

長大橋梁 RC 主塔の地震時挙動特性

河藤千尋* 運上茂樹**

1. はじめに

現在検討されている海峡横断道路プロジェクト等においては、建設コストの削減が大きなテーマとして掲げられており、その1つの方策として鉄筋コンクリート製吊橋主塔(以下、RC主塔と呼ぶ)の採用も考えられる。これまで我が国でRC主塔が多く採用されなかったのは、我が国のように地震や風などの自然環境条件が厳しい地域においては、架設途中のフリースタンディング状態での主塔の設計が厳しくなるためとされていた¹⁾。一方、RC主塔の特徴としては、特に自重の軽減のために高強度材料を用いること、長大な補剛桁の自重を支えるケーブルからの作用力として高軸力が作用することなどが特徴として挙げられる。今後このようなRC主塔の実現のためには、RC主塔の非線形域の挙動を含めた力学特性について十分明らかにするとともに、設計法としてまとめていくことが必要とされる。本研究は、このような特徴を持つRC主塔の耐震設計法の検討を目的とし、中央支間長2,300mクラスの長大吊橋を対象としたRC主塔の地震時挙動特性を解析的に検討した結果をまとめたものである。

2. 解析対象としたRC主塔および解析条件

2.1 解析対象RC主塔

解析対象としたRC主塔は、中央支間長2,300m程度の長大吊橋の主塔を想定したものであり、高さ約290m、4段の水平梁を有するラーメン構造のRC主塔である。解析対象としたRC主塔の一般図ならびにモデル図を図-1に示す。なお、本RC主塔の塔柱断面は常時にて設計されたものであり、大規模地震を想定したレベル2地震動に対しての照査および断面の変更は行っていないものである。

