

# 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

杉山 裕樹<sup>1</sup>・金治 英貞<sup>2</sup>・渡邊 裕規<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 阪神高速道路株式会社建設事業本部神戸建設部 (〒650-0023 兵庫県神戸市中央区栄町通1-2-10)

E-mail: hiroki-sugiyama@hanshin-exp.co.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 阪神高速道路株式会社 (〒530-0005 大阪府大阪市北区中之島3-2-4)

E-mail: hidesada-kanaji@hanshin-exp.co.jp

<sup>3</sup>正会員 株式会社総合技術コンサルタント (〒533-0033 大阪府大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

E-mail: h-watanabe@sogo-eng.co.jp

本研究では、主径間長650mを3径間有する多径間連続斜張橋および多径間連続吊橋を対象に、主径間長600mの2主塔斜張橋および既往の長大橋実績と比較することで構造実現性を確認する。静的構造特性では多径間連続斜張橋および多径間連続吊橋とも従来の2主塔斜張橋に比べ活荷重による部材設計への影響が大きいものの実現可能であることを確認した。耐震性に対しては両橋とも実現性に対する大きな課題はないことを確認した。桁の耐風性に対しては多径間連続斜張橋は桁のたわみ振動数が小さいものの、既往2主塔吊橋と大差がなく、ゼルベルグ式による検討の範囲では実現可能であることを確認したが、多径間連続吊橋では桁のたわみ振動数が多径間連続斜張橋のそれよりもさらに小さく、桁の耐風性に対して慎重な検討が必要であることを確認した。

**Key Words :** multi-span cabled-stayed bridge, multi-span suspension bridge, structural characteristics, static response, dynamic response, feasibility study

## 1. はじめに

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吊橋や多径間連続斜張橋が建設されている。例えば、2012年に完成した主径間長1,080mを2径間有する泰州大橋（中国）<sup>1)</sup>が世界で最も支間長が長い多径間連続吊橋であり、2017年に完成した主径間長650mを2径間有するQueensferry Crossing（英国）<sup>2)</sup>が世界で最も支間長が長い多径間連続斜張橋である。一方国内においては、多径間連続吊橋は1961年に完成した主径間長160mを2径間有する小鳴門橋<sup>3)</sup>、多径間連続斜張橋は、2001年に完成した主径間長88mおよび78mを5径間有する広島西大橋<sup>4)</sup>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。一方で、海峡横断プロジェクトの実現性を検討するための取組みとして支間長が200mを超える長大多径間連続吊橋の検討は設計活荷重<sup>5)</sup>や耐荷性能<sup>6~9)</sup>、耐風性能<sup>10~12)</sup>、耐震性能<sup>13)</sup>など多くの検討がなされているが、多径間連続斜張橋では支間長200mでの検討事例<sup>14)</sup>は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。）での事例は少ない。

国内の長大橋プロジェクトは、本四架橋以降、規模および数量とも縮小し、活発な研究・検討が少なくなっている。一方で、海峡横断プロジェクトの計画推進や様々な架橋条件を踏まえた、構造面や維持管理面、あるいは景観面など多種多様な要求性能に対応可能なように、さらには世界への我が国の技術の展開を視野に我が国の技術力の向上、技術継承など様々な視点から多径間連続長大橋の検討を行うことは重要であると考えている。例えば、[1] 2主塔を有する吊橋または斜張橋を重連するよりも多径間連続吊橋または多径間連続斜張橋とすることで、下部構造やアンカレイジを減らすことができ、維持管理性や施工性、経済性から有利になる、[2] 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、[3] 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、架橋条件に応じて優位となる可能性があると思われ指摘されている。

一方で、これまでの多径間連続吊橋では、[1] 活荷重たわみが大きい、[2] 塔頂部でのケーブルの滑りが大きい、[3] 中央塔の塔頂最大変位が大きい、[4] 中央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に生じる課題である<sup>5)</sup>。なお、多径間連続斜張橋に対してはこれまで国内での検討事例は少ないが、吊橋構造特有のものを除けば同様の課題がある<sup>19)</sup>ものと考えている。

本研究では、主径間長650mを3径間有する長大多径間連続斜張橋および長大多径間連続吊橋を対象に、道路橋示方書等に基づく試設計結果により静的構造特性および動的構造特性を明らかにしその実現性を検討するものである。また、俯瞰的に構造実現性を確認する目的で参考として既往実績の2主塔斜張橋と比較することとし、比較的多くの国内長大斜張橋の中央径間長である約500～600mに着目し、イメージのしやすい名港中央大橋（主径間長590m）<sup>4)</sup>と同規模となる主径間長600mの2主塔斜張橋の試設計結果と比較することにした。

## 2. 検討条件

### (1) 検討対象橋梁形式

本研究で対象とした橋梁形式を図-1に示す。ケース1は支間長600mを有する2主塔斜張橋で、既往実績である名港中央大橋と同規模であり、既往技術で十分実現可能な橋梁形式として設定した。ケース2は支間長650mの主径間を3つ有する4主塔多径間連続斜張橋（以下、4主塔斜張橋という）で、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と同じであるが、主塔本数はQueensferry Crossingのそれより1主塔多い4主塔である。付録に示すとおり、多径間連続斜張橋の構造特性の代表的特徴である中央径間中央の鉛直変位特性は3主塔より4主塔の方が影響が大きく、かつ4主塔以上の径間数では同程度となることから4主塔斜張橋で多径間連続斜張橋を概ね代表できるものとして選定した。ケース3は比較のためケース2と同様の支間長650の主径間を3つ有する4主塔多径間連続吊橋（以下、4主塔吊橋という）で、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主塔多い4主塔多径間連続吊橋としては世界最長の最大支間長となる。

### (2) 設計条件

要求性能としては、平成29年に改定された道路橋示方書<sup>10)</sup>（以下、道示という。）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。なお、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ている。

自動車荷重は、本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説<sup>17)</sup>（以下、本四基準という。）に基づき、設

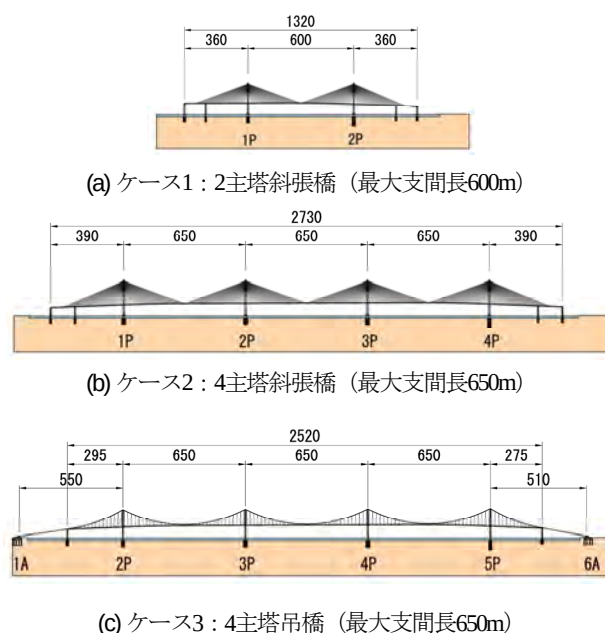


図-1 検討対象橋梁形式 (単位: m)

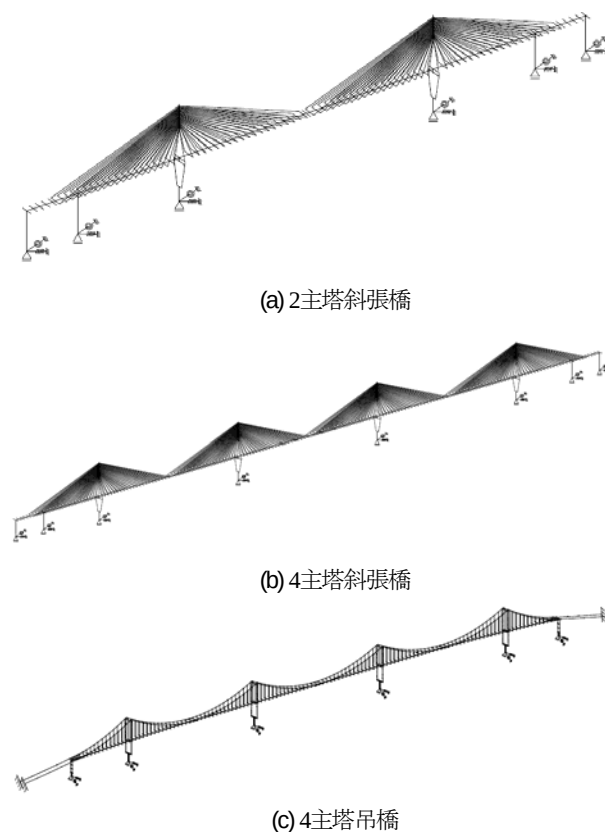


図-2 解析モデル

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、道示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、斜張橋ではケーブルを無視した連続桁として取り扱い、吊橋では、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、鉛直分布はべき指数1/7とした。風荷重強度の算出ならびに載荷方法は、

地震荷重は、大都市湾岸部を想定し、道示に示されるⅢ種地盤の地震動とした。

設計に用いる部分係数は、道示に基づき設定した。

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。図-2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では影響が小さいと考えられるため、図-2のうち主塔基部は固定、中間橋脚および端橋脚は支点（鉛直および水平は固定、回転はフリー）としている。材料構成則等は、道示<sup>10)</sup>に準じて設定した。

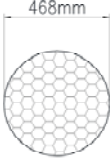
a) 桁構造

### (3) 解析モデル

Technical drawing of a bridge structure. The left part is a cross-section showing a 2500mm high structure with a 2.0% slope. The right part is a plan view showing a 33700mm long structure with a 630mm wide section and a 320mm wide section.

