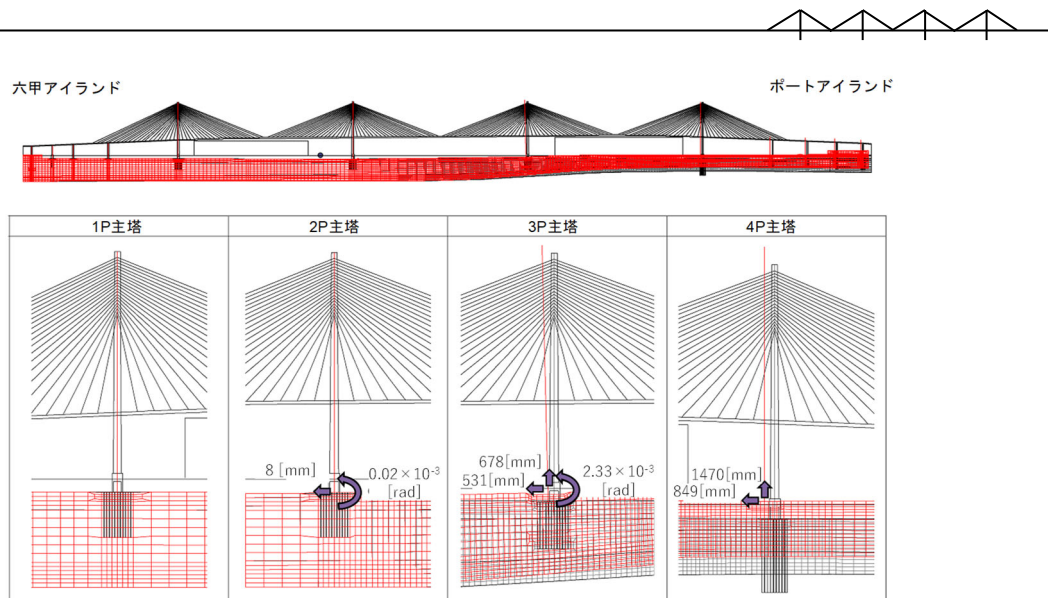


図 7.41 基本ケース（傾斜角 60°）の基礎天端変位状況

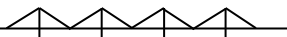
表 7.14 基本ケースの基礎天端の変位量

	傾斜角80°			傾斜角60°		
	橋軸方向 (mm)	鉛直方向 (mm)	回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)	橋軸方向 (mm)	鉛直方向 (mm)	回転角 ($\times 10^{-3}$ rad)
P1橋脚	0	0	0.00	0	0	0.00
P2橋脚	0	0	0.00	0	0	0.00
1P主塔	0	0	0.00	0	0	0.00
2P主塔	-5	0	-0.01	-8	0	-0.02
3P主塔	-269	655	-2.33	-531	678	-2.33
4P主塔	-262.00	1470.00	-0.01	-849.00	1470	0.00
P3橋脚	-259	1470	0.00	-849.00	1470	0.00
P4橋脚	-259.00	1470.00	0.00	-849.00	1470	0.00

7.7.4 とう曲変位による橋梁応答への影響

上述で検討したとう曲変位による基礎天端変位量を橋梁構造の解析モデルに強制変位として入力し橋梁応答への影響を確認する。検討に用いた解析モデルおよび解析条件は、図 7.20、表 7.10 および表 7.11 のとおりである。なお、とう曲変位を入力した静的解析においては主塔基部および橋脚基部の支持条件は固定とした。また、橋脚支承部のストッパーは考慮していない。

基本ケースのうち橋梁応答への影響の大きい傾斜角 60°，とう曲変位量 1.47m の結果を図 7.42 に示す。主塔基部は降伏に対して最大 13%から 17%の応力，ケーブルは降伏に対して最大 4%程度の応力，主桁は降伏に対して最大 19%程度の応力が発生するが，いずれも降伏に対して十分に小さく，安全性に与える影響は小さい。これは対象橋梁が橋長の長い吊り構造であることからとう曲による変位を橋梁全体系により吸収するためである。また，桁端部の遊間は最大 121mm 減少する程度であり，間



題のない範囲である。以上のことから、対象橋梁は要求性能を満足しているといえる。また、不確定性を考慮した検討においては、既往文献[7-40]～[7-44]において冗長性が高いことが示されている。なお、とう曲変位による基礎構造への影響は既往文献[7-45]を参照されたい。

次にとう曲変位に加え地震動による影響を確認する。本研究においては、とう曲変位による強制変位を橋梁モデルに与えたのち、地震動による時刻歴応答解析を行った。対象とするとう曲変位は、図 7.42 に示したケースを、対象とする地震動は、対象断層が滑動したシナリオ地震動 2 である大阪湾断層帯（摩耶断層）（ORN111）とした。地震動のみを入力した基本ケースととう曲変位による強制変位を加えたケースの最大応答の比較を表 7.15 に示す。主桁の最大ひずみは、基本ケースに比べとう曲変位を考慮した場合、1.32 倍に増加し、最大ひずみ降伏比は 2.18 になる。目標限界状態の数値目標を超える箇所は、2P 主塔の支点位置のみであり、当該部位に損傷を想定した塑性ヒンジを挿入した解析モデルにおける座屈固有値解析の結果、構造安定性が確認されており、致命的な状態には至らないと考えられる。主塔の最大応答は、徳永らの照査式[7-31]による比較を行った結果、基本ケースに比べとう曲変位を考慮した場合、1.13 倍に増加し、1.53 になる。主塔の最大耐力として 7.6.2 に示した FEM 解析により求めた値を考慮すると、致命的な状態には至らないと考えられる。ケーブルの最大応力は、基本ケースに比べとう曲変位を考慮した場合、1.01 倍とわずかな増加にとどまり、目標限界状態の数値目標を下回ることが確認された。橋脚の最大ひずみは、基本ケースに比べとう曲変位を考慮した場合、0.92 倍に低減した。しかし、橋脚の支承部のストッパーを考慮していないため、図 7.26 より小さい値となっている。主塔部支承は、ストッパーにより変位を制限しているため、両ケースとも最大せん断ひずみは 250%となっている。以上のことから、対象橋梁は要求性能を満足しているといえる。なお、とう曲変位および地震動による基礎構造への影響は既往文献[7-46]を参照されたい。

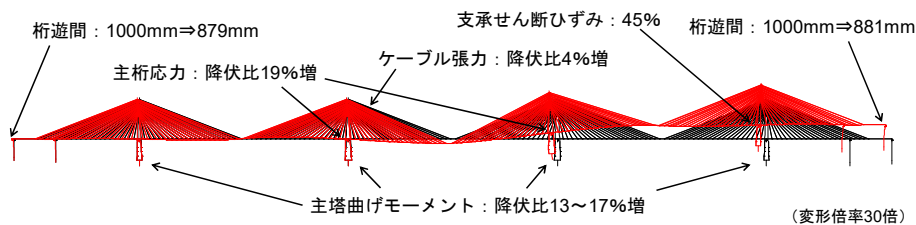
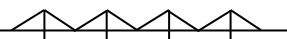


図 7.42 基本ケース（傾斜角 60°）における各部材の最大応答

表 7.15 基本ケースととう曲変位を考慮したケースの最大応答の比較

部材	項目	基本ケース	とう曲変位を考慮	増減率
主桁	最大ひずみ比 ($\epsilon_{\max}/\epsilon_y$)	1.64	2.18	1.32
主塔	耐力照査値	1.35	1.53	1.13
ケーブル	最大応力比 ($\sigma_{\max}/\sigma_y$)	1.14	1.16	1.01
橋脚	最大ひずみ比 ($\epsilon_{\max}/\epsilon_y$)	2.25	2.06	0.92
主塔部支承	せん断ひずみ	250%	250%	1.00

※耐力照査値は徳永ら[7-31]に基づく



7.8 耐震構造計画における計画コンセプトの実現性に対する検証

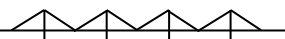
本章における計画コンセプトの実現性に対する検証結果を表 7.16 に示す。耐災害性、景観、維持管理性の3つの柱からなる計画コンセプトを高度に両立することを目指し、橋梁全体の剛性向上のため第4章に示した橋軸A型主塔および分離2箱桁を有する4主塔連続斜張橋に対して、危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案し、それに基づく構造特性および破壊形態の評価を踏まえた耐震戦略を示した。主桁の支持条件は、長周期構造の特徴を生かし機能分離支承による免震構造を基本として積極的にエネルギー吸収能を高めるとともに過度な変形を抑制するため、ストッパーを有している。また、橋軸直角方向の冗長性を確保するため、橋軸A型主塔の基部を直角方向に2本柱としている。

耐災害性に関する計画コンセプトにおいては、「非常時においても、地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること」を示している。本橋は、道示Vに示されるレベル2地震動に対する橋の状態は弾性範囲内にとどめており、基準によって想定される地震動に対しては計画コンセプトを満たすものと考えられる。また、計画コンセプトにおいては、「設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと」を求めている。これに対しては、設計状況の想定として架橋地周辺に存在する断層が本橋に対する影響が大きく、かつ最大級に活動した場合のシナリオ地震動を設定し、そのシナリオ地震動による橋の状態は致命的な状態に至らないことを確認している。さらに、設計基準を上回る超過作用に対して望ましい破壊プロセスとなるかをプッシュオーバー解析および漸増動的解析により確認している。これらの検討から、設定した耐震戦略に基づく構造とすることにより計画コンセプトを高度に実現するものであると考えられる。また、「これまでの橋梁技術の知見の蓄積に、先進的な技術を組み合わせ、より効率的に性能を確保できる構造とすること」に対しては、我が国初、かつ世界的にも類を見ない規模の橋軸A型主塔および分離2箱桁を有する4主塔連続斜張橋という先進的な技術に対して、我が国の耐震技術の粋を集めた耐震対策や検討手法を組合せることによる高性能化を図っており、計画コンセプトを実現できたものと考えられる。

以上を踏まえ、景観や維持管理性を高度に維持しつつ主に耐震性の観点からのコンセプトに対しても実現でき、計画コンセプトを高度に両立した4主塔連続多径間連続斜張橋を提案できたものと考えられる。