表-1 斜張橋主桁および吊橋補剛桁の諸元 (断面図単位: mm)

|                    | 斜張橋主桁                                                                           | 吊橋補剛桁                                                                           |
|--------------------|---------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------|
| 断面図                |                                                                                 |                                                                                 |
| 長さ当たりの重量<br>(鋼材質量) | 199.6 kN/m<br>(15.2 t/m)                                                        | 181.7 kN/m<br>(13.4 t/m)                                                        |
| 断面積                | 1.30m <sup>2</sup>                                                              | 1.12m <sup>2</sup>                                                              |
| 断面二次モーメント          | 鉛直曲げ, 水平曲げ, ねじり<br>1.46m <sup>4</sup> , 90.7m <sup>4</sup> , 3.93m <sup>4</sup> | 鉛直曲げ, 水平曲げ, ねじり<br>1.22m <sup>4</sup> , 89.8m <sup>4</sup> , 3.53m <sup>4</sup> |

|            | 2主塔斜張橋                                                                                           | 4主塔斜張橋                                                                                           | 4主塔吊橋                                                                                                                                                            |
|------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 断面図        | (最上段ケーブル)<br> | (最上段ケーブル)<br> | (主ケーブル)<br>                                                                 |
| 断面構成       | $\phi 7\text{mm} \times 109\text{本}$<br>～ $\phi 7\text{mm} \times 253\text{本}$                   | $\phi 7\text{mm} \times 91\text{本}$<br>～ $\phi 7\text{mm} \times 499\text{本}$                    | (主ケーブル)<br>$\phi 7\text{mm} \times 256\text{本} \times 14\text{st}$<br>(ハンガーケーブル)<br>$\phi 5\text{mm} \times 223\text{本} \sim \phi 5\text{mm} \times 349\text{本}$ |
| 断面積        | $41.94 \times 10^2$<br>～ $97.35 \times 10^2\text{mm}^2$                                          | $35.02 \times 10^2$<br>～ $192.02 \times 10^2\text{mm}^2$                                         | (主ケーブル)<br>$1379.28 \times 10^2\text{mm}^2$<br>(ハンガーケーブル)<br>$43.79 \times 10^2 \sim 68.53 \times 10^2\text{mm}^2$                                               |
| 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)<br>250本 (20m間隔)                                                                                                                                       |

扁平六角形断面の鋼1箱桁とし床版は鋼床版である。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が、これは、吊橋の補剛桁は斜張橋と異なり、ケーブルに懸垂されるだけの部材であるため、下フランジの作用応力度に余裕があることから図-3に示すように板厚を8mmに最小化するとともに、柱モデルアプローチを適用<sup>18)</sup>し、縦リブによる補剛を合理化した構造としたためである。

#### b) ケーブル

ケーブルの断面諸元を表-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<sup>4)</sup>を参考に引張強度1570N/mm<sup>2</sup>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<sup>19)</sup>を参考に引張強度1770N/mm<sup>2</sup>、ハンガーケーブルは引張強度1570N/mm<sup>2</sup>とした。ケーブル安全率は、道示<sup>10)</sup>に準じて設定した。

#### c) 主塔構造

斜張橋および吊橋の主塔形状および断面諸元を表-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主塔斜張橋2P主塔、4主塔吊橋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<sup>4)</sup>を確保するよう設定し、吊橋の主塔高さは一般的なサグ比である1/10<sup>19)</sup>に対して事前の試算結果により経済性に優位であった1/8を確保するよう設定した。主塔は鉄筋コンクリート製とし、コンクリート強度は60N/mm<sup>2</sup>、鉄筋はSD490とした。

#### d) 基礎構造

斜張橋および吊橋の基礎構造およびアンカレイジ構造を図-4に示す。塔基礎構造は鋼管矢板基礎とし、台座ブロックは鉄筋コンクリート製とし、斜張橋は中空構造(海水充填)、吊橋は塔柱からの一体の2本柱に鉄筋コ

表-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主塔斜張橋                               | 4主塔吊橋                                |
|-------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 主塔形状図 | (1P主塔)<br>(単位: m)                    | (2P主塔)<br>(単位: m)                    | (3P主塔)<br>(単位: m)                    |
| 主要断面図 | (塔頂部)<br>(塔中間部)<br>(塔基部)<br>(単位: mm) | (塔頂部)<br>(塔中間部)<br>(塔基部)<br>(単位: mm) | (塔頂部)<br>(塔中間部)<br>(塔基部)<br>(単位: mm) |



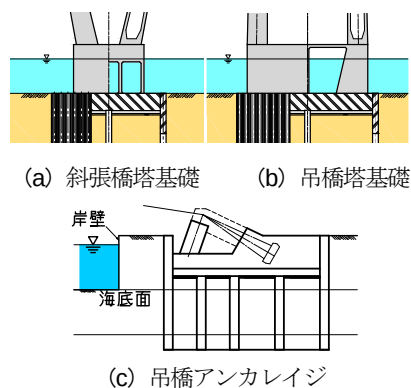


図-4 塔基礎構造およびアンカレイジ構造

表-4 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 |

ンクリート製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、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。

#### e) 支承条件

表-4に支承条件を示す。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、支承部のひずみを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-4に示すとおり、橋軸方向は可動としており、支承等の装置を配置していない。これは、多径間連続吊橋において、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で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。一方で、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、補剛桁とケーブルとを連結するステイロープを積極的に活用することとした。表-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-5にステイロープの配置を示す。ステイロープなしの場合、ケーブル滑り安全率を満足しないが、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、主塔の負担も少なくなることを確認した。

表-5 ステイロープ有無の影響検討

|           |       | ステイロープ<br>なし  | ステイロープ<br>あり  |
|-----------|-------|---------------|---------------|
| 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        |       | —             | ○             |

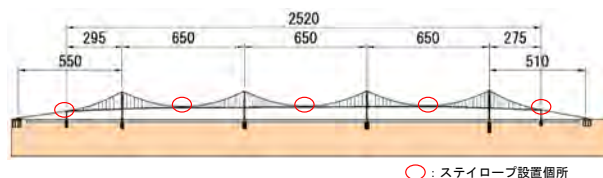


図-5 ステイロープの配置 (単位: m)

### 3. 静的構造特性の比較

#### (1) 桁の構造特性の比較

図-6に活荷重時 (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板厚構成の分布 (単位: mm) を示し、表-6にそれらの最大応答値をまとめる。表-6より桁の最大活荷重たわみの比較を行うと、2主塔斜張橋では1.22mに対して、4主塔斜張橋では3.50mと約2.9倍、4主塔吊橋では5.32mと約4.4倍の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においては側径間のケーブルによるアンカーケーブル効果が機能しないため、活荷重たわみが大きく生じているものと考えられる。最大たわみ値 $\delta$ と支間長 $L$ との比 $\delta/L$ でみると、2主塔斜張橋は1/492であり、道示の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主塔斜張橋では1/186であり、道示のたわみ規定値を超過している。また、4主塔吊橋では1/122であり、道示の吊橋のたわみ規定値である1/350を超過している。本検討では、検討対象橋梁が支間長200mを超えるものであり、道示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、ここでは多径間化による構造特性を考察することとした。

表-6より最小軸力の比較を行うと、2主塔斜張橋に比べ、4主塔斜張橋では19%程度絶対値が増加しているが、

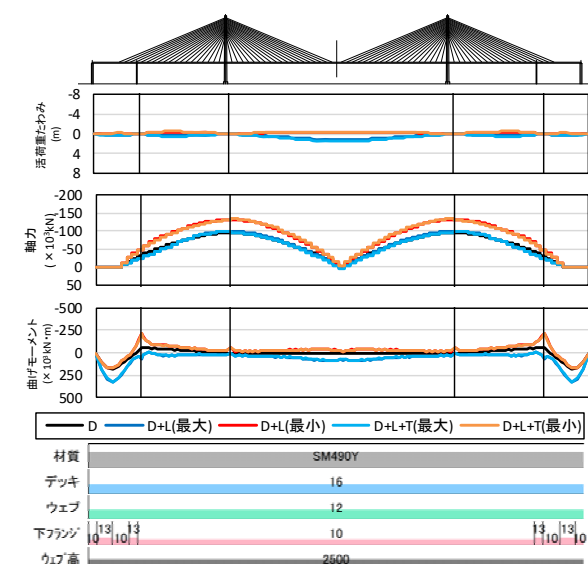
この主要要因としては、2主塔斜張橋の支間長は600mに対して、4主塔斜張橋は650mと約8%程度長いためである。また、4主塔斜張橋ではその構造特性から、着目点から離れた位置の活荷重載荷により生じる主桁の橋軸方向の移動がケーブル等により拘束されるために生じる軸力が加わるためである。4主塔吊橋では斜張橋に比べると絶対値は小さいながら、桁に軸力が発生している。これは、各支間中央に設置したステイロープにより活荷重影響線載荷時の桁の移動を拘束しているためである。

表-6より最大最小の曲げモーメントの比較を行うと、2主塔斜張橋に比べ、4主塔斜張橋では図-6(b)の曲げモーメント分布に示す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倍となった。これは、前述の活荷重たわみが大きく生じる構造特性に関連するが、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で、3か所の径間中央部に大きな曲げモーメントを生じるためである。また、図-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との間の非吊り区間の正の曲げモーメントが大きく生じている。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主塔斜張橋では2主塔斜張橋に比べ、負の曲げモーメントで最大約1.5倍、正の曲げモーメントで最大約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させている影響に加え、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ているものと考えられる。4主塔吊橋では図-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・最小曲げモーメント分布となる。主塔位置で桁が連続するが、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。

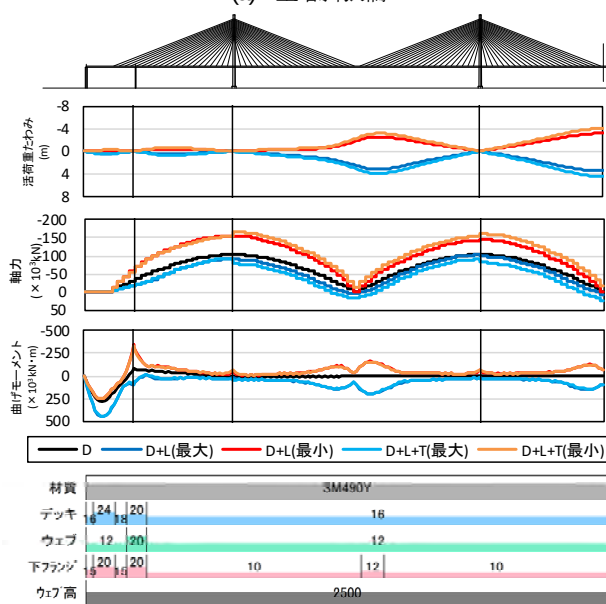
図-6(a)および (b)の橋軸方向の桁の板厚構成分布の比較を行うと、2主塔斜張橋および4主塔斜張橋とも吊り区間のほぼ全区間でデッキ16mm、ウェブ12mm、下フランジ10mmの最小板厚で構成されている。これは、吊り区

表-6 桁の最大応答一覧

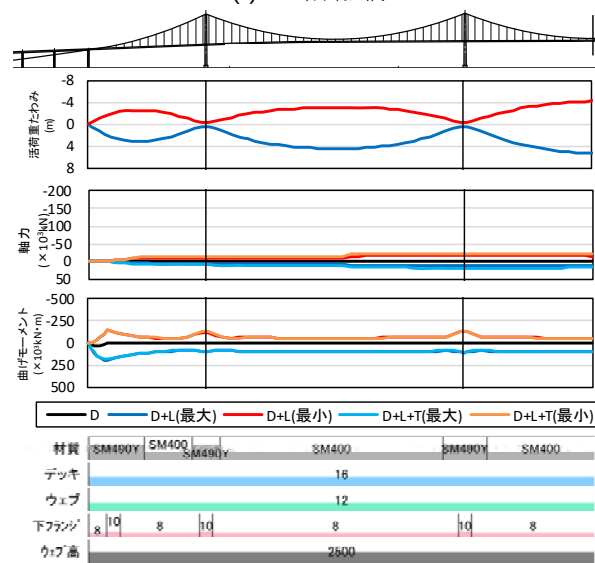
|                   |               | 2主塔斜張橋    | 4主塔斜張橋    | 4主塔吊橋      |
|-------------------|---------------|-----------|-----------|------------|
| 活荷重たわみ (m)        |               | 1.22      | 3.50      | 5.32       |
| 活荷重たわみ/支間長        |               | 1/492     | 1/186     | 1/122      |
|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



(a) 2主塔斜張橋



(b) 4主塔斜張橋



(c) 4主塔吊橋

図-6 試設計に基づく桁の応答分布

間は曲げモーメントが比較的小さく、扁平六角形1箱断面であることから、断面性能に余裕があるためである。曲げモーメントが大きい中間支点上および非吊り区間では板厚増が必要であるが、最大でも4主塔斜張橋の非吊り区間の支間中央付近においてSM490Y材で24mm程度である。また、4主塔斜張橋の主径間中央付近に生じる曲げモーメントに対しても下フランジを12mmとすることで対応可能であり、扁平六角形1箱断面の場合、4主塔斜張橋でも、2主塔斜張橋と断面構成に大差ない。4主塔吊橋では、図-6(c)よりハンガーケーブル間隔が広がる主塔付近および非吊り部において下フランジを10mmとすることがあるものの、ほぼ全区間でデッキ16mm、ウェブ12mm、下フランジ8mmの最小板厚で構成されており、断面設計上の課題はないと考えられる。

表-7に桁鋼重の比較を示す。桁鋼重の絶対値は橋長が異なるため、鋼重を橋長で除した値で比較すると、4主塔斜張橋は2主塔斜張橋に比べ、一部曲げモーメントが大きい箇所があったが、全体の桁鋼重で見ると、2%程度の増加にとどまっている。また、4主塔吊橋は吊橋の特性から2主塔斜張橋に比べ、15%程度鋼重が低減されていることが分かる。

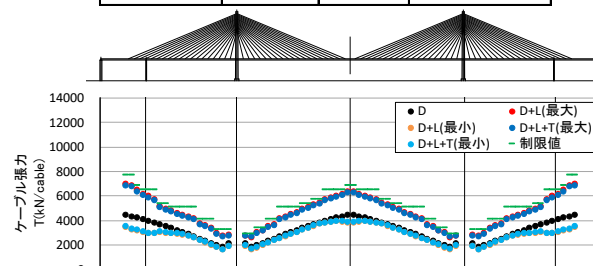
## (2) ケーブルの構造特性の比較

図-7に活荷重時(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示し、表-8に張力の最大応答値をまとめる。両斜張橋とも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-7(a)および(b)、表-8より4主塔斜張橋は2主塔斜張橋に比べ、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主塔斜張橋の最上段ケーブルは素線径φ7mmが499本必要であったが、ストーンカッターズ橋(香港)<sup>20)</sup>で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主塔吊橋では図-7(c)よりハンガー定着間隔が広がる主塔付近や桁端部で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φ7mmを256本束ねたストランドを14本、ケーブル径468mmで設計可能である。ケーブル強度は異なるが、白鳥大橋(支間長720m)<sup>19)</sup>と同規模のケーブル径である。

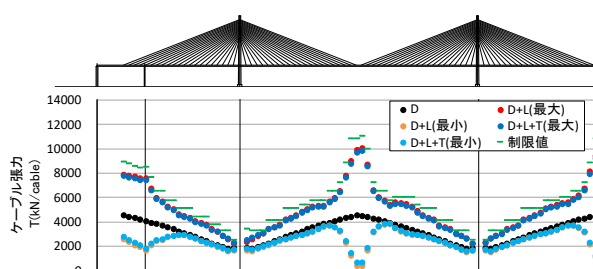
表-9にケーブル鋼重の比較を示す。桁鋼重と同様に橋長あたりの鋼重で比較すると、2主塔斜張橋に比べ、4主塔斜張橋は約35%程度鋼重が大きいことが分かる。これは、支間長が約8%長いことに加え、多径間連続斜張橋の変形特性によりケーブル長の長い上段ケーブル付近のケーブル断面が大きくなっていることによる影響である。4主塔吊橋では主ケーブル重量がケーブル重量のほとん

表-7 桁鋼重の比較

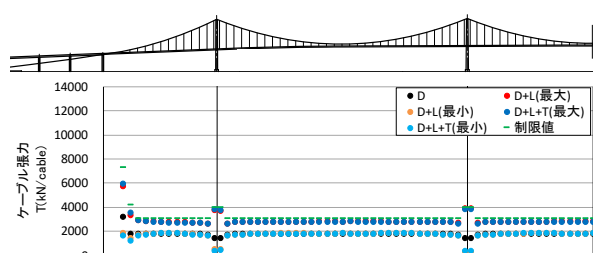
|        | 鋼重<br>(t) | 橋長<br>(m) | mあたり鋼重<br>(t/m) |
|--------|-----------|-----------|-----------------|
| 2主塔斜張橋 | 20,150    | 1,320     | 15.27           |
| 4主塔斜張橋 | 42,410    | 2,730     | 15.53           |
| 4主塔吊橋  | 33,800    | 2,600     | 13.00           |



(a) 2主塔斜張橋



(b) 4主塔斜張橋



(c) 4主塔吊橋

図-7 試設計に基づくケーブルの応答分布

表-8 ケーブル張力の最大応答一覧

|                   | 2主塔斜張橋 | 4主塔斜張橋 | 4主塔吊橋   |
|-------------------|--------|--------|---------|
| 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-9 ケーブル鋼重の比較

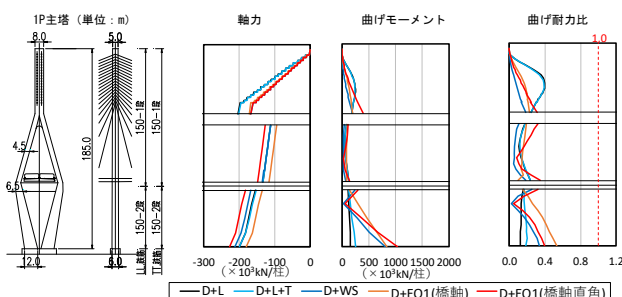
|        |          | 鋼重<br>(t) | 橋長<br>(m) | mあたり鋼重<br>(t/m) |
|--------|----------|-----------|-----------|-----------------|
| 2主塔斜張橋 |          | 2,000     | 1,320     | 1.52            |
| 4主塔斜張橋 |          | 5,600     | 2,730     | 2.05            |
| 4主塔吊橋  | 主ケーブル    | 8,440     | 2,600     |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

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。

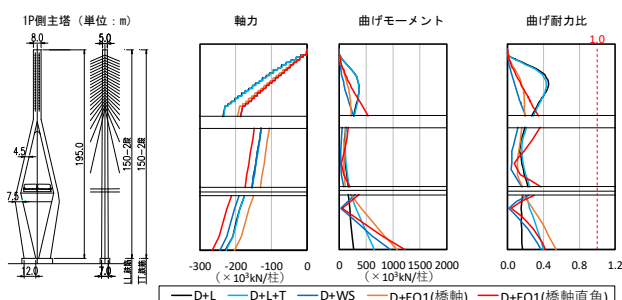
### (3) 主塔の構造特性の比較

図-8に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示し、表-10にそれらの最大応答値をまとめる。ここで、曲げ耐力比とは、降伏モーメントに対する発生モーメントの比であり、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。なお、図中の地震動はレベル1地震動であり、レベル2地震動の挙動は後述する。また、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ている。図-8(b)より4主塔斜張橋の1P側主塔の軸力、曲げモーメント、曲げ耐力比の分布は、図-8(a)の2主塔斜張橋のそれとほぼ同様であり、塔頂付近では活荷重による影響、塔中間部ではレベル1地震動の影響、塔基部ではレベル1地震動と風荷重の影響が大きく、それぞれに大きな挙動の違いがないことが分かる。一方で、2P中央主塔では、塔中間部および塔基部で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。特に塔中間部で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、前述に示したとおり、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ケーブル効果（ケーブルによる塔頂変位の拘束効果）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-8(c)より4主塔吊橋は塔頂部にある主ケーブルから導入される荷重と門型の主塔形状から斜張橋とは異なる断面力分布となる。2P側主塔および3P中央主塔では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）では塔頂部から基部に向かって概ね線形的に曲げモーメントが増加している。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）では塔頂部と基部がやや大きく塔中間部で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で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地震時荷重