表 7.16 耐震構造計画における計画コンセプトの実現性に対する検証

計画コンセプト		対応状況
災害時においても、人流・物流ネットワーク機能を確保できる道路	設計の想定と異なる状況に対しても、致命的な状態になりにくいこと	○：設計地震動を超えるシナリオ地震動を想定 ○：超過作用に対して望ましい破壊プロセスとなることを確認 ○：断層変位に対して冗長性を有する構造であることを確認
	非常時においても、地域の道路ネットワークとして速やかに機能すること	○：設計地震動に対して弾性範囲内の挙動であることを確認
	これまでの橋梁技術の知見の蓄積に、先進的な技術を組み合わせ、より効率的に性能を確保できる構造とすること	○：構造特性や破壊形態を踏まえた耐震戦略に基づく構造 ○：高度な解析技術により性能を確認
「みなと神戸」にふさわしい世界に誇れる景観を創出する道路	地域をつなぐ線としての連続性を意識し、「みなと神戸」にふさわしく、まちの魅力づくりに貢献できること	○：景観に影響を与える変更はない
	百年先の土地利用の変化にも対応しうること	—
	社会環境や自然環境と調和すること	—
将来にわたって健全な状態を維持し、時代の変化に対応できる道路	百年、さらにその先においても、健全で快適な状態を維持しやすいこと	○：比較的維持管理しやすく、シンプルな制震デバイスを採用している
	将来の社会環境の変化にも対応が容易な構造とすること	—
	維持管理しやすい構造であるとともに、先進的な技術の活用により、高度化及び効率化が図られた構造とすること	○：機能分離支承としてゴムダンパーの交換が比較的容易

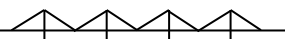


7.9 まとめ

本章では、多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した構造計画段階における耐震構造計画手法を提案し、それに基づきこれまでにない規模の多径間連続斜張橋に対して地震時構造特性および破壊形態を明らかにするとともに、設計基準に基づく性能評価に加え、設計想定と異なる地震作用への危機耐性や冗長性を確保することを目標とした耐震戦略を示した。さらに、構造特性および破壊形態を踏まえて、構造不安定を引き起こす損傷イベントを特定し、致命的な状態に至る過程においても様々な損傷イベントを経ながら荷重支持機能が維持されることを目標としたプッシュオーバー解析および漸増動的解析による検討方法を示した。それらを4主塔連続斜張橋に対して適用し、危機耐性や冗長性が確保された構造であることを示すことにより、検討手法の有効性を明らかにするとともに、計画コンセプトに基づく耐震構造計画の実現性を示した。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 構造特性の把握および破壊形態の評価を踏まえた耐震戦略の設定、想定する状況および要求性能の設定、破壊プロセスの検証からなる多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案した。
- (2) 4主塔連続斜張橋の構造特性に対する主桁の支持条件の影響を検討した結果、主桁の支持条件は可動支承および固定支承に比べ主塔に発生する曲げモーメントが低減するとともに適切に主桁の変位が抑制されることなどから免震支承が最適であることを明らかにした。
- (3) 塑性ヒンジを考慮した座屈固有値解析により、4主塔連続斜張橋の構造安定性が保たれる損傷と支承破断や主塔基部上下端など塑性ヒンジ化すると構造不安定を引き起こす損傷イベントを特定するとともに、致命的な状態に至る過程においても様々なイベントを経ながら荷重支持機能が維持されることを目標とした望ましい破壊プロセスおよび避けるべき破壊プロセスを明らかにした。
- (4) 構造特性および破壊形態の評価を踏まえ、水平方向の支持条件は弾性支持として長周期化させつつ、免震構造によるエネルギー吸収を図ることなどにより主桁の変位を適切に抑制することおよび主塔の不静定次数を上げることなど4主塔連続斜張橋の耐震戦略を示した。
- (5) 架橋条件周辺の断層を踏まえたシナリオ型地震動およびそれに対する要求性能を設定し、動的解析による照査を行った結果、対象橋梁は要求性能を満たすことを確認した。
- (6) プッシュオーバー解析および漸増動的解析により4主塔連続斜張橋の損傷順序を明らかにするとともに設定した望ましい破壊プロセスとなることを確認し、多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法の有効性を示した。
- (7) 研究対象橋梁と交差する大阪湾断層帯が活動した場合のとう曲変位量を推定し、それによる4主塔連続斜張橋に与える影響を検討した結果、安全性に与える影響は小さいことを明らかにした。

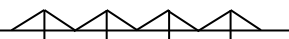


また、とう曲変位に加え地震動による影響を検討した結果、対象橋梁は要求性能を満たすことを確認した。

- (8) 以上の検討により景観および維持管理性を考慮した4主塔連続斜張橋に対して、その性能を維持しつつ耐震戦略を踏まえることにより危機耐性や冗長性が確保された構造であることが確認され、計画コンセプトを高度に両立した高性能な構造であることを示した。

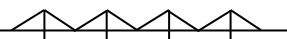
本章で得られた課題は以下のとおりである。

本章では多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案し、それを4主塔連続斜張橋に適用した結果、危機耐性や冗長性が確保された構造であることを示している。しかし、対象橋梁は大規模な斜張橋構造であることから減衰性能を確保する部材が少なく、さらなる冗長性の確保のためにはより多くのエネルギー吸収を図る必要がある。そのため、ケーブル定着部や支承部などにおける減衰付加構造の開発や大変位に対応した減衰性能を得られる制震デバイス等の開発が必要である。また、損傷制御設計の概念により積極的に塑性化を促す部位やデバイスなどの設定により、更なる冗長性の向上や合理化の余地があるものと考えられる。さらには、想定と異なる地震動に対する早期復旧戦略の策定とそれを踏まえた構造改善に向けた研究、地震発生時の損傷推定やリアルタイムモニタリングシステムと連携したデジタルツイン技術の活用による初動活動の迅速化に向けた研究などが必要である。

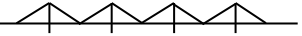


7.10 第 7 章 参考文献

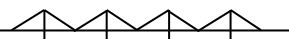
- [7-1] (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，1996.
- [7-2] (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.
- [7-3] 東日本大震災フォローアップ委員会・原子力安全土木技術特定テーマ委員会：原子力発電所の耐震・耐津波性能のあるべき姿に関する提言（土木工学からの視点），土木学会，2013.
(<https://committees.jsce.or.jp/2011quake/system/files/teigen.pdf>, 2024 年 1 月 23 日閲覧)
- [7-4] 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系－試案構築に向けての考察－，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.72, No.4, pp.I_459-472, 2016.
- [7-5] 性能に基づく橋梁の耐震構造計画・設計法に関する研究小委員会：性能に基づく橋梁の耐震構造計画・設計法に関する研究小委員会活動報告書，土木学会，2022.
- [7-6] 藤野陽三，畑山義人，佐藤靖彦，久保田善明，松井幹雄，八馬智，春日昭夫，安江哲：橋をデザインする，技報堂出版，2023.
- [7-7] (公社) 土木学会：橋の計画と形式選定の手引き，2023.
- [7-8] 岡本裕，中村俊一：合成主塔を用いた多径間連続斜張橋の静的および地震時挙動に関する研究，東海大学紀要工学部，Vol. 53, No. 1, pp. 41-48, 2013.
- [7-9] 杉山裕樹，金治英貞，渡邊裕規：主径間長 650m の多径間連続長大橋の構造特性と実現性に関する基礎的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.78, No.3, pp.331-349, 2022.
- [7-10] 杉山裕樹，佐藤彰紀，岡上政史，谷成二，上中一弘，平山博，池田大樹，松井哲平：コンセプト設計に基づく長大橋の橋梁計画～みなと神戸に架かる橋～，土木学会第 75 回年次学術講演会，CS3-15, 2020.
- [7-11] 大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会：中間とりまとめ(II)，2019. (https://www.hanshin-exp.co.jp/company/torikumi/useful/wanganseishinbu/files/2-2_seisinbu_tyukan_torimatome2.pdf, 2024 年 1 月 23 日閲覧)
- [7-12] 佐藤彰紀，杉山裕樹，吉澤努，後閑勇：大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋（新港・灘浜航路部）に対するとう曲変位の影響検討，第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム，2021.
- [7-13] 土木学会：鋼斜張橋－技術とその変遷－[2010 年版]，2010.
- [7-14] 杉山裕樹，岡上政史，佐藤彰紀，中村正人，松浦雅史，吉岡 勉：大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の剛性改善に関する検討，土木学会第 76 回年次学術講演会，CS3-32, 2021.
- [7-15] <https://structurae.net/en/structures/bridges/multiple-span-cable-stayed-bridges> (2023 年 10 月 29 日閲覧)
- [7-16] (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- [7-17] 土木学会：鋼・合成構造標準示方書 耐震設計編，2018.
- [7-18] 安積恭子，篠原聖二，杉山裕樹，吉澤努，平山博，吉岡勉：4 主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえた耐震戦略の検討，第 26 回橋梁等の耐震設計シンポジウム，2023.
- [7-19] 篠田隆作，杉山裕樹，篠原聖二，河野晴彦，鈴木俊洋，深谷茂広，舘浩司：座屈固有値解析による構造安定性の定量評価，第 25 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp.31-36, 2022.
- [7-20] 野上邦栄，岩崎秀隆，柴田晃一，長井正嗣：長大斜張橋主桁の耐荷力評価手法としての Ef 法の精度と終局強度照査法，土木学会論文集，No.668/I-54, pp.217-230, 2001.



- [7-21] 曾田信雄, 山田金喜, 木水隆夫, 広瀬剛, 鈴木基行: 東北地方太平洋沖地震により破断した積層
ゴム支承の性能試験, 構造工学論文集A, Vol.59A, pp.516-526, 2013.
- [7-22] 国立研究開発法人 産業技術総合研究所:活断層データベース, <https://gbank.gsj.jp/activefault/> (2023
年 10 月 29 日閲覧)
- [7-23] 文 部 科 学 省 地 震 調 査 研 究 推 進 本 部 : 主 要 活 断 層 帯 の 長 期 評 価
https://www.jishin.go.jp/evaluation/long_term_evaluation/major_active_fault/#515 (2023 年 10 月 29 日
閲覧)
- [7-24] 内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会, 内閣府首都直下地震モデル検討会: 南海トラフ沿
いの巨大地震による長周期地震動に関する報告, 2015.
- [7-25] 山田雅行, 平井俊之, 岩下友也, 釜江克宏, 入倉孝次郎: 兵庫県南部地震の震源モデルの再検
討, 日本地震学会講演予稿集, A14, 1999.
- [7-26] 文部科学省地震調査研究推進本部: 全国 1 次地下構造モデル (暫定版), [https://www.jishin.go.jp/
evaluation/seismic_hazard_map/lpshm/12_choshuki_dat/](https://www.jishin.go.jp/evaluation/seismic_hazard_map/lpshm/12_choshuki_dat/) (2023 年 10 月 29 日閲覧)
- [7-27] Kagawa,T., B. Zhao, K.Miyakoshi, and K. Iriku-ra:Modeling of 3-D basin structures for seismic wave
simulations based on available information on the tar-get area: Case study of the Osaka Basin, Japan, Bulletin
of Seismological Society America, 94, pp.1353-1368, 2004.
- [7-28] 大阪府危機管理室: 平成 16 年度大阪平野地下構造調査業務委託, 2005.
- [7-29] 鶴来雅人, 田居優, 入倉孝次郎, 古和田明: 経験的サイト増幅特 性評価手法に関する検討, 地
震第 2 輯, Vol.50, pp.215-228, 1997.
- [7-30] Boore,D.M. : Stochastic simulation of high-frequency ground motion based on seismological models of the
radiated spectra, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.73, pp.1865-1894, 1983.
- [7-31] 徳永宗正, 小野潔, 橋本亮, 西村宣男, 谷上裕明: 繰返し塑性履歴の影響を考慮したファイバー
モデルによる鋼骨組み構造の耐震性能照査法の提案, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.4, pp.898-
914, 2009.
- [7-32] 谷口惺, 五十嵐晃, 木田秀人: 漸増動的解析(IDA)に基づく長大橋の耐震性能評価, 土木学会論
文集 A1, Vol. 70, No. 4, pp. I_323-I_333, 2014.
- [7-33] 横倉隆伸, 加野直巳, 山口和雄, 宮崎光旗, 井川猛, 太田陽一, 川中卓, 阿部進: 大阪湾におけ
る反射法深部構造探査, 地質調査所月報, Vol.49, No.11, pp.571-590, 1998.
- [7-34] Yasuto Itoh, Keiji Takemura, Tatsuya Ishiyama and Yukari Tanaka : Basin formation at a contractional bend
of a large transcurrent fault: Plio-Pleistocene subsidence of the Kobe and northern Osaka Basins, Japan,
Tectonophysics, vol.321, pp.327-341, 2000.
- [7-35] 佐藤忠信, 竹村恵二, 吉井真, 香川敬生, 高橋嘉樹, 南部光広: 神戸空港建設プロジェクトにお
ける護岸と滑走路の耐震安全性の検討, 土木学会論文集 F, Vol.62, No.3, pp.502-512, 2006.
- [7-36] 安積恭子, 岡上政史, 杉山裕樹, 井上直人, 北田奈緒子: 大阪湾岸道路西伸部の橋梁設計におい
て考慮するとう曲変位量の検討, 土木学会第 76 回年次学術講演概要集, I-366, 2021.
- [7-37] 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法,
土木学会論文集, Vol.1999, No.638, pp.71-89, 1999.
- [7-38] 岩淵洋, 西川公, 野田直樹, 雪松隆夫, 田賀傑, 宮野正実, 酒井建治, 深沢満: 反射法音波探査
に基づく大阪湾の基盤と活構造, 海上保安庁水路部研究報告, Vol.36, pp.1-23, 2000.
- [7-39] 七山太, 杉山雄一, 北田奈緒子, 竹村恵二, 岩淵洋: 大阪湾断層及び和田岬断層の完新世活動



- 性調査，地質調査所速報，No.EQ/00/2（平成 11 年度活断層・古地震研究調査概要報告書），pp.179-193，2000.
- [7-40] 安積恭子，杉山裕樹，佐藤彰紀：新港・灘浜航路部における連続斜張橋に対するとう曲変位の影響検討，阪神高速道路株式会社技報，pp.40-47，第 30 号，2021.
- [7-41] 安積恭子，佐藤彰紀，杉山裕樹，後閑勇，吉澤努：大阪湾岸道路西伸部における長大斜張橋（新港・灘浜航路部）のとう曲変位に対する冗長性検討，土木学会第 77 回年次学術講演概要集，I-235，2022.
- [7-42] 吉澤努，後閑勇，杉山裕樹，佐藤彰紀：大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋（新港・灘浜航路部）に対するとう曲変位の影響検討（その 1），土木学会第 76 回年次学術講演概要集，I-367，2021.
- [7-43] 佐藤彰紀，杉山裕樹，吉澤努，後閑勇：大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋（新港・灘浜航路部）に対するとう曲変位の影響検討（その 2），土木学会第 76 回年次学術講演概要集，I-368，2021.
- [7-44] 佐藤彰紀，杉山裕樹，吉澤努，後閑勇：大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋（新港・灘浜航路部）に対するとう曲変位の影響検討，第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム，2021.
- [7-45] 服部駿佑，杉山裕樹，佐藤彰紀，谷口惺，豊島孝之，後閑勇：とう曲変位に対する鋼管矢板基礎の安全性検討手法の一提案，第 25 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，2022.
- [7-46] 服部駿佑，杉山裕樹，篠原聖二，岩原克仁，豊島孝之，後閑勇，曾根照人，杉原弘一：とう曲変位と地震動の同時作用が鋼管矢板基礎に与える影響検討，第 26 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，2023.



第 8 章 結論

8.1 結論

本研究は、世界最大規模となる支間長 653m を 3 径間有する 4 主塔多径間連続斜張橋（以下、4 主塔連続斜張橋という）を対象に、自然環境の厳しい我が国の状況を踏まえ、長大化を実現するために重要となる耐荷性能、耐風安定性および耐震性の観点から構造特性を解明し、多径間連続斜張橋の高性能化に資する手法および構造を提案することを目的としている。

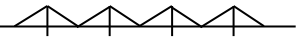
研究にあたって、世界最大規模の多径間連続斜張橋の構造特性を明らかにするとともに、橋全体として最適な剛性を検討する手法を提案し、それを適用した合理的かつ最適な剛性向上構造を示した。また、最適な剛性を有する構造を考慮した多径間連続斜張橋に対して、主桁および主塔の空力振動特性を明らかにするとともに景観および維持管理性を考慮しつつ耐風安定性に優れる構造を提案した。さらに、多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案するとともに、それを適用した危機耐性や冗長性を確保する構造を示した。以下に、各章の結論を示す。

第 1 章「序論」では、本研究の目的を述べるとともに、その背景として、斜張橋技術および多径間連続斜張橋技術の変遷、斜張橋全体としての剛性や耐風安定性、耐震性の現状及び既往研究の成果を示した。また、本研究において解決すべき具体的な課題を抽出し、多径間連続斜張橋の長大化および高性能化に資する本研究の目的を達成するための着目点を示した。

第 2 章「多径間連続斜張橋の構造特性および構造実現性」では、従来から建設実績のある 2 主塔斜張橋と同じ吊り形式構造の多径間連続吊橋である 4 主塔連続吊橋との比較により、これまでに実績のない規模の 4 主塔連続斜張橋の構造特性を明らかにするとともに、構造実現性を検討した。また、鉛直荷重および水平荷重に対する多径間連続斜張橋の連続径間数や荷重載荷位置の違いが構造特性に与える影響を明らかにした。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 4 主塔連続斜張橋の静的構造特性は、従来から建設実績のある 2 主塔斜張橋と比べ、活荷重たわみが大きく、それに起因して、主桁の曲げモーメント、ケーブル張力、主塔中間部および基部の曲げモーメントが相対的に大きい。主桁およびケーブルとも 2 主塔斜張橋や既往斜張橋と同規模にて断面設計可能であり、主塔は主たる断面がレベル 2 地震動により決定されるため静的構造特性の観点から構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。
- (2) 4 主塔連続吊橋の静的構造特性は、活荷重たわみが大きく、それに起因して主塔全体にわたって活荷重による曲げモーメントが大きい。補剛桁およびケーブルとも 2 主塔斜張橋および既往吊橋と同規模以下にて断面設計可能であり、主塔は主たる断面がレベル 2 地震動により決定されるため静的構造特性の観点から構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。
- (3) 地震時振動特性に対して 2 主塔斜張橋と 4 主塔連続斜張橋の比較を行った結果、多径間化による影響は小さく、ほぼ同程度の振動特性であることを明らかにした。
- (4) 耐震性に対して 4 主塔連続斜張橋および 4 主塔連続吊橋とも桁の一部がレベル 2 地震動によって



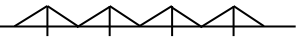
断面が決定されるが、その規模は小さく構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。また、主塔の大部分がレベル 2 地震動により断面が決定されるが、その断面規模は既往の長大橋と同等規模であり、構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。

- (5) 耐風安定性に対して桁の固有振動数および構造諸元をもとに簡易的に検討した結果、4 主塔連続斜張橋は、2 主塔斜張橋と同程度の耐風安定性であり、構造実現性に対する致命的な課題はないことを明らかにした。一方、4 主塔連続吊橋は両斜張橋と比べやや耐風安定性が低く、架橋条件に応じてより慎重な検討が必要である。
- (6) 多径間連続斜張橋は鉛直荷重に対して側径間の端橋脚および中間橋脚による拘束効果が小さいため、2 主塔斜張橋に比べ中央主塔の変形および中央径間の主桁鉛直変位が大きく、その程度は連続径間数の増加にしたがい大きくなるが、4 主塔以降は鈍化することを明らかにした。また、4 主塔連続斜張橋は鉛直荷重の載荷位置によって主塔および主桁の変形が反転しその程度が 2 主塔斜張橋と比べ大きいことを明らかにした。
- (7) 4 主塔連続斜張橋の構造検討においては鉛直荷重による主塔および主桁の変位、さらにはそれに付随する主桁および主塔の正負交番応力や変形に伴う 2 次応力、ケーブルの張力変動、疲労耐久性などに対する影響に着目する必要がある。また、鉛直固有振動数の低減に伴う耐風安定性の低下や使用性への影響なども懸念される。これらの影響を適切に考慮し、合理的かつ最適な剛性向上構造を検討する必要がある。