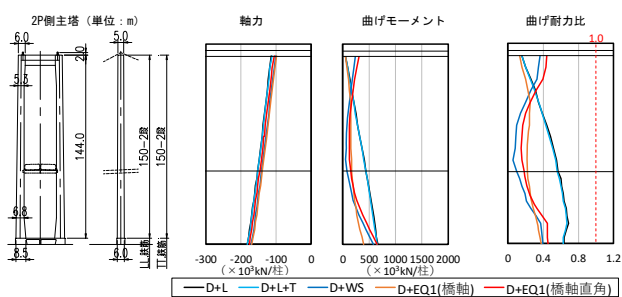
の影響が2P側主塔より大きい特徴がある。曲げ耐力比を見ると、断面形状が比較的小さい主塔中間部では活荷重にて1.0に近い数値となり、主塔断面形状の決定要因と



(a) 2主塔斜張橋



(b) 4主塔斜張橋



(c) 4主塔吊橋

図-8 試設計に基づく主塔の応答分布

表-10 主塔の最大応答一覧

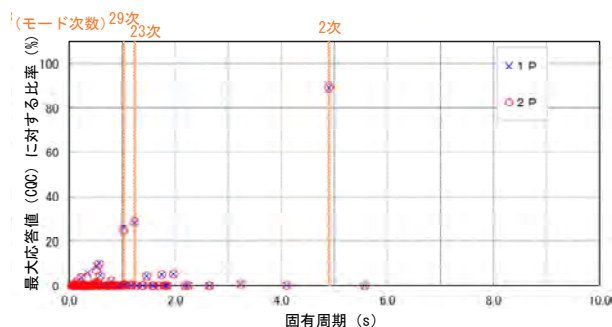
|                     |        | 2主塔斜張橋                             |                                    | 4主塔斜張橋                             |                   | 4主塔吊橋                             |  |
|---------------------|--------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------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



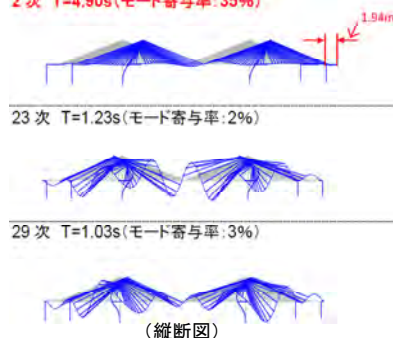
なっている。このように活荷重による影響が大きい要因としては、3P中央主塔では、2P側主塔のように側径間の主ケーブルによるアンカーケーブル効果（主ケーブルによる塔頂変位の拘束効果）が見込めないことに加え、主塔3P中央主塔の断面形状が大きく、2P側主塔に比べ主塔剛性が大きいこと、活荷重に対する3P中央主塔の負担がより大きくなったためであり、多径間連続吊橋の構造的特徴と考えられる。

#### (4) 静的構造特性にみる構造実現性のまとめ

以上の検討を踏まえ、静的構造特性から4主塔斜張橋および4主塔吊橋の構造実現性を考察する。4主塔斜張橋の主桁設計では、影響線载荷による主桁の活荷重たわみが大きいものの、断面設計では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大き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。ケーブル設計では、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検討対象橋梁の規模の範囲では耐荷性能の観点からは大きな課題はないが、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。主塔設計では、後述するレベル2地震動によって主たる断面形状が決定しており、静的荷重に対する主塔設計への大きな課題はないと考えられる。



(a) 主塔基部曲げモーメントの最大各次応答値の比率  
2次 T=4.90s (モード寄与率: 35%)



(b) 主要なモード図

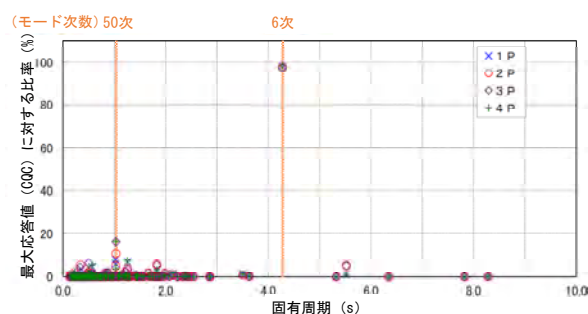
図-9 2主塔斜張橋の応答スペクトル解析結果と主要振動モード（橋軸方向）

4主塔吊橋の補剛桁設計では、4主塔斜張橋と同様に補剛桁の活荷重たわみが大きいものの、断面設計で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。ケーブル設計では、既往吊橋と同程度以下であり致命的な課題はないと考えられる。主塔設計では、後述するレベル2地震動によって主たる断面形状が決定しており、静的荷重に対する主塔設計への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も支配的であり、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。

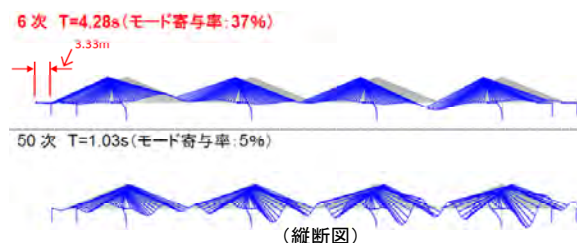
## 4. 動的構造特性の比較

### (1) 主塔の動的特性の比較

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を各橋梁形式別に橋軸方向を図-9から図-11に、橋軸直角方向を図-12から図-14に示す。図-9および図-10より橋軸方向について、2主塔斜張橋と4主塔斜張橋を比較すると、それぞれ主塔の応答に最も影響が大きい周期は、2主塔斜張橋で4.90秒（2次）、4主塔斜張橋で4.28秒（6次）とやや4主塔斜張

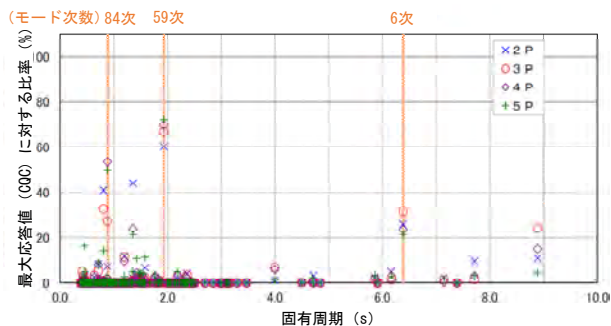


(a) 主塔基部曲げモーメントの最大各次応答値の比率

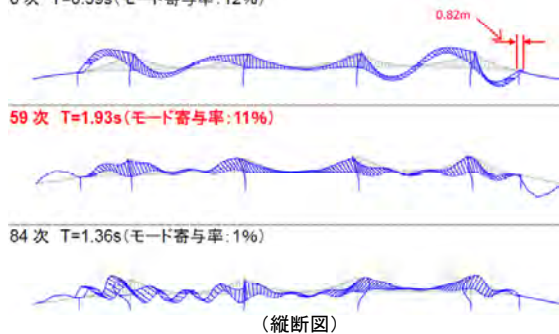


(b) 主要なモード図

図-10 4主塔斜張橋の応答スペクトル解析結果と主要振動モード（橋軸方向）

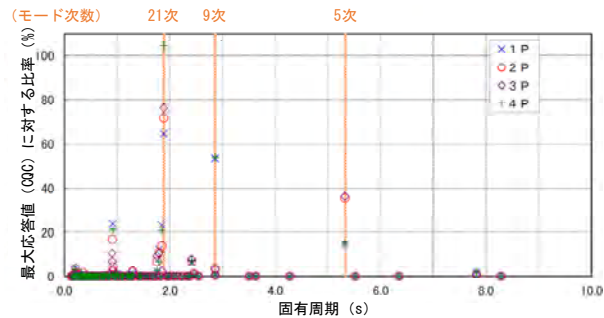


(a) 主塔基部曲げモーメントの最大各次応答値の比率  
6次  $T=6.39\text{s}$  (モード寄与率: 12%)

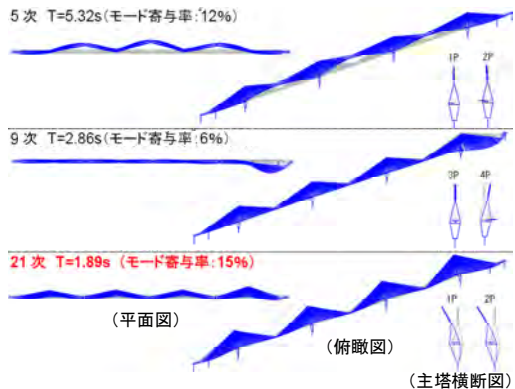


(b) 主要なモード図

図-11 4主塔吊橋の応答スペクトル解析結果と  
主要振動モード (橋軸方向)

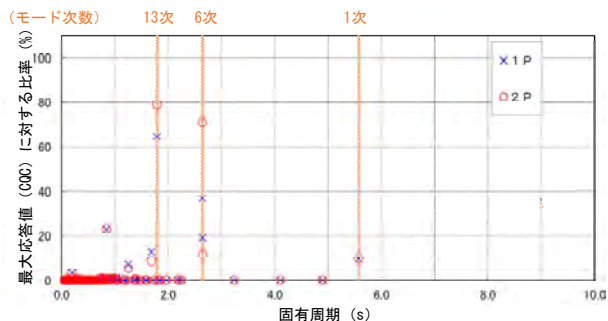


(a) 主塔基部曲げモーメントの最大各次応答値の比率

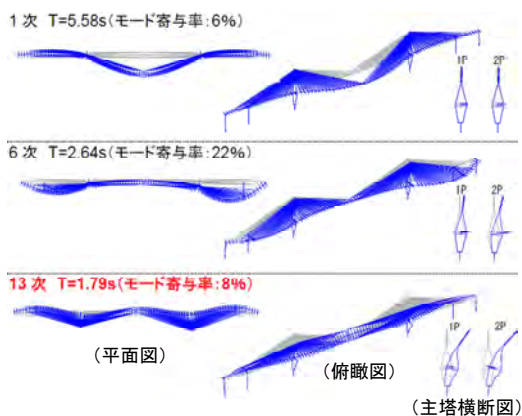


(b) 主要なモード図

図-13 4主塔斜張橋の応答スペクトル解析結果と  
主要振動モード (橋軸直角方向)