第 3 章「合理的な斜張橋全体の剛性向上構造の提案」では、支間長 650m を 3 径間有する 4 主塔多径間連続斜張橋を対象に、活荷重の偏載荷に対して合理的に斜張橋全体の剛性を確保する構造として、新たなケーブルシステムであるタワーサポートケーブル構造を提案し、既存のケーブルシステムと比較することにより剛性向上効果および経済性を示すとともに、最適構造の検討を行った。また、斜張橋を構成する部材のうち、想定される架橋条件において主塔剛性が最も効率的に斜張橋全体の剛性向上に寄与することを示すとともに、種々の主塔形状から合理的な主塔形状を提案した。さらに、計画コンセプトに基づく比較検討により想定される架橋条件における高性能な斜張橋全体としての剛性向上構造を示した。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 斜張橋全体の剛性向上構造として、既往実績のある主塔連結ケーブル構造、クロスケーブル構造および本研究において提案したタワーサポートケーブル構造を比較した結果、タワーサポートケーブル構造は必要なケーブル補強数量に対する活荷重たわみ、主桁曲げモーメント、最上段ケーブル張力および主塔基部曲げモーメントの低減効果が最も大きいことを明らかにした。
- (2) 静的荷重に対するタワーサポートケーブルの最適構造は、ケーブル $\phi 7 \times 499$ を片側に 2 本配置し、主桁側定着部は主塔から 4 本目の斜材ケーブル位置であることを示し、斜材ケーブルと合わせた全ケーブル数量は基本構造と同程度となることを明らかにした。
- (3) タワーサポートケーブルによる主塔塔頂部の水平方向分力と活荷重たわみ、主桁の曲げモーメントおよび最上段ケーブル張力は負の相関があるため、主塔塔頂部の水平変位を抑制することが斜張橋全体としての剛性向上に寄与することを明らかにした。
- (4) タワーサポートケーブルを設置した斜張橋構造において、レベル 1 地震動に対して問題となる影響は確認されないが、レベル 2 地震動に対してタワーサポートケーブルの張力制限値の超過および張力抜け、さらに斜材ケーブルの張力抜けが確認され、それらへの対策が必要である。



- (5) 想定される架橋条件においては、斜張橋を構成する部材のうち、主塔が最も効率的に斜張橋全体としての剛性向上に寄与することを明らかにするとともに、経済優位性が高く合理的な主塔形状は橋軸方向に A 型形状であることを明らかにした。
- (6) タワーサポートケーブルを設置した主塔と橋軸 A 型主塔を計画コンセプトに基づく比較を行った結果、耐災害性、景観、維持管理性の観点から橋軸 A 型主塔が優位であること、つまり想定される架橋条件においては橋軸 A 型主塔が多様な性能に対して高性能化が図れることを示した。

第 4 章「斜張橋全体剛性に対する性能照査法の提案および最適化」では、橋全体としての剛性や活荷重たわみに関する文献等を調査し、支間長 650m を 3 径間有する多径間連続斜張橋の橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目を提案した。併せて、4 主塔連続斜張橋にそれを適用し、斜張橋全体剛性の違いによる性能照査項目および経済性に与える影響を比較することによって、最適な剛性を有する多径間連続斜張橋構造を提案した。

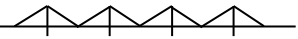
本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 橋全体の剛性や活荷重たわみに関する文献および既往長大橋の事例等を踏まえ、活荷重が主たる作用となる状況、風が主たる作用となる状況および地震動が主たる作用となる状況のそれぞれにおける多径間連続斜張橋の橋全体として必要な剛性に対する具体的な性能照査項目を提案した。
- (2) 主塔剛性が低下するにしたがって活荷重の作用により生じる主桁、主塔およびケーブルの断面力や変位は増加する傾向にあるが、主桁および主塔に対する耐荷性能、2 次応力の影響および疲労耐久性に与える影響は小さく問題にならないことを明らかにした。
- (3) 固有振動数および固有周期に基づく検討において、主塔剛性の違いによる風および地震動の作用に対する影響は小さいことを明らかにした。
- (4) 活荷重の作用により生じるケーブルの張力変動は、活荷重たわみが $L/200$ 以下となる主塔剛性の場合、道示 II に示される部分係数の適用範囲を逸脱する応力変動が生じることを明らかにした。一方、活荷重たわみを $L/300$ 以下となる主塔剛性の場合、ケーブルの張力変動はその適用範囲内となることを明らかにした。
- (5) 主塔剛性が向上するにしたがって各部材の変位や断面力等の低減効果が認められる一方、主塔の大型化に伴う基礎の大型化により橋梁全体の建設費用は増加傾向にあるため、主塔剛性は小さい方が経済性において優位である。
- (6) 本研究の範囲内においては活荷重たわみを指標とすると $L/300$ 以下となる主塔剛性を確保することが必要な性能を満足しつつ、最も経済的な主塔であることから 4 主塔間連続斜張橋における最適な剛性を有する構造であるといえる。

第 5 章「多径間連続斜張橋における分離 2 箱桁の耐風安定性の評価」では、4 主塔連続斜張橋における分離 2 箱桁断面の空力振動特性および耐風安定性を評価するために想定される架橋地点における風観測データ等により耐風設計条件および設計に考慮する気流傾斜角を検討した。併せて、計画コンセプトを踏まえた高性能な主桁基本断面形状を提案し、設定した耐風設計条件に基づく 2 次元剛体模型バネ支持試験により分離 2 箱桁断面の空力振動特性を明らかにするとともに、箱桁ウェブ形状や耐風付加物を変化させ空力的影響を評価し、耐風安定性の高い主桁断面形状を提案した。

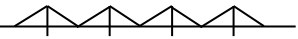
本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 架橋地点周辺の風観測データおよび気象官署のデータにより検討した結果、基本風速は風速



- 43m/s とするが妥当であることを示すとともに風速の乱れ強さおよび高度補正に用いるべき指数を示した。
- (2) 風観測鉄塔の風観測データに基づき算出した気流傾斜角について、広域的な地形の影響、周辺地物の影響および風観測鉄塔の影響をそれぞれ検証した結果、北風は風観測鉄塔の影響を受けている一方、低風速域において六甲山系の影響による正の傾斜角が生じる可能性があること、西風および南風においては近傍の護岸の影響を受けていることが明らかとなった。それらを踏まえ、設計において想定する気流傾斜角は高風速域を本四基準と同様に $\pm 3^\circ$ 、低風速域の吹上げ側を $+6^\circ$ 、吹下げ側を -3° と設定した。
 - (3) 耐災害性、景観および維持管理性の3つの柱からなる計画コンセプトを高度に両立することを目指し、腐食損傷リスクの低減や点検の容易性など近年の長大橋等の損傷状況を踏まえた維持管理上の課題を解決しつつ景観にも配慮した主桁断面形状により耐風安定性を確保することをねらった主桁基本断面形状を提案した。
 - (4) 分離2箱桁断面の箱桁外側ウェブ形状および箱桁間開口部側ウェブ形状を検討した結果、迎角 6° に対しては箱桁外側ウェブ形状に比べ、箱桁間開口部側ウェブ形状の方がたわみ渦励振振幅に与える影響が大きく、箱桁間開口部側ウェブ下端に適切な面取りを設けることにより耐風安定性が大きく向上することを明らかにした。これは風上側箱桁から生じた渦が箱桁間開口部を抜け風下側箱桁に衝突することが回避されることにより振動が抑制されたものと考えられる。また、迎角 -3° に対しては、箱桁外側の台形ウェブの下側角度がたわみ渦励振振幅に与える影響が大きいことを明らかにした。
 - (5) 分離2箱桁断面は低風速域においてたわみ渦励振が発現することに加え、4主塔連続斜張橋の特性としてたわみ振動数が低いことから、高次モードが使用性照査の対象となり、振動数の2乗に逆比例するため高次モードほど使用性の許容振幅は低下し、わずかな渦励振振幅において許容振幅を超過することを明らかにした。
 - (6) 分離2箱桁断面の箱桁間開口部側防護柵に適切な形状のフラップを設けることにより、渦励振振幅が大きく低減することを明らかにした。
 - (7) 検査車レール位置が渦励振振幅に影響を与えることを明らかにし、最適な検査車レール位置にすることにより、迎角 -3° 以外に対して、たわみ渦励振およびねじれ渦励振とも使用性照査を満足することを確認した。また、減衰効果または風観測データに基づく乱流効果を踏まえると渦励振振幅は使用性照査値以下となり、耐風安定性を満足することを確認した。
 - (8) 最適断面形状として提案した分離2箱桁断面は、2次元剛体バネ支持試験においてねじれフラッターの発現は確認されず、3次元フラッター解析においてもフラッターの発現は確認されなかった。
 - (9) 以上の検討により維持管理性および景観に配慮した主桁形状に対して、その性能を維持しつつ4主塔連続斜張橋において耐風安定性を確保することのできる計画コンセプトを高度に両立した高性能な主桁形状を提案した。

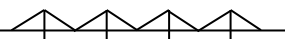
第6章「多径間連続斜張橋における橋軸A型主塔の耐風安定性の評価」では、国内において事例のない4主塔連続斜張橋における橋軸A型主塔に対して、景観および維持管理性を踏まえつつ耐風設計条件を満たす構造を検討するための合理的な手法を提案し、それに基づく剛体模型および弾性模型による風洞試験により橋軸A型主塔の空力振動特性を明らかにした。併せて、耐風安定性を向上させる



ために種々の主塔形状に対する空力的影響を評価し、橋軸 A 型主塔に対する有効な耐風対策を提案するとともに耐風安定性の照査結果を示した。それらの検討により計画コンセプトを高度に両立する高性能な主塔形状を提案した。