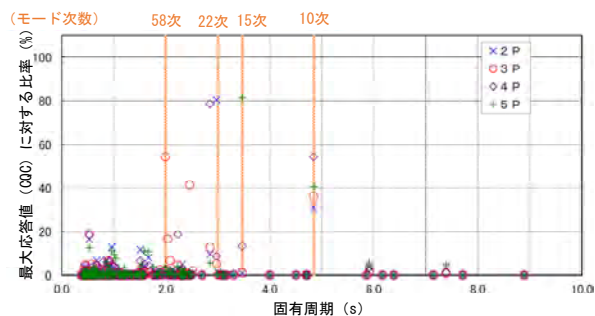


(a) 主塔基部曲げモーメントの最大各次応答値の比率

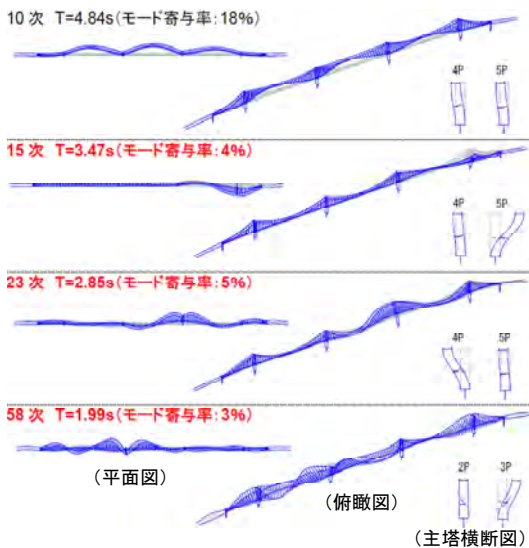


(b) 主要なモード図

図-12 2主塔斜張橋の応答スペクトル解析結果と  
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の最大各次応答値の比率



(b) 主要なモード図

図-14 4主塔吊橋の応答スペクトル解析結果と  
主要振動モード (橋軸直角方向)

橋が小さいが、ほぼ同程度と言え、また、モード図からも主桁が橋軸方向に変位することで主塔の変形が生じているもので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で大きな違いはないことが確認できる。一方、図-12および図-13より橋軸直角方向では、最も主塔の応答に影響を与える周期は、2主塔で

1.79秒（13次）、次に、2.64秒（6次）で、4主塔斜張橋では1.89秒（21次）、さらに2.86秒（9次）と続き、2主塔斜張橋および4主塔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13次および4主塔斜張橋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、同じ主塔形状で同程度の高さであるため、両者の

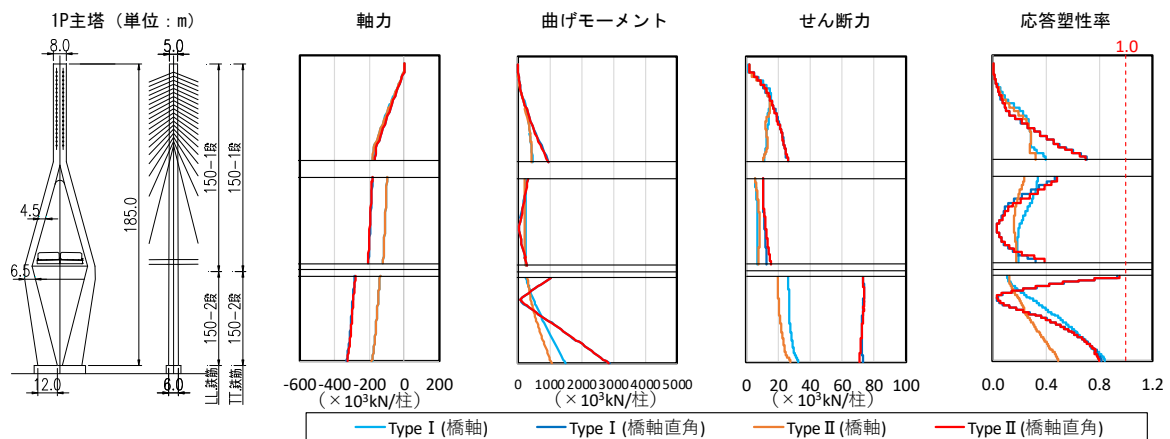
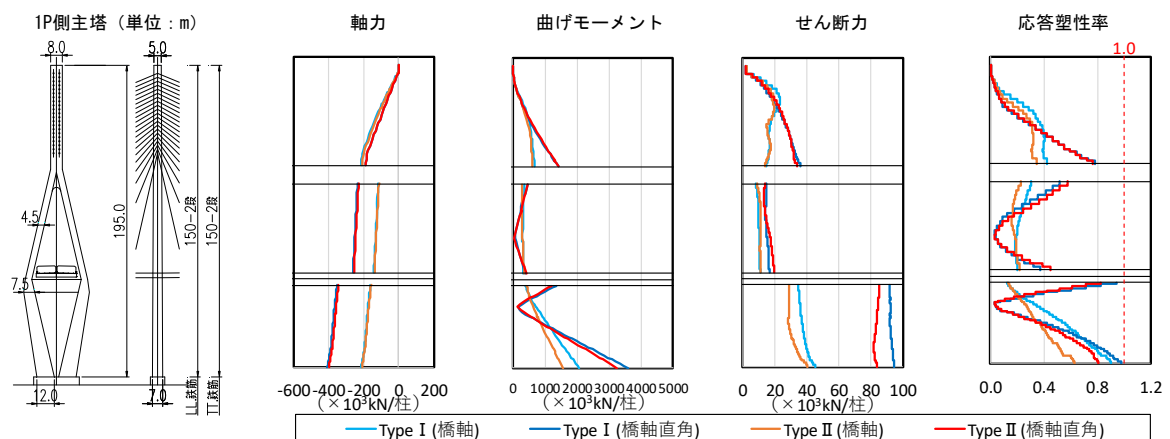
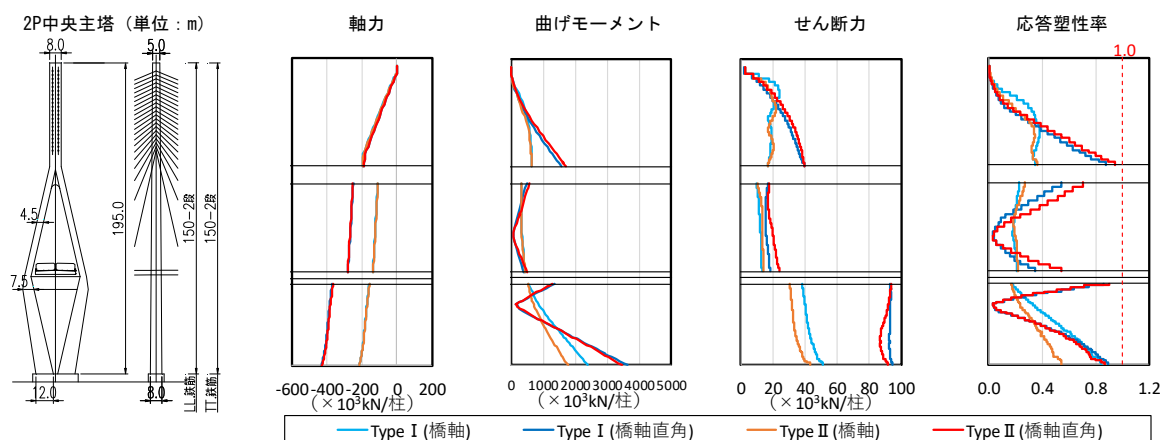


図-15 2主塔斜張橋のレベル2地震動に対する応答分布



(a) 側主塔 (1P)



(b) 中央主塔 (2P)

図-16 4主塔斜張橋のレベル2地震動に対する応答分布

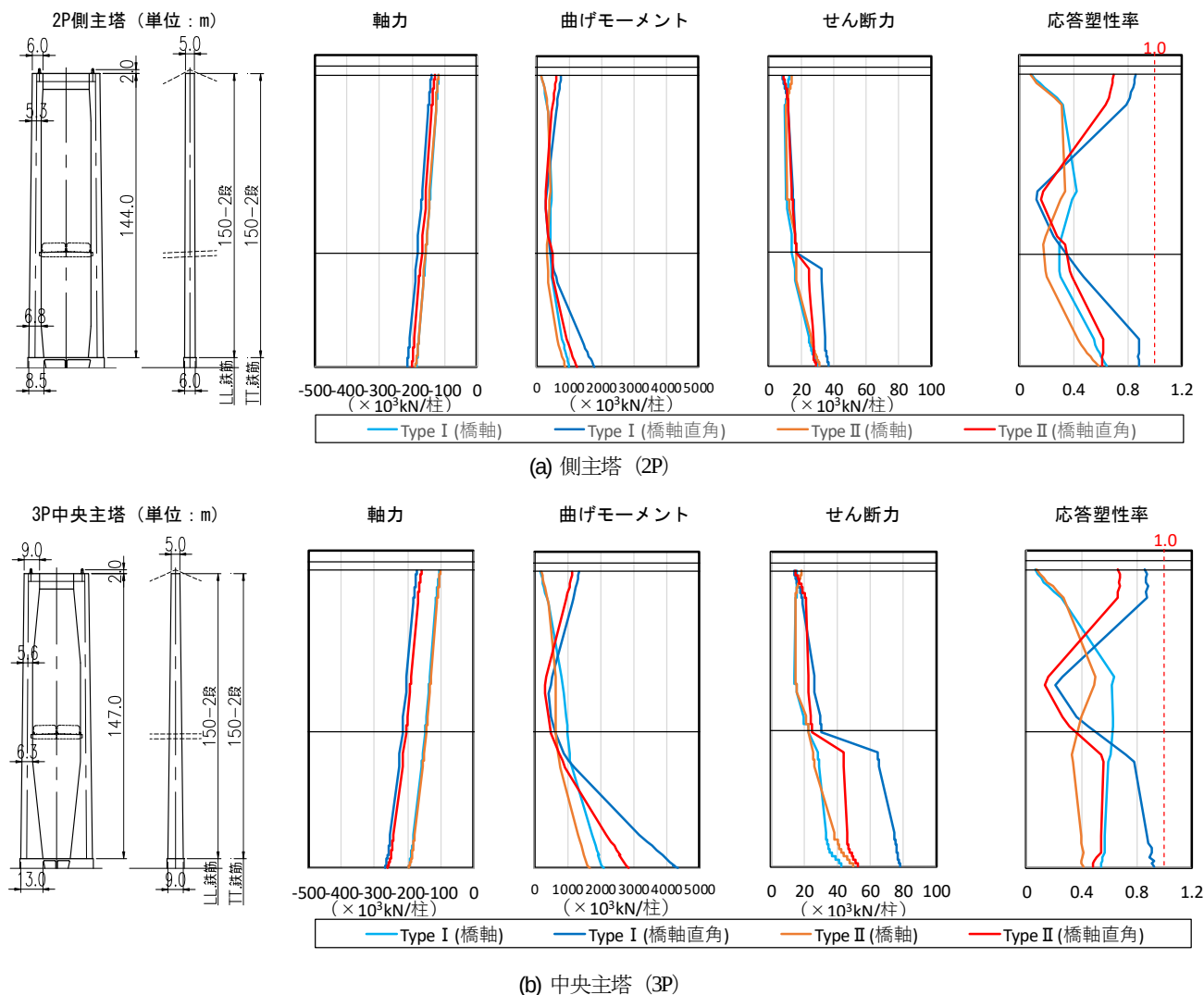


図-17 4主塔吊橋のレベル2地震動に対する応答分布

振動特性に大きな違いがないと考えられる。また、2主塔斜張橋の6次および4主塔斜張橋の9次のモードは、側径間主桁の水平たわみのモードであるが、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1次および4主塔斜張橋5次のモードは、主径間主桁の水平たわみのモードであるが、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主塔斜張橋では一つの主径間の橋軸直角方向の変形に対して2つの主塔で支持する一方、4主塔斜張橋では、3つの主径間の橋軸直角方向の変形を4つの主塔で支持するため、その分主塔への影響が大きく生じたものであるが、最大応答値(CQC)に対する比率は低く、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主塔斜張橋はほぼ同じであると考えられる。図-11より4主塔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、斜張橋とは異なり、主塔単体で橋軸方向に振動するモードである。一方、斜張橋の主塔基部への影響の

表-11 レベル2地震動に対する主塔の最大応答一覧

|        |                  | 2主塔斜張橋    | 4主塔斜張橋    |           | 4主塔吊橋     |           |
|--------|------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
|        |                  |           | 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     | —         | —         |
|        | 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     | —         | —         |
|        | 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    |

大きかった主桁の橋軸方向に変位するモードは、6.39秒(6次)と長周期であることから応答が小さく、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-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大きく異なり、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。

レベル2地震動の時刻歴応答解析による主塔の断面力および応答塑性率の分布を図-15から図-17に示し、最大支承反力、最大支承変位、最大塔基部断面力を表-11にまとめる。なお、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-15および図-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主塔斜張橋側主塔、中央主塔のいずれも似通っているが、主塔基部の曲げモーメントは橋軸方向では2主塔斜張橋に比べ、4主塔斜張橋においては、側主塔で40%程度、中央主塔で60%程度大きく、橋軸直角方向では2主塔斜張橋に比べ、4主塔斜張橋側主塔、中央主塔とも25%程度大きい。これは、図-9および図-10より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ることから、2主塔斜張橋に比べ4主塔斜張橋は支間長が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主塔斜張橋で4.90秒に対し4主塔斜張橋では4.28秒とやや短周期側となり、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と考えられる。また、図-12および図-13より橋軸直角方向の主塔基部の曲げモーメントは応答スペクトル解析の結果では主塔単体に変形するモードの影響が大きいことから、2主塔斜張橋に比べ、4主塔斜張橋の塔高が8%程度高いことが影響したものと考えられる。図-15および図-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下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。図-17に示す4主塔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塔基部に向かって増加しており、特に中央主塔で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。ただし、応答塑性率は主塔基部においても比較的余裕があり、橋軸方向の最大曲げモーメントが断面決定要因となっていない。橋軸直角方向の曲げモーメント分布はラーメン形状であることから、塔頂および塔基部で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。応答塑性率では、塔頂部および塔基部で余裕がなく、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-18に主塔において最大断面形状となる基部の設計断面図を示す。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いるが、2主塔斜張橋では12m×6m、4主塔斜張橋中央主塔では12m×8m、4主塔吊橋中央主塔では13m×9mで鉄筋は外側にD51鉄筋を150mmピッチで2段、内側にD51鉄筋を150mmピッチで1段配置することで設計可能となる。中空断面の逆Y型RC主塔の事例では、例えば、仁川大橋(韓国)<sup>20)</sup>の主塔基部断面形状は10m×10mで配筋は外側にD51鉄筋を150mmピッチで2段配置となっているなど同程度の規模となっており、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。

## (2) 桁の動的特性の比較

図-19にレベル2地震動に対する主桁の水平方向曲げモーメント図を示し、表-12に最大応答値をまとめる。図

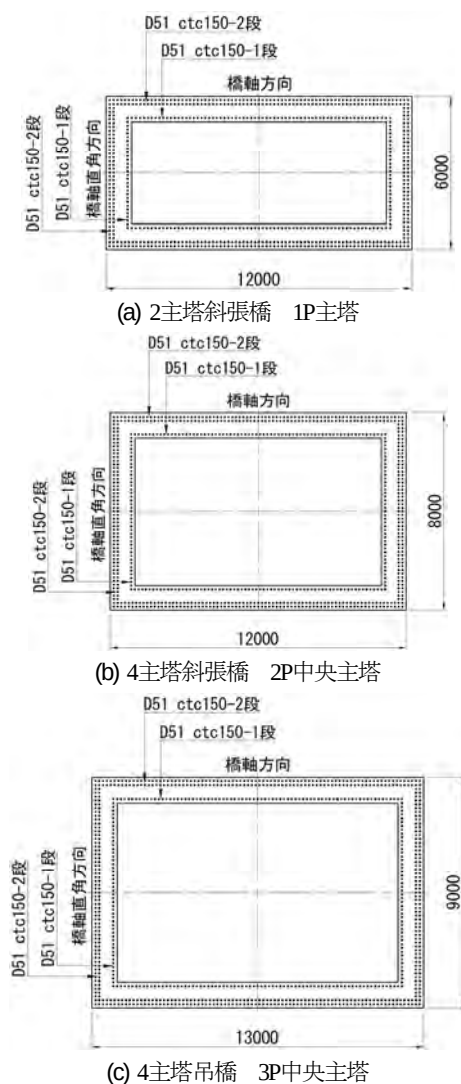
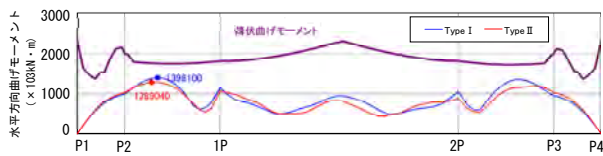
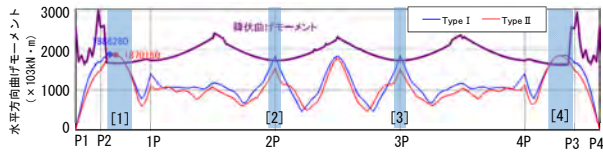


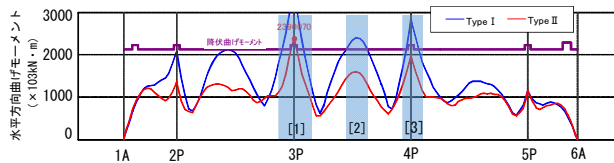
図-18 主塔基部の断面形状(単位:mm)



(a) 2主塔斜張橋



(b) 4主塔斜張橋



(c) 4主塔吊橋

図-19 レベル2地震動の主桁の水平方向曲げモーメント分布

表-12 レベル2地震動に対する主桁の最大応答一覧

|        |                  |            | 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 |

中の降伏曲げモーメントは図-6に示した断面構成にて算出したものである。図-19(a)より2主塔斜張橋では図-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主塔斜張橋では図-19(b)より中間橋脚付近（図-19(b) [1], [4]）と中央主塔位置（図-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-19(b) [1], [4]）ではウェブ板厚を12mmから25mmとする、下フランジの板厚を10mmから11mmとすることで降伏以下とできる。また、中央主塔位置（図-19(b) [2], [3]）では下フランジの板厚を10mmから11mmとすることで降伏以下とできる。これらの対策により増加した主桁鋼重を表-13に示す。4主塔斜張橋の主桁鋼重の増加量は主桁全体としてはごく一部の区間であり、全体鋼重としても1%未満の増加にとどまっており、この

表-13 レベル2地震による主桁鋼重の増加量

|        | 鋼重 (t)    |           | 鋼重比 (L2対応後/L2対応前) |
|--------|-----------|-----------|-------------------|
|        | レベル2地震対応前 | レベル2地震対応後 |                   |
| 4主塔斜張橋 | 42,410    | 42,580    | 1.00              |
| 4主塔吊橋  | 33,800    | 34,870    | 1.03              |

表-14 桁の卓越振動数 (単位: Hz)

|     |       | 2主塔斜張橋 | 4主塔斜張橋 | 4主塔吊橋 |
|-----|-------|--------|--------|-------|
| 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  | 0.655  | 0.303 |
|     | 逆対称1次 | 1.042  | 0.684  | 0.333 |

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、実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。4主塔吊橋では、図-19(c)より水平方向の主桁の変形が大きいことに伴い中央主塔付近（図-19(c) [1], [3]）および中央径間中央付近（図-19(c) [2]）で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-19(c) [1]付近ではデッキ板厚を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-19(c) [2]付近ではウェブ板厚を12mmから13mm、下フランジ板厚を8mmから13mm、図-19(c) [3]付近ではウェブ板厚を12mmから40mm、下フランジ板厚を8mmから14mmとすることで降伏以下とできる。これらの対策により増加した補剛桁鋼重の増加量を表-13に示す。4主塔吊橋の補剛桁鋼重の増加量は補剛桁全体としてはごく一部の区間であり、全体鋼重としても3%程度の増加にとどまっており、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、実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。最大の桁端変位は、表-12より2主塔斜張橋および4主塔斜張橋とも1.5m程度であるが、4主塔吊橋は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、桁端部の構造は今後の検討課題である。