本章で得られた結論は以下のとおりである。

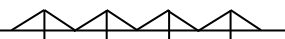
- (1) 主塔形状は斜張橋全体のシルエットを構成する要素として最も重要な部材であるとともに耐風安定性に大きく影響を与え、景観と耐風安定性の高度な両立を図る合理的な検討手法を提案するとともに耐風安定性を検討する前提となる景観検討による主塔形状推奨案を示した。
- (2) 2次元断面可視化試験の結果を踏まえた3次元ロッキング模型風洞試験により、断面形状として面取り形状と隅切り形状の耐風安定性に与える影響を比較した結果、いずれも耐風安定性が向上し、その効果に明確な差は認められないため、景観および維持管理性から面取りを有する断面形状を基本とした。また、面取り形状は、面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.02$ が検討した範囲において最も耐風安定性に優れることから3次元弾性模型試験の候補断面とした。
- (3) 3次元弾性模型風洞試験により、面内1次モードに対しては、面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.20$ および $\theta=35^\circ$ 、 $d/D=0.15$ とも有害な振動は発現しないことを明らかにした。これは、橋軸 A 型主塔の面内剛性が高いことなどが要因と考えられる。
- (4) 3次元弾性模型風洞試験により、面外1次モードに対する風向 90° 、 80° の場合、面取り角度 $\theta=45^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.02$ において許容振幅を超過する低風速域の渦励振および高風速域の不規則振動が確認されたが、面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$ とすることにより有害な振動が発現しないことを明らかにした。しかし、風向角を小さくすると低風速域において風向 65° にて最大振幅となる渦励振および高風速域において風向 $60^\circ \sim 70^\circ$ にて最大振幅となる不規則振動が確認された。1柱部の面取り効果が斜風により低減したことにより低風速域における渦励振が発現したものと考えられる。また、高風速域における不規則振動は、2柱部の風上側柱によって乱れた風に起因して風下側の柱が振動するウェイクバフエッティングの可能性が考えられる。
- (5) 3次元弾性模型風洞試験により、面外2次モードに対する風向 90° の場合、面取り角度 $\theta=45^\circ$ は、面取りサイズ $d/D=0.20$ 、 $d/D=0.137$ から 0.20 とも許容振幅を大きく超過する渦励振が確認されたが、 $\theta=35^\circ$ 、 $d/D=0.15$ においては許容振幅をわずかに超過する程度であることを確認した。また、偏角の影響は小さいことを明らかにした。
- (6) 境界層乱流試験により、面外1次モードに対して、面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$ は一様流中より大きな不規則振動が発現するとともに、全風向において不規則振動が確認された。起振源の確認を行った結果、2柱部のウェイクバフエッティングは確認されず、1柱部や2柱部風上側が起振源となっている可能性が高いことを明らかにした。また、低風速域の渦励振は、一様流中に比べ乱流中の方が低減し許容振幅を下回ることを確認した。
- (7) 面取り角度 $\theta=35^\circ$ 、面取りサイズ $d/D=0.15$ は本検討の範囲において最も耐風安定性の高い断面形状であるが、一部の風向に対して疲労照査の打ち切り限界に基づく許容振幅を超過した。そのため、架橋地周辺の風観測結果に基づく、風速頻度分布および風向頻度分布から累積損傷比による照査を行った結果、供用期間 100 年に対して疲労照査を満足することを明らかにした。境界層乱流中においては高風速域における不規則振動の振幅が大きくなる一方、低風速域における渦励振の振幅は低減するため、累積損傷比は一様流中のそれより低くなることを確認するとともに使用性および構造安全性に問題ないことを明らかにした。



- (8) 以上の検討により景観および維持管理性を踏まえた主塔形状に対して、その性能を維持しつつ多径間連続斜張橋において耐風安定性を確保することのできる計画コンセプトを高度に両立した高性能な主塔形状を提案した。

第 7 章「多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画」では、多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した構造計画段階における耐震構造計画手法を提案し、それに基づきこれまでにない規模の多径間連続斜張橋に対して地震時構造特性および破壊形態を明らかにするとともに、設計基準に基づく性能評価に加え、設計想定と異なる地震作用への危機耐性や冗長性を確保することを目標とした耐震戦略を示した。さらに、構造特性および破壊形態を踏まえて、構造不安定を引き起こす損傷イベントを特定し、致命的な状態に至る過程においても様々なイベントを経ながら荷重支持機能が維持されることを目標としたプッシュオーバー解析および漸増動的解析による検討方法を示した。それらを 4 主塔連続斜張橋に対して適用し、危機耐性や冗長性が確保された構造であることを示すことにより、検討手法の有効性を明らかにするとともに、計画コンセプトに基づく耐震構造計画の実現性を示した。本章で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 構造特性の把握および破壊形態の評価を踏まえた耐震戦略の設定、想定する状況および要求性能の設定、破壊プロセスの検証からなる多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案した。
- (2) 4 主塔連続斜張橋の構造特性に対する主桁の支持条件の影響を検討した結果、主桁の支持条件は可動支承および固定支承に比べ主塔に発生する曲げモーメントが低減するとともに適切に主桁の変位が抑制されることなどから免震支承が最適であることを明らかにした。
- (3) 塑性ヒンジを考慮した座屈固有値解析により、4 主塔連続斜張橋の構造安定性が保たれる損傷と支承破断や主塔基部上下端など塑性ヒンジ化すると構造不安定を引き起こす損傷イベントを特定するとともに、致命的な状態に至る過程においても様々なイベントを経ながら荷重支持機能が維持されることを目標とした望ましい破壊プロセスおよび避けるべき破壊プロセスを明らかにした。
- (4) 構造特性および破壊形態の評価を踏まえ、水平方向の支持条件は弾性支持として長周期化させつつ、免震構造によるエネルギー吸収を図ることなどにより主桁の変位を適切に抑制することおよび主塔の不静定次数を上げることなど 4 主塔連続斜張橋の耐震戦略を示した。
- (5) 架橋条件周辺の断層を踏まえたシナリオ型地震動およびそれに対する要求性能を設定し、動的解析による照査を行った結果、対象橋梁は要求性能を満たすことを確認した。
- (6) プッシュオーバー解析および漸増動的解析により 4 主塔連続斜張橋の損傷順序を明らかにするとともに設定した望ましい破壊プロセスとなることを確認し、多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法の有効性を示した。
- (7) 研究対象橋梁と交差する大阪湾断層帯が活動した場合のとう曲変位量を推定し、それによる 4 主塔連続斜張橋に与える影響を検討した結果、安全性に与える影響は小さいことを明らかにした。また、とう曲変位に加え地震動による影響を検討した結果、対象橋梁は要求性能を満たすことを確認した。
- (8) 以上の検討により景観および維持管理性を考慮した 4 主塔連続斜張橋に対して、その性能を維持しつつ耐震戦略を踏まえることにより危機耐性や冗長性が確保された構造であることが確認され、計画コンセプトを高度に両立した高性能な構造であることを示した。



8.2 今後の課題と展望

本研究により明らかとなった課題は以下のとおりである。

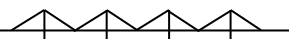
第 2 章では、4 主塔連続斜張橋に対して活荷重たわみの制限を設けず検討し、構造実現性に対する致命的な課題がないことを明らかにしたが、多径間連続長大橋における設計活荷重の影響線載荷状況はその構造特性から実態の交通状況と乖離している可能性があり、合理的な設計を実現するためにはそれらの影響を考慮した適切な設計活荷重およびその載荷方法を明らかにすることが重要であり今後の課題と考えられる。また、多径間連続吊橋については概ね構造実現性に対する致命的な課題がないことを明らかにしたが、補剛桁の耐風安定性の向上や耐震性など実用化に向けたさらなる研究開発が必要である。

第 3 章では、多径間連続斜張橋における合理的な斜張橋全体の剛性向上構造としてタワーサポートケーブル構造を提案したが、レベル 2 地震動に対しては問題となる影響を与える可能性があることが確認された。タワーサポートケーブル構造はシンプルかつ合理的な剛性向上構造であり、架橋条件に応じて優位となる可能性があるため、課題となったレベル 2 地震動作用時にはタワーサポートケーブルの機能を適切に解除できる機構の導入や定着部等を塑性化させエネルギー吸収部材として活用するなど構造詳細のさらなる研究開発が必要である。また、最適な斜張橋全体の剛性向上構造として橋軸 A 型主塔を提案したが、架橋条件や地盤条件が異なる場合、最適な剛性向上構造は異なる可能性があるため、それぞれの条件に応じて改めて検討が必要である。

第 4 章では、斜張橋全体として必要な剛性に対する性能照査項目を提案し、支間長 650m の 4 主塔間連続斜張橋を対象に、斜張橋全体剛性の違いによる性能照査項目に与える影響を明らかにすることにより最適な剛性を有する 4 主塔連続斜張橋構造を示したが、他の橋梁への適用性は検証されていない。そのため、性能照査項目の一般化に向けて規模や形式の異なる橋梁に対するさらなる検証が必要である。また、活荷重による使用性の検討においては簡易的に固有振動数による評価を行ったが、橋梁と車両の連成挙動を適切に考慮し検証する必要がある。疲労耐久性の検討においては、簡易な FEM を用いた相対比較による検証を行ったが、鋼床版や隅角部などの構造詳細に対して疲労耐久性が懸念される場合には溶接部を詳細に再現した FEM などによる評価が必要である。

第 5 章では、分離 2 箱桁断面に対して風洞設備の制約から 1/60 の縮尺による試験を行ったが、台形状の箱桁外側ウェブとしていることを踏まえると、レイノルズ数の影響を受ける可能性がある。より精緻に耐風安定性を評価するためには、高レイノルズ数における風洞試験に基づく評価が必要である。また、分離 2 箱桁断面の空力特性に対する知見は少なく、振動メカニズムや制振効果の要因を明らかにするために数値流体解析による検討が必要である。さらに、分離 2 箱桁断面はたわみの渦励振が発現することに加え、4 主塔連続斜張橋の特性としてたわみ振動数が低いため、高次モードにおけるわずかな振動振幅が課題となっている。フラップによって制御可能であることを明らかにしたが、実橋梁における構造減衰の増加が期待されること、自然風環境下による渦励振振幅の低減、また、対象橋梁のように複雑な高次モードにおける振動発現の不確実性などを考慮すると、実橋における渦励振発現の検証や全橋風洞試験による検証などが必要である。その結果を踏まえて、維持管理性や景観、経済性の観点からフラップ設置の判断を行う必要がある。さらにはリアルタイムモニタリングシステムと連携しデジタルツイン技術の活用により風による振動の使用性に与える影響の検証や疲労損傷評価などの維持管理の高度化に向けた研究が必要である。