次に、桁の耐風性に関して固有振動数等を整理する。表-14に桁の卓越振動数を示す。鉛直振動特性を比較すると、たわみやすい4主塔斜張橋は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）<sup>29)</sup>よりも小さく、既往の吊橋（例えば、白鳥大橋では鉛直対称1次で0.129Hz<sup>29)</sup>）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主塔斜張橋で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）<sup>29)</sup>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主塔斜張橋で3.0程度、4主塔斜張橋で3.8程度と比較的大きい。4主塔吊橋では、最低次である鉛直対称1次では既往の吊橋をやや下回っており、特に耐風性に関して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次では主塔形状が門型であることもあり、斜張橋に比べると低い、既往の吊橋（例えば、大鳴門橋ではねじれ対称1次で0.328Hz<sup>29)</sup>）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。ここでは実現性に関する基礎的検討であることから簡易推定式であるゼルベルグ式<sup>23)24)</sup>により連成フラッターに対する限界風速の試算により検討した。連成フラッターの検討で組み合わせた鉛直振動モードとねじれ振動モードを図-20に示す。低次のモードを基本とし、4主塔斜張橋および4主塔吊橋では主径間が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-15にゼルベルグ式により試算した限界風速を示す。これによると4主塔斜張橋は、2主塔斜張橋と同程度の限界風速であり、また、明石海峡大橋の照査風速78m/s<sup>29)</sup>を十分上回る結果であることから、実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。4主塔吊橋は両斜張橋に比べ相対的に限界風速が低く、耐風性に関してより慎重な検討が必要である。

### (3) ケーブルの動的特性の比較

図-21にレベル2地震動のうち、応答の大きい橋軸方向

表-15 ゼルベルグ式による限界風速

|        |      |  | 限界風速<br>(m/s) |
|--------|------|--|---------------|
| 2主塔斜張橋 |      |  | 177           |
| 4主塔斜張橋 | ケース1 |  | 173           |
|        | ケース2 |  | 182           |
| 4主塔吊橋  | ケース1 |  | 78            |
|        | ケース2 |  | 85            |

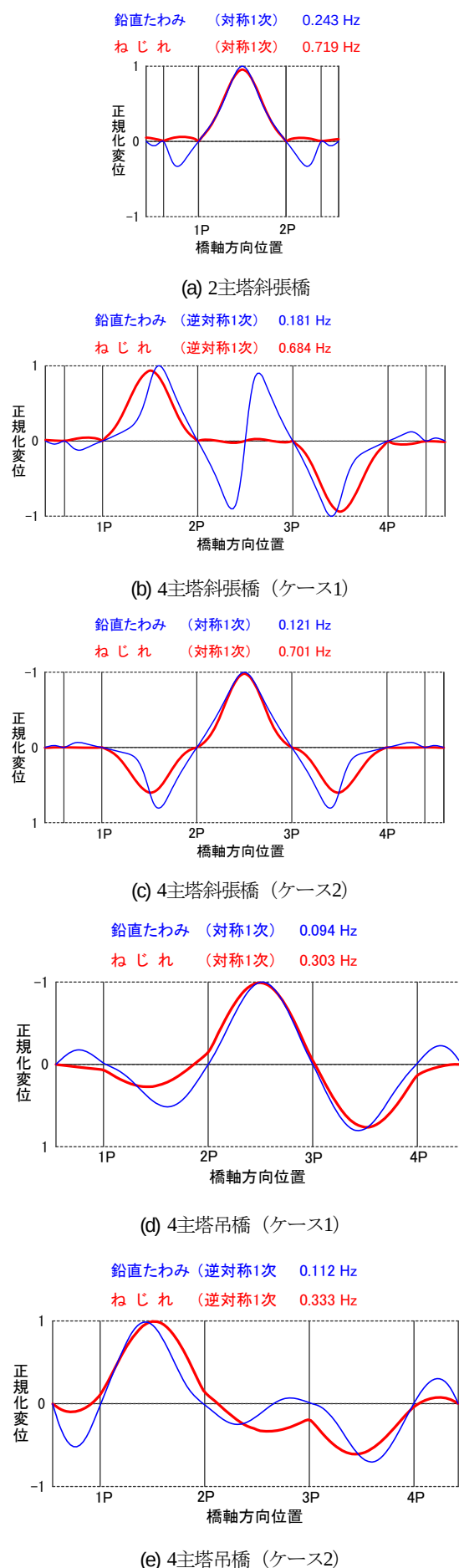


図-20 耐風性検討対象の振動モード

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示し、表-16に張力の最大応答値をまとめる。2主塔斜張橋および4主塔斜張橋では、制限値に対して十分に余裕のある応答となっており、また、最小張力は正の値となっており、張力抜けも生じない結果である。4主塔吊橋では、制限値に対して十分に余裕のある応答となっているが、一部、主塔付近のハンガー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である。

ケーブルの振動特性として耐風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主塔斜張橋は支間長が650mであり、既往の多々羅大橋（主支間長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、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主塔吊橋も同様に既往の明石海峡大橋（主支間長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。

#### (4) 動的構造特性にみる構造実現性のまとめ

以上の検討を踏まえ、動的構造特性から4主塔斜張橋および4主塔吊橋の構造実現性を考察する。4主塔斜張橋では、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。耐震設計では、制限値を降伏以内としていることから、主塔の断面の多くでレベル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、実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。また、主桁設計では、橋軸直角方向の一部においてレベル2地震動にて断面が決定されているが、その規模は小さく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ではあるが、2主塔斜張橋と同程度の耐風性であり、実現性に対する致命的な課題はないと考えられる。ケーブル設計では、レベル2地震動に対しては制限値以内の応答であり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で対応可能と考えられる。

4主塔吊橋では、4主塔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、主塔断面の多くでレベル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、実現性に対する致命

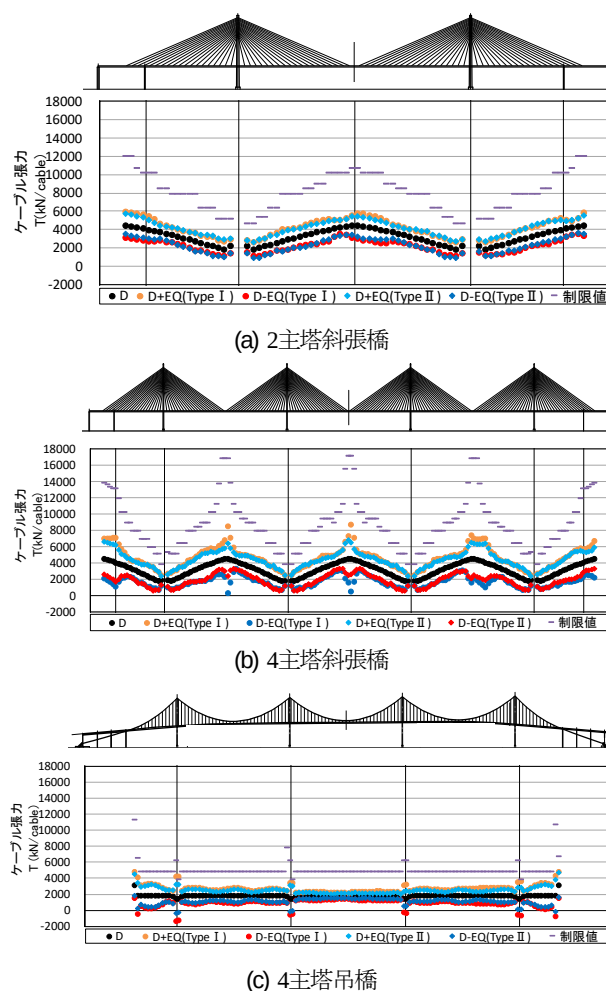


図-21 レベル2地震動（橋軸方向）に対するケーブルの張力分布

表-16 レベル2地震動に対するケーブル張力の最大応答一覧

|                   |    | 2主塔斜張橋 | 4主塔斜張橋 | 4主塔吊橋   |
|-------------------|----|--------|--------|---------|
| 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  |

的な課題はないと考えられる。また、主桁設計では、橋軸直角方向の一部においてレベル2地震動にて断面が決定されているが、その規模は小さく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ではあるが、既往実績での照査風速以下であり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、耐風性に関し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では、レベル2地震動に対しては制限値



以内の応答であるが、一部、張力抜けが生じる結果であり、張力抜け対策が必要ではあるが、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で対応可能と考えられる。

なお、本稿での耐風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が必要である。ケーブルの耐風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。

## 5. まとめ

2主塔斜張橋、多径間連続斜張橋である4主塔斜張橋および多径間連続吊橋である4主塔吊橋に対して、道示および本四基準に基づく試設計を行い、その結果から橋梁種別ごとの構造特性を明らかにするとともに、2主塔斜張橋や既往橋梁との比較により、主径間長650mの4主塔斜張橋および4主塔吊橋の実現性を検討した。

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

- ・4主塔斜張橋の静的構造特性は従来の2主塔斜張橋と比べ、設計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で断面設計可能であり、また、主塔は主たる断面がレベル2地震動で決定するため静的構造特性における実現性に対する致命的な課題はないことを確認した。

- ・4主塔吊橋の静的構造特性は、設計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で断面設計可能であり、また、主塔は主たる断面がレベル2地震動で決定するため静的構造特性における実現性に対する致命的な課題はないことを確認した。

- ・地震時振動特性に対して2主塔斜張橋と4主塔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確認した。

- ・耐震性に対して4主塔斜張橋および4主塔吊橋とも桁の一部がレベル2地震動にて断面が決定されるが、その規模は小さく実現性に対する致命的な課題はないことを確認した。また、主塔の大部分がレベル2地震動にて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、実現性に対する致命的な課題はないことを確認した。