第 6 章では、耐風安定性を確保する高性能な主塔形状を実験的に明らかにするとともに、その形状に



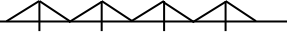
において面外 1 次モードのバフettingと考えられる振動を確認し、一様流中と境界層乱流中においては起振源および振動発生要因が異なる可能性があることを明らかにした。しかし、3 次元的な複雑な挙動となるため振動発生要因および振動抑制メカニズムは未解明な部分が多く、数値流体解析等によりそれらを明らかにすることにより本研究の信頼度の向上を図る必要がある。また、架設系についても風洞試験を行うなどにより、耐風安定性の高い合理的な主塔構造の実現に向けた研究が必要である。さらにはリアルタイムモニタリングシステムと連携したデジタルツイン技術の活用により発現が予想される振動に対する疲労損傷評価などの維持管理の高度化に向けた研究が必要である。

第 7 章では、多径間連続斜張橋の危機耐性を考慮した耐震構造計画手法を提案し、それを 4 主塔連続斜張橋に適用した結果、危機耐性や冗長性が確保された構造であることを示している。しかし、対象橋梁は大規模な斜張橋構造であることから減衰性能を確保する部材が少なく、さらなる冗長性の確保のためにはより多くのエネルギー吸収を図る必要がある。そのため、ケーブル定着部や支承部などにおける減衰付加構造の開発や大変位に対応した減衰性能を得られる制震デバイス等の開発が必要である。また、損傷制御設計の概念により積極的に塑性化を促す部位やデバイスなどの設定により、更なる冗長性の向上や合理化の余地があるものと考えられる。さらには、想定と異なる地震動に対する早期復旧戦略の策定とそれを踏まえた構造改善に向けた研究、地震発生時の損傷推定やリアルタイムモニタリングシステムと連携したデジタルツイン技術の活用による初動活動の迅速化に向けた研究などが必要である。

本研究の成果は、大阪湾岸道路西伸部事業の新港・灘浜航路部における世界規模の多径間連続斜張橋の実現に寄与するとともに実設計に活かされている。本事業は第 1 章に示した計画コンセプトを高度に両立することを一貫して目指し、様々な研究および検討が進められてきた。現在、橋梁計画および概略設計の段階を終え、今後、詳細設計において上記の課題が解決され、計画理念である計画コンセプトに基づき我が国の橋梁技術の集大成として更なる高性能化および合理化が図られる構造に進化し、市民に愛され世界に誇れる橋梁となることを望む。そして、本事業により蓄積された我が国の橋梁技術が世界に展開され、世界の橋梁技術の発展に貢献することを期待している。



図 8.1 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の完成予想図



謝辞

本論文は、筆者が2010年2月より阪神高速道路株式会社において取り組んだ多径間連続斜張橋に関する一連の研究成果と2024年4月より京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程在学中に取り組んだ研究成果を取りまとめたものです。この間、研究を進めるにあたり多くの方々から貴重なご指導、ご助言、ご鞭撻を賜りました。

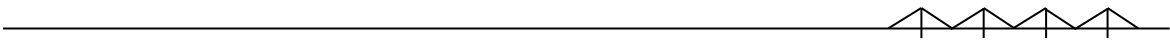
京都大学大学院教授八木知己先生には、本論文をまとめる機会を与えていただくとともに、本研究の遂行ならびに本論文をまとめるにあたり、終始温かい懇切丁寧なご指導とご助言を賜りました。また、博士後期課程に入学する以前より「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会 耐風設計小委員会」や「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会 景観検討小委員会」などにおいて、貴重なご意見、多大なるご支援をいただきました。橋梁工学や耐風工学としての研究における原因究明や実務的研究における一般化の重要性を教えていただき、多径間連続斜張橋の研究に関して筆者の認識を深めることができましたのも、八木知己先生との出会いがあつてのことと確信しております。ここに心より御礼を申し上げます。

京都大学大学院教授高橋良和先生には、本論文の調査委員を引き受けていただき、多径間連続斜張橋の危機耐性を踏まえた構造計画や本研究の一般化への道筋などについて、貴重なご助言と終始温かいご指導を賜りました。また、「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会 耐震設計小委員会」などにおいて、貴重なご意見、多大なるご支援をいただきました。厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院教授北根安雄先生には、本論文の調査委員を引き受けていただき、多径間連続斜張橋の構造特性などについて、貴重なご指導とご助言を賜りました。また、「阪神高速道路株式会社 技術審議会 構造技術委員会 鋼構造分科会」などにおいて、貴重なご意見、多大なるご支援をいただきました。厚く御礼申し上げます。

京都大学大学院准教授松宮央登先生には、本論文の調査委員を引き受けていただき、多径間連続斜張橋の耐風安定性などについて、貴重なご指導とご助言を賜りました。また、在学中は研究活動など終始温かいご支援をいただきました。ここに深く感謝いたします。

多径間連続斜張橋の研究開発は、「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会」において研究内容をご審議いただくことにより、実構造物における具体的な設計の実現にたどり着くことができました。委員の先生方に厚く御礼申し上げます。特に東京大学名誉教授藤野陽三先生（城西大学理事長）には、委員長として多径間連続斜張橋の構造実現に向けた俯瞰的かつ大局的な視点からご指導を賜りました。これまでに事例のない世界規模の多径間連続斜張橋を実現するには幾多の試練がありましたが、それを乗り越えるために強力なご支援を賜りました。京都大学名誉教授宮川豊章先生には、副委員長として多径間連続斜張橋の構造実現に向けた多大なご支援をいただくとともに新技術に取り組む重要性についてご指導を賜りました。長岡技術科学大学名誉教授長井正嗣先生には、多径間連続斜張橋の全体剛性や構造全般について懇切丁寧にご指導を賜りました。埼玉大学大学院教授奥井義昭先生には、多径間連続斜張橋の構造実現性や耐荷性能についてご指導を賜りました。横浜国立大学名誉教授山田均先生には、世界の長大橋の知見から多径間連続斜張橋の耐風安定性についてご指導を賜りました。東北大学大学院教授運上茂樹先生には、想定する地震作用や多径間連続斜張橋の耐震性についてご指導を



賜りました。早稲田大学大学院教授佐々木葉先生には、多径間連続斜張橋の景観デザインや技術情報のみならずその背景を記録として残すことの重要性についてご指導を賜りました。国立研究開発法人土木研究所前理事長西川和廣さんには、委員会や様々な機会を通して橋梁計画と維持管理の重要性についてご指導を賜りました。

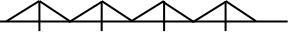
多径間連続斜張橋の最適剛性や耐荷性能の研究にあたっては、「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会鋼構造小委員会」において審議していただきました。京都大学大学院教授杉浦邦征先生には、幹事として維持管理の重要性や鋼構造の大局的な視点からご指導を賜りました。名古屋大学大学院教授舘石和雄先生には、疲労耐久性の観点からのご指導を賜りました。大阪公立大学教授山口隆司先生には、耐荷性能の観点からのご指導を賜りました。また、多径間連続斜張橋の研究に取り組む以前より鋼構造の分野において諸先生方から多くのご助言ならびに励ましの言葉をいただきました。

多径間連続斜張橋の耐風安定性の研究にあたっては、「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会耐風設計小委員会」において審議していただきました。横浜国立大学大学院教授勝地弘先生には、耐風設計における実務的な観点からのご指導を賜りました。東京理科大学大学院教授木村吉郎先生には、主桁および主塔の耐風安定性の観点から親身になったご指導を賜りました。

多径間連続斜張橋の耐震性の研究にあたっては、「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会耐震設計小委員会」において審議していただきました。京都大学大学院名誉教授清野純史先生には、幹事として長周期構造物の耐震性について大局的な視点からご指導を賜りました。京都大学防災研究所特任教授澤田純男先生には、想定する地震動や減衰の重要性について懇切丁寧にご指導を賜りました。

多径間連続斜張橋の景観については、「大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会景観検討小委員会」において審議していただきました。京都大学大学院教授川崎雅史先生には、幹事として周辺環境との調和の重要性や景観デザインについて大局的な視点からご指導を賜りました。富山大学大学院教授久保田善明先生には、景観デザインにおける論理的な考え方や構造ディテールの重要性についてご助言を賜りました。また、大阪湾岸道路西伸部事業が事業化される以前より景観に関する勉強会を行っていたくなど懇切丁寧にご指導をいただきました。神戸大学大学院教授末包伸吾先生には、架橋地周辺の景観特性についてご指導を賜りました。神戸芸術工科大学教授長濱伸貴先生には、神戸らしさを踏まえることの重要性や架橋地周辺に調和する形状について懇切丁寧にご指導を賜りました。京都市立芸術大学名誉教授藤本英子先生には、地域におけるデザインの重要性についてご指導を賜りました。神戸大学大学院教授森川英典先生には、構造物の耐久性を踏まえたデザインについてご指導を賜りました。また、筆者が神戸大学土木第2講座に入った際に熱心にご指導をいただいたおかげにより、このような機会に恵まれたものと信じています。ご指導いただきました諸先生方に深く感謝申し上げます。