- ・耐風性に対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ではあるが、4主塔斜張橋は、2主塔斜張橋と同程度の耐風性であり、実現性に対する致命的な課題はないことを確認した。一方、4主塔吊橋は両斜張橋と比べやや耐風性が低く、より慎重な検討が必要である。

本稿では4主塔斜張橋および4主塔吊橋に対しては活荷重たわみの制限を設けず検討したが、疲労耐久性や使用性など耐荷性能以外の性能に対する慎重な検討が必要である。一方で、長大な多径間連続構造における活荷重の影響線載荷状況は実態の交通状況を考慮し考察することが重要であり今後の課題と考えられる。また、耐風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、本稿で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。

**謝辞：**本検討は、城西大学藤野陽三学長、長岡技術科学大学長井正嗣名誉教授をはじめとした大阪湾岸道路西伸部技術検討委員会（委員長：城西大学藤野陽三学長）の委員の方々に貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

## 付録 多径間連続斜張橋の径間数に関する影響

### (1) 検討目的

本論文では多径間連続斜張橋として主径間を3つ有する4主塔斜張橋を対象に検討を行ったが、ここでは径間

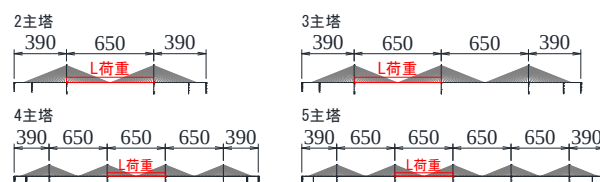


図-22 連続径間数（主塔基数）のパターン

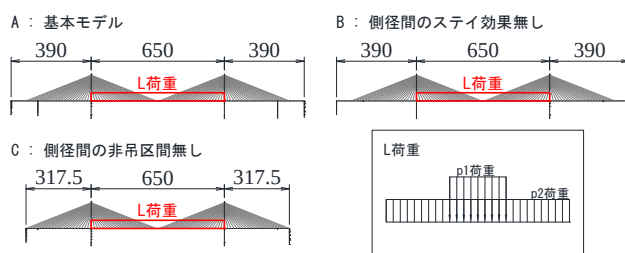


図-23 側径間の橋脚配置パターン

数の違いによる構造特性への影響を検証することにより、本稿の成果を一部補足する。

## (2) 検討対象モデル

検討対象モデルは、最大支間長650m、側径間長390mの斜張橋を基本とし、連続径間数（主塔基数）の異なる4パターン（図-22）と側径間の橋脚配置の異なる3パターン（図-23）の組合せからなる計12モデルとした（表-17）。主塔は本稿と同様にRC逆Y型形式で主桁は扁平六角形断面の鋼床版1箱桁を基本構造とした。支承は弾性支承とした。各モデルの中央径間にL荷重のみを固定載荷し、主桁の鉛直変位および主塔の水平変位を比較した。なお、主塔下端および橋脚下端は固定条件とした。

## (3) 連続径間数の違いによる構造特性の比較

各モデルの主桁中央径間中央部の鉛直変位を図-24に、モデルAおよびモデルCの鉛直変位のモデルA-2に対する比率を図-25に示す。側径間に中間橋脚および非吊区間を有する基本モデルAに着目すると、連続径間数（主塔基数）が少ない2主塔モデルの変位量が最も小さく、連続径間数（主塔基数）の増加に伴い変位量が大きくなる。また、その増加量は3主塔および4主塔では2主塔に比べ大きく増加しているが、5主塔となると大きく鈍化し、4主塔と同程度となっている。図-26にモデルAにおける変形図を示す。これらから、2主塔モデルでは側径間の中間橋脚や端橋脚によってケーブルを介して主塔の変形が拘束され（以下、アンカーケーブル効果という）、中央径間中央の主桁の鉛直変位が抑制されるのに対して、連続径間数（主塔基数）が増加すると中央主塔に対するアンカーケーブル効果が低くなるため、中央径間中央の主桁の鉛直変位の抑制効果が低下し、その影響は4主塔までは径間数に応じて大きくなるが、5主塔では4主塔と同程度の影響であると考えられる。

側径間の橋脚配置の違いに着目すると、側径間の中間橋脚を無くしたモデルBは、中間橋脚を有するモデルAと比べて鉛直変位量が大きくなり、特に径間数が少ない場合に中間橋脚の変位抑制効果（アンカーケーブル効果）が大きいことが分かる。また、アンカーケーブル効果の小さいモデルBの中では径間数が異なっても主桁の鉛直変位に与える影響は小さい。側径間最上段ケーブル定着位置に端橋脚を有するモデルCは、モデルAと比べ2主塔では鉛直変位が大きく、アンカーケーブル効果は中間橋脚がある分モデルAの方が優位である。一方で、3主塔、4主塔と径間数が増えるごとにモデルAと同様にアンカーケーブル効果は低減し、鉛直変位が大きくなる。5主塔ではモデルAと同様に4主塔と同程度となった。以上のことからアンカーケーブル効果は、連続径間数が増えるごとにその効果は小さくなり、4主塔以上となると

表-17 検討対象モデルの一覧

|          |               | 連続径間数（主塔基数） |     |     |     |
|----------|---------------|-------------|-----|-----|-----|
|          |               | 2主塔         | 3主塔 | 4主塔 | 5主塔 |
| 側径間の橋脚配置 | A：基本モデル       | A-2         | A-3 | A-4 | A-5 |
|          | B：側径間のステイ効果無し | B-2         | B-3 | B-4 | B-5 |
|          | C：側径間の非吊区間無し  | C-2         | C-3 | C-4 | C-5 |

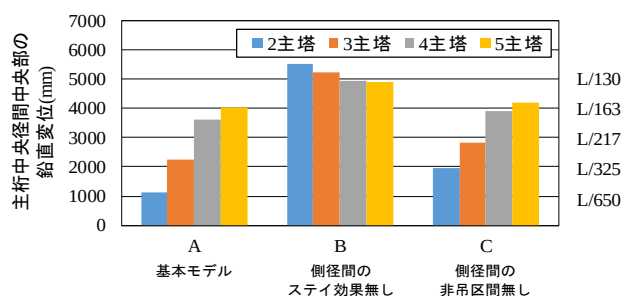


図-24 主桁中央径間中央部の鉛直変位

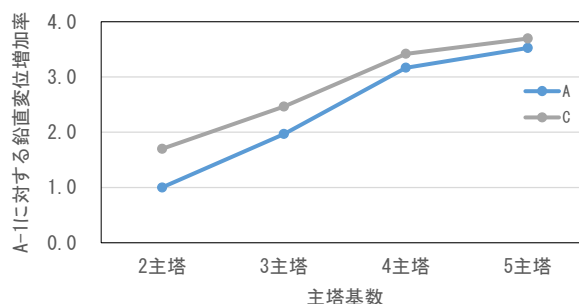


図-25 主桁中央径間中央部の鉛直変位の比率

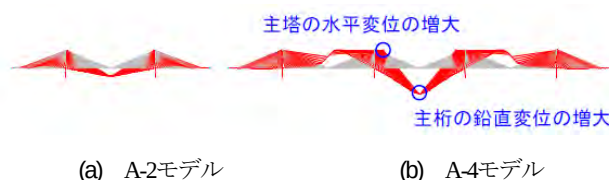


図-26 主桁中央径間中央部の鉛直変位

その効果は同程度であると考えられる。

## 参考文献

- 1) <https://structurae.net/en/structures/bridges/multi-spansuspension-bridges>, 2020年11月1日閲覧
- 2) <https://structurae.net/en/structures/bridges/multiple-spancable-stayed-bridges>, 2020年11月1日閲覧
- 3) <https://www.jasbc.or.jp/kyoryodb/detail.cgi?id=1034>, 2020年11月1日閲覧
- 4) (社)土木学会：鋼斜張橋－技術とその変遷－「2010年版」，2013.
- 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.
- 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.
- 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.
  - 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.
  - 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径間吊橋の耐力特性, 構造工学論文集, Vol. 64A, pp. 86-98, 2018.
  - 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.
  - 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.
  - 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.
  - 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.
  - 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.
  - 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.
  - 16) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017.
  - 17) 本州四国連絡橋公団: 上部構造設計基準・同解説, 1995.
  - 18) 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.
  - 19) (社) 土木学会: 吊橋 [技術とその変遷], 1996.
  - 20) (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.
  - 21) 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.
  - 22) (社) 土木学会: 橋梁の耐風設計ー基準と最近の進歩ー, 2003.
  - 23) Selberg, A.: Oscillation and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges, ACTA Polytechnica Scandinavica, Civil Engineering and Building Construction Series No. 13, 1961.
  - 24) 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.

(Received September 1, 2021)

(Accepted June 28, 2022)

## STUDY ON STRUCTURAL CHARACTERISTICS AND FEASIBILITY OF MULTI-SPAN LONG BRIDGES

Hiroki SUGIYAMA, Hidesada KANAJI and Hironori WATANABE

This study aims to clarify the static and dynamic structural characteristics of a multi-span cable-stayed bridge and a multi-span suspension bridge with three main span lengths of 650m and to confirm its structural feasibility. In terms of static structural responses, the influence of live load on the member design of both the multi-span cable-stayed bridge and the multi-span suspension bridge was larger than that of the conventional cable-stayed bridge, but it was confirmed to be feasible. In terms of dynamic structural properties, it was confirmed that there was no significant difference between the conventional cable-stayed bridge and the multi-span cable-stayed bridge regarding seismic vibration characteristics. Although the effects of Level 2 earthquake motion on some of the girders and the main towers of the multi-span cable-stayed bridge and the multi-span suspension bridge are significant, it was confirmed that there are no critical issues. It was also confirmed that the wind resistance of the multi-span continuous cable-stayed bridge was not much different from that of the conventional suspension bridges, because the deflection frequency of the multi-span cable-stayed bridge was small, and that it was sufficiently feasible by the Selberg equation. On the other hand, the deflection frequency of the multi-span suspension bridge was even smaller than that of the multi-span cable-stayed bridge, and it was suggested that careful consideration of wind resistance was necessary.