多径間連続斜張橋の研究開発は、株式会社総合技術コンサルタントおよび大日本ダイヤコンサルタント株式会社の方々の多くのご支援がなければ成し得なかったと思っています。宮花邦宏さん、明田修さん、清田裕司さん、渡邊裕規さん、宮崎裕司さん、丸山祥平さんには多径間連続斜張橋の実現性研究にご尽力をいただきました。特に渡邊裕規さんには多くの議論を重ねるとともに的確なご助言をいただきました。平山博さん、松井幹雄さん、池田大樹さん、吉岡勉さん、吉澤努さん、石井喜代志さん、豊島孝之さん、松浦雅史さん、後閑勇さん、中村太郎さん、烏田晃平さん、中村正人さん、松井哲平さん、武田龍國さんには多径間連続斜張橋の最適剛性や耐風安定性、耐震性など本橋の実現に向けた全般にご尽力、ご助言をいただきました。特に平山博さん、吉岡勉さんには研究の方向性や解決方法などの確にご指導いただき、多くのご助言をいただきました。ここに厚く御礼を申し上げます。



また、一般財団法人 GRI 財団の北田奈緒子さん、鶴来雅人さん、田中礼司さん、井上直人さんには地震動の研究においてご尽力いただくとともに多くのご助言をいただきました。一般財団法人日本気象協会の坂井紀之さん、藤本雅裕さん、内田良始さんには風況特性の研究においてご尽力いただくとともに多くのご助言をいただきました。株式会社風工学研究所の宮下康一さんや独立行政法人労働者健康安全機構の金恵英さんには風況特性に関する数値流体解析においてご尽力、ご助言をいただきました。株式会社長大の刑部清次（現株式会社建設技術研究所）、田中賢太さん、宮下健治さん、黒木唯真さんには、多径間連続斜張橋の構造特性の研究においてご尽力、ご助言をいただきました。さらに、間接的ではありますが、京都大学大学院教授金哲佑先生、株式会社エイト日本技術開発の木村真也さんには多径間連続斜張橋の振動特性の研究においてご尽力、ご助言をいただきました。神戸大学名誉教授中山昭彦先生、近畿大学教授野田博先生、名古屋工業大学大学院教授野中哲也先生、株式会社風工学研究所大坪和広さん、立花卓巳さん、株式会社地震工学研究開発センター坂本佳子さんには耐風安定性に関する数値流体解析においてご尽力、ご助言をいただきました。ここに深く感謝いたします。

本研究に関するプロジェクトは、2010 年に発足した湾岸線技術調査室においてスタートしました。発足当初から筆者にこのプロジェクトに参画する機会を与えていただくとともに、八木知己先生のもとで論文のとりまとめの機会をいただきました。一般財団法人阪神高速先進技術研究所理事長の金治英貞さんに深く感謝いたします。今日までの長きにわたり常に研究に対するご助言と励ましをいただいたことで、ここまで継続することができました。三宝 JCT や海老江 JCT の改築事業から熱心なご指導をいただき技術の本質について多くのことを学ぶことができたものと深く感謝しています。本研究は阪神高速道路株式会社の多くの先輩、同僚のご支援がなければ成し得なかったことと思います。特に、小林寛さん、茂呂拓実さん、小坂崇さん、篠原聖二さん、熊澤美早さん、佐藤彰紀さん、岡上政史さん、西海能史さん、谷口惺さん、安積恭子さん、伊佐政晃さん、平山靖之さん（現本州四国連絡道路株式会社）、吉原瑞貴さん、川崎雅和さん、川田歩美さん、服部駿佑さんに加え、湾岸線橋梁計画プロジェクトチーム（長大橋技術レビュープロジェクトチーム）、橋梁の限界状態設計法に関する検討ワーキンググループの皆様には、本研究へご支援、ご指導をいただきました。また、建設事業本部神戸建設部や国土交通省近畿地方整備局の皆様には多大なご支援をいただきました。ここに厚く御礼を申し上げます。さらには多径間連続斜張橋の実現に向けて関係したすべての方に感謝の意を表します。

京都大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻博士後期課程在学中は、京都大学大学院助教野口恭平先生や元秘書の早田具子さん、博士後期課程の同学年の Thet Ei さんの他、研究室の皆様には温かく迎え入れていただき、研究活動や単位の取得などについて、多大なご支援をいただきました。ここに感謝の意を表します。また、博士課程後期課程の入学や在学中において阪神高速道路株式会社の曾我恭匡さんには多くの貴重なご助言をいただきました。ここに深く感謝いたします。

本論文は、数多くの方々からご指導やご協力、ご支援をいただくことにより、ひとつの成果として取りまとめることができました。本研究を支えてくださったすべての方々のお名前をここに記すことはできませんが、心より厚く御礼申し上げます。

最後になりましたが、本研究の遂行のみならずこれまで心の支えとなった両親や家族に感謝したいと思います。本当にありがとうございました。

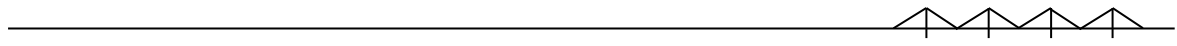
[あとがき]

筆者が高校生のころ、明石海峡大橋が建設されている最中でした。主塔が完成、パイロットケーブルが海を渡り、メインケーブルが完成していく様を見ながら、橋に憧れる気持ちが大きくなり、土木の道に進む決心をしました。そして、1995年1月17日、兵庫県南部地震が発生。橋へのあこがれとともに橋が壊れることへの漠然とした違和感を覚えながら被災地の大学に通っていました。修了後は、当時、阪神高速湾岸線の延伸にあたる湾岸線9期の将来計画が示されていることを知り、明石海峡大橋のような大きな橋に携わりたいという思いから阪神高速道路公団に就職しました。

最初に担当したのは神戸山手線の建設事業でした。主にトンネルや道路付属構造物、耐震補強などの設計を担当しました。その後は、建設事業の予算や工程管理、橋梁工事の現場監督、鋼橋の疲労やアルカリ骨材反応対策などの技術開発や補修設計など様々な経験をすることができました。特に鋼床版の疲労問題では鋼構造をご専門とする先生方や一般社団法人日本橋梁建設協会の方をはじめ社内外を問わず多くの方々にご指導をいただき、技術者としての基礎が形成されました。そして、三宝JCT、海老江JCT、西船場JCTなどのJCT橋を増設する事業の設計を担当する機会をいただきました。念願の橋梁設計でした。この経験を通して金治英貞さんや小林寛さん、茂呂拓実さんからの影響もあり橋梁設計技術を学ぶとともに自身の技術者としての信念が定まった時期であったと思います。

2010年より湾岸線技術調査室に配属され、念願であった長大橋の調査研究を担当する機会をいただきました。室長であった金治英貞さんから「世界に誇れる橋梁計画と先進技術への挑戦」というビジョンが示され、それに向かってメンバー一丸となって取り組みました。阪神高速では1994年に開通した東神戸大橋、1998年に開通した新猪名川大橋以来の長大橋であり、技術継承が大きな課題でした。湾岸線技術調査室を中心に組織横断のプロジェクトチームを立ち上げ、これまで培ってきた長大橋技術を学ぶことから始まりました。総合技術コンサルタントの渡邊裕規さんと三井住友建設の永元直樹さんと一緒に当時建設中であった現在の世界最大規模の連続斜張橋であるQueensferry Crossingや同じ連続斜張橋のRion-Antirion Bridgeなどの視察やヒアリングをする機会にも恵まれ、世界最先端の橋梁技術に触れたことは自身の橋に対する考え方に大きな影響を与えました。筆者は主に耐風技術と活荷重設計法を中心に調査研究に取り組みました。特に長大橋の耐風技術は、社内の技術継承が十分にされているとは言い難く、ほとんど1から学ぶという状況でしたが、社内外を問わず多くの方々にご指導いただき、本論文を取りまとめることができました。活荷重設計法は多径間連続斜張橋や多径間連続吊橋を実現していくうえで重要な課題と認識していますが、残念ながら力及ばず実用化には至りませんでした。また、高耐久かつ合理的な主桁構造として超高強度繊維補強コンクリートを用いた端2箱桁の研究にも取り組みましたが、こちらも実用化には至りませんでした。しかしながら、これらの研究への取り組みにより技術継承や技術力向上の大きな力になりました。これらの技術が継承され、今後の橋梁技術の発展の一助になれば幸いです。事業化されると早期の事業進捗が求められるため、調査研究に取り組む十分な時間を確保できず、新しい技術にチャレンジすることが難しくなります。本プロジェクトでは来るべき時に備え、神戸の地にどのような橋が必要とされているのかを様々な立場の方々で議論するために多くの時間を割き、将来の橋のあるべき姿を描いてきました。いつ事業化されてもいいように準備するとともに技術開発にチャレンジしてきた時間は技術者の成長に大きく寄与するとともに橋の計画・設計にとって重要かつ必要不可欠な時間であったと思います。

2017年に公共事業と有料道路事業の合併施行方式が導入された大阪湾岸道路西伸部では、本論文でも述べたように計画コンセプトを羅針盤として一貫して調査研究、構造計画、概略設計を進めてきま

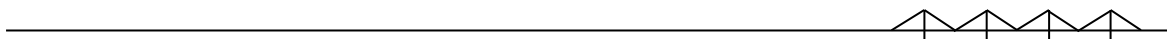


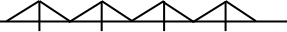
した。阪神淡路大震災の被災地に架ける橋の意義を考え、神戸市民に求められる橋、愛される橋とはどのような橋か、そして、世界に誇れる橋とするためにはどうあるべきかを問い続けながら、大きな壁が立ちはだかる場面も多々ありましたが、多くの皆様のご支援により多径間連続斜張橋にチャレンジすることができました。

公共事業である橋を含む土木構造物は説明責任から逃れることはできません。しかし、その説明を避けてチャレンジしなければ、橋梁技術の発展はありません。発展なくして魅力ある業界にはなりません。現状の延長線上ではなく、自分自身であるべき姿を思い描き、それを実現させるにはどうしたらいいかを考え、行動する、この業界がそんな技術者にあふれる世界になることを期待するとともに、私自身も微力ながらそのような技術者が増えていくことに貢献していきたいと思います。そして、世界をリードする我が国の橋梁技術の発展とともに街の魅力を高め市民に愛される橋、地域の人にとって愛着のある橋が増えていくことに尽力したいと思います。それが、魅力ある業界となるとともに憧れの職業となり、持続可能な社会の実現につながっていくものと信じています。

2025 年 2 月

杉山 裕樹





関連論文

1. 本論文を構成する公表論文

第2章に関するもの

- 1) 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規: 主径間長 650m の多径間連続長大橋の構造特性と実現性に関する基礎的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.78, No.3, pp.331-349, 2022.

第3章に関するもの

- 2) 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規, 丸山祥平: 4 主塔を有する多径間連続斜張橋のたわみ抑制効果をねらったタワーサポートケーブルの提案とその効果, 土木学会論文集, Vol.80, No.11, 23-00192, 2024.

第5章に関するもの

- 3) 杉山裕樹, 川崎雅和, 坂井紀之, 内田良始, 宮下康一, 勝地弘, 金恵英, 八木知己: 長大斜張橋主桁の耐風設計に係る気流傾斜角の検討, 風工学研究論文集, 第 26 巻, pp.185-194, 2020.
- 4) 杉山裕樹, 安積恭子, 川田歩美, 中村正人, 吉岡勉, 平山博, 八木知己: 多径間連続斜張橋における分離二箱桁断面の耐風性検討, 風工学研究論文集, 第 27 巻, pp.173-182, 2022.

第6章に関するもの

- 5) 杉山裕樹, 平山靖之, 松浦雅史, 八木知己: 多径間連続斜張橋における橋軸 A 型主塔の耐風性検討, 構造工学論文集 A, Vol.69A, pp.364-372, 2023.
- 6) 杉山裕樹, 安積恭子, 松井哲平, 平山博, 川崎雅史, 八木知己: 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の景観検討, 景観・デザイン研究講演集, No.20, pp.1-9, 2024.

第7章に関するもの

- 7) 杉山裕樹, 安積恭子, 篠原聖二, 吉澤努, 吉岡勉, 平山博: 4 主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえた耐震構造計画の検討, 土木学会論文集, Vol.80, No.13, 23-13157, 2024.

2. その他の論文および口頭発表等

第1章に関するもの

- 1) 杉山裕樹, 佐藤彰紀, 岡上政史, 谷成二, 上中一弘, 平山博, 池田大樹, 松井哲平: コンセプト設計に基づく長大橋の橋梁計画～みなと神戸に架かる橋～, 土木学会第 75 回年次学術講演会, CS3-15, 2020.
- 2) 杉山裕樹, 藤林美早, 茂呂拓実: 多径間連続長大橋の構造計画の取組み, 第 73 回土木学会年次学術講演概要集, CS3-016, 2018.
- 3) 金治英貞, 小坂崇, 杉山裕樹, 篠原聖二: 多径間連続長大橋の構造計画と技術展望ービジョナリーブリッジを目指してー, 橋梁と基礎, Vol.51, No.8, pp.51-54, 2017.

第2章に関するもの

- 4) 中村正人, 吉岡勉, 石井喜代志, 黒木唯真, 宮下健治, 杉山裕樹, 岡上政史: 連続径間数の違いによる斜張橋の構造特性に関する一考察, 土木学会第 76 回年次学術講演概要集, I-316, 2021.

第3章に関するもの

- 5) 杉山裕樹, 岡上政史, 佐藤彰紀, 中村正人, 松浦雅史, 吉岡 勉: 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の剛性改善に関する検討, 土木学会第 76 回年次学術講演概要集, CS3-32, 2021.
- 6) 杉山裕樹, 佐藤彰紀, 岡上政史: 計画コンセプトと新港・灘浜航路部の橋梁計画, 阪神高速道路技報, Vol.30, pp.32-39, 2021.
- 7) 杉山裕樹, 金治英貞, 渡邊裕規, 宮花邦宏: 多径間連続斜張橋の主塔剛性改善をねらったケーブルシステム提案, 第 69 回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-181, 2014.

第4章に関するもの

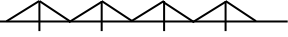
- 8) 松浦雅史, 平山博, 吉岡勉, 杉山裕樹, 岡上政史: 多径間連続斜張橋の活荷重載荷に伴う主桁 2 次応力への影響, 土木学会第 75 回年次学術講演概要集, I-201, 2020.

第5章に関するもの

- 9) 高田耕庸, 杉山裕樹, 川田歩美, 安積恭子, 平山靖之: 新港・灘浜航路部に架かる連続斜張橋の主桁耐風性検討, 阪神高速道路技報, Vol.32, pp.26-33, 2024.
- 10) 川田歩美, 杉山裕樹, 平山靖之, 中村正人, 平山博, 吉岡勉: 連続斜張橋の主桁における耐風安定性に関する取組み, 第 35 回日本道路会議, No.5085, 2023.
- 11) 杉山裕樹, 川田歩美, 安積恭子, 伊佐政晃, 八木知己: 大阪湾岸道路西伸部長大橋における耐風設計の取組み, Vol.57, No.8, pp.79-82, 2023.
- 12) 川田歩美, 杉山裕樹, 平山靖之, 安積恭子, 中村正人, 西岡裕次郎: 部分模型を用いた連続斜張橋主桁(上下線分離)の耐風性検討, 土木学会第 77 回年次学術講演概要集, I-169, 2022.

第6章に関するもの

- 13) 杉山裕樹, 安積恭子, 松井哲平, 平山博, 川崎雅史, 八木知己: 大阪湾岸道路西伸部における多径間連続斜張橋の景観検討, 第 20 回 景観・デザイン研究発表会, pp.1-9, 2024.

-
- 
- 14) 伊佐政晃, 杉山裕樹, 川田歩美, 安積恭子, 平山靖之: 新港・灘浜航路部に架かる連続斜張橋の景観および耐風性を考慮した主塔形状選定, 阪神高速道路技報, Vol.32, pp.12-25, 2024.
 - 15) 伊佐政晃, 杉山裕樹, 川田歩美, 松浦雅史, 平山博, 吉岡勉: 連続斜張橋の主塔における耐風安定性に関する取り組み, 第35回日本道路会議, No.5084, 2023.
 - 16) 川田歩美, 杉山裕樹, 平山靖之, 中村正人, 平山博, 吉岡勉: 連続斜張橋の主塔における耐風安定性に関する取り組み, 第35回日本道路会議, No.5085, 2023.
 - 17) 松浦雅史, 平山博, 松井哲平, 杉山裕樹, 伊佐政晃, 川田歩美: 多径間連続斜張橋における橋軸A型主塔の境界層乱流条件下での耐風性検討, 土木学会第78回年次学術講演概要集, I-188, 2023.
 - 18) 川田歩美, 杉山裕樹, 安積恭子, 松浦雅史, 吉岡勉, 平山博, 八木知己: 剛体模型を用いた風洞試験による多径間連続斜張橋の塔断面検討, 風工学シンポジウム講演梗概集, No.27, pp.113-118, 2022.
 - 19) 杉山裕樹, 安積恭子, 松井哲平: 「デザイン都市・神戸」をつなぐ多径間連続斜張橋のデザイン検討の取組み, 土木学会第77回年次学術講演概要集, CS3-30, 2022.
 - 20) 平山靖之, 杉山裕樹, 安積恭子, 松浦雅史, 武田龍國: 剛体模型を用いた連続斜張橋主塔(橋軸A型)の耐風性検討, 土木学会第77回年次学術講演概要集, I-171, 2022.

第7章に関するもの

- 21) 安積恭子, 篠原聖二, 杉山裕樹, 吉澤努, 松浦雅史, 後閑勇: 連続斜張橋の支承剛性の最適化検討, 第35回日本道路会議, No.5083, 2023.
- 22) 安積恭子, 篠原聖二, 杉山裕樹, 吉澤努, 平山博: 連続斜張橋の座屈固有値解析による破壊プロセスの検討, 土木学会第78回年次学術講演概要集, CS3-24, 2023.
- 23) 吉澤努, 平山博, 吉岡勉, 杉山裕樹, 篠原聖二, 安積恭子: 連続斜張橋のプッシュオーバー解析による破壊プロセスの検討, 土木学会第78回年次学術講演概要集, CS3-25, 2023.
- 24) 杉山裕樹, 安積恭子, 篠原聖二, 吉澤努, 吉岡勉, 平山博: 4主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえた耐震構造計画の検討概要, 第43回土木学会地震工学研究発表会講演論文集, A22-183, 2023.
- 25) 安積恭子, 篠原聖二, 杉山裕樹, 吉澤努, 平山博, 吉岡勉: 4主塔連続斜張橋の構造特性を踏まえた耐震戦略の検討, 第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, 2023.
- 26) 安積恭子, 佐藤彰紀, 杉山裕樹, 後閑勇, 吉澤努: 大阪湾岸道路西伸部における長大斜張橋(新港・灘浜航路部)のとう曲変位に対する冗長性検討, 土木学会第77回年次学術講演概要集, I-235, 2022.
- 27) Taniguchi Sei, Sato Akinori, Sugiyama Hiroki: Examination of Structural Redundancy for Fault Displacement of a Continuous Cable-stayed Bridge, 3rd EUROPEAN CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING & SEISMOLOGY, 2022.
- 28) 安積恭子, 岡上政史, 杉山裕樹, 井上直人, 北田奈緒子: 大阪湾岸道路西伸部の橋梁設計において考慮するとう曲変位量の検討, 土木学会第76回年次学術講演概要集, I-366, 2021.
- 29) 吉澤努, 後閑勇, 杉山裕樹, 佐藤彰紀: 大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋(新港・灘浜航路部)に対すとう曲変位の影響検討(その1), 土木学会第76回年次学術講演概要集, I-367, 2021.
- 30) 佐藤彰紀, 杉山裕樹, 吉澤努, 後閑勇: 大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋(新港・灘浜航路部)に対すとう曲変位の影響検討(その2), 土木学会第76回年次学術講演概要集, I-368, 2021.
- 31) 佐藤彰紀, 杉山裕樹, 吉澤努, 後閑勇: 大阪湾岸道路西伸部の長大斜張橋(新港・灘浜航路部)に



対するとう曲変位の影響検討，第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム，2021.

- 32) 安積恭子，杉山裕樹，佐藤彰紀：新港・灘浜航路部における連続斜張橋に対するとう曲変位の影響検討，阪神高速道路技報，Vol.30，pp.40-47，2021.