本検討に用いたRC主塔の塔柱断面は主塔自重軽減のため中空の2室断面であり、設計基準強度

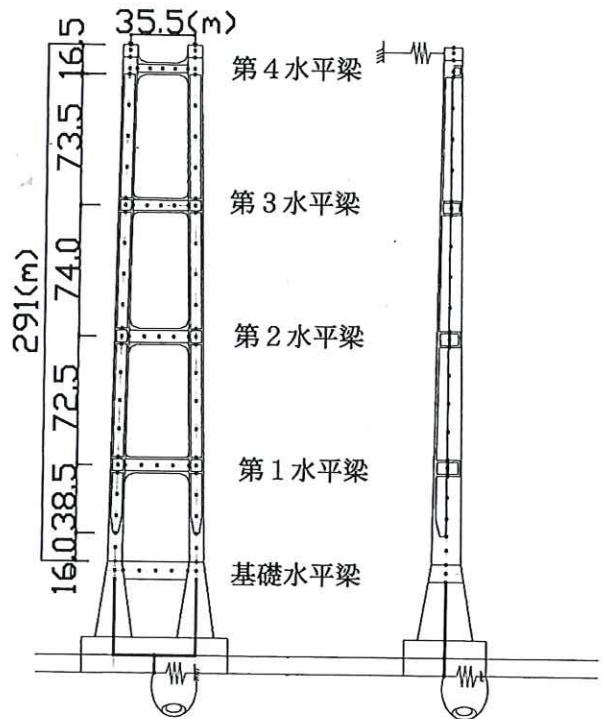


図-1 RC主塔一般図およびモデル図

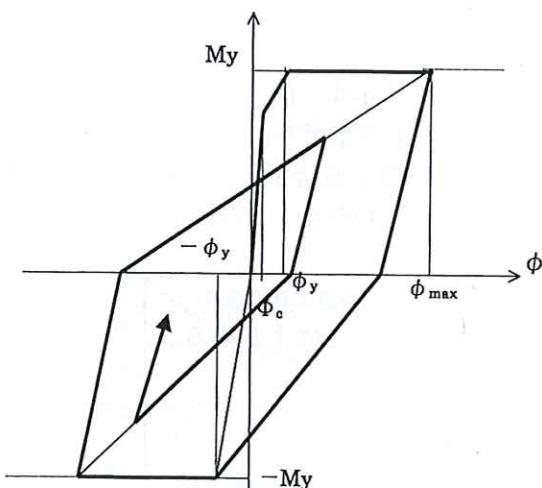


図-2 武田モデル

80N/mm^2 の高強度コンクリートと、SD490の高強度鉄筋を用いている。なお、水平梁は施工性を考慮しPRC構造としている。

2.2 解析条件

解析モデルとしては塔柱部材、水平梁は、はり要素でモデル化した。基礎水平梁より下の塔柱部

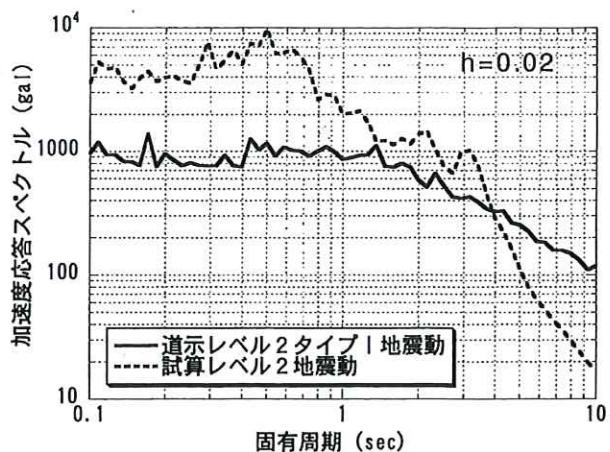


図-3 加速度応答スペクトル

分およびフーチングは剛のはり要素でモデル化し、フーチングは回転慣性も考慮した。材料非線形性、幾何学的非線形性を考慮し、高強度コンクリートの応力-ひずみ関係については文献2)で提案されている式を用いた。主塔の非線形動的時刻歴解析を行うにあたり、主塔および水平梁に材料非線形性を考慮し、M- ϕ モデルでモデル化した。M- ϕ モデルは以下の3点で表した。

ひび割れ：コンクリート外側表面の曲げひび割れが発生する時点

降伏：外側鉄筋位置で鉄筋が引張降伏する時点

終局：外側鉄筋位置でコンクリートが圧縮終局ひずみに達する時点

履歴特性として図-2に示す武田モデル³⁾を用いた。また主ケーブルによる塔頂の橋軸方向に対する拘束効果は線形バネとしてモデル化した。地盤バネとしては、フーチング下端に橋軸方向、橋軸直角方向の線形の水平ばね、回転ばねを設置することにより考慮した。塔柱に作用する初期軸力として、塔頂からのケーブル鉛直反力、主塔リンク反力および自重を考慮した。

減衰は Rayleigh 型減衰を仮定した。主塔部材の構造減衰は 2%、剛部材でモデル化した基礎水平材より下の部分の構造減衰を 5%、基礎-地盤間ばねは 10% の減衰とした。

2.3 入力地震動

入力地震動としては、道路橋示方書に規定されるレベル2タイプI地震動(以下、道示レベル2と呼ぶ)と建設地点の比較的近くで発生することが考えられる海洋性の巨大地震や活断層から生じるいわゆる直下型大地震を想定して仮に試算した地震動(以下、試算レベル2と呼ぶ)、およびその

表-1 固有振動解析結果

橋軸方向			縦軸直角方向		
1次 2,691s	2次 1,488s	3次 1,343s	1次 3,719s	2次 1,094s	3次 0,626s

試算レベル2の加速度を1.5倍したものの合計3ケースとした。試算レベル2の1.5倍の入力地震動については、後述する本RC主塔の低次の周期帯域(1秒~4秒程度)においては、活断層から生じる直下型大地震時に1~1.5G程度の大きな加速度を生じる場合を想定して設定したものである。図-3に解析に用いた道示レベル2および試算レベル2の加速度応答スペクトルを示す。

3. 解析結果

3.1 固有振動解析結果

表-1に固有振動解析結果を示す。固有振動解析は橋軸、橋軸直角方向を分けて行い、解析に用いる部材の剛性は橋軸、橋軸直角方向の計算とともに、それぞれの振動方向に対するM- ϕ 関係の初期剛性(ひび割れ剛性)を用いて行った。1次の固有周期は、橋軸方向に対しては約2.7秒、橋軸直角方向に対しては約3.7秒である。この結果から、橋軸、橋軸直角方向とともにこの周期帯域では図-3の加速度応答スペクトル値において試算レベル2が道示レベル2を上回っており、試算レベル2のほうがRC主塔により大きな影響を及ぼすと予想される。

3.2 非線形動的解析結果による地震時挙動特性の検討

図-4、図-5はそれぞれ橋軸方向、橋軸直角方向の解析による最大応答加速度、最大応答変位、最大曲率応答塑性率の主塔高さ方向の分布を示したものである。本解析は非線形動的時刻歴解析であるため、RC主塔は橋軸、橋軸直角方向双方ともに対称に応答が生じるとは限らない。このため、曲率応答塑性率は橋軸方向解析では、紙面に対して主塔が手前に変形する方向を正とし、橋軸直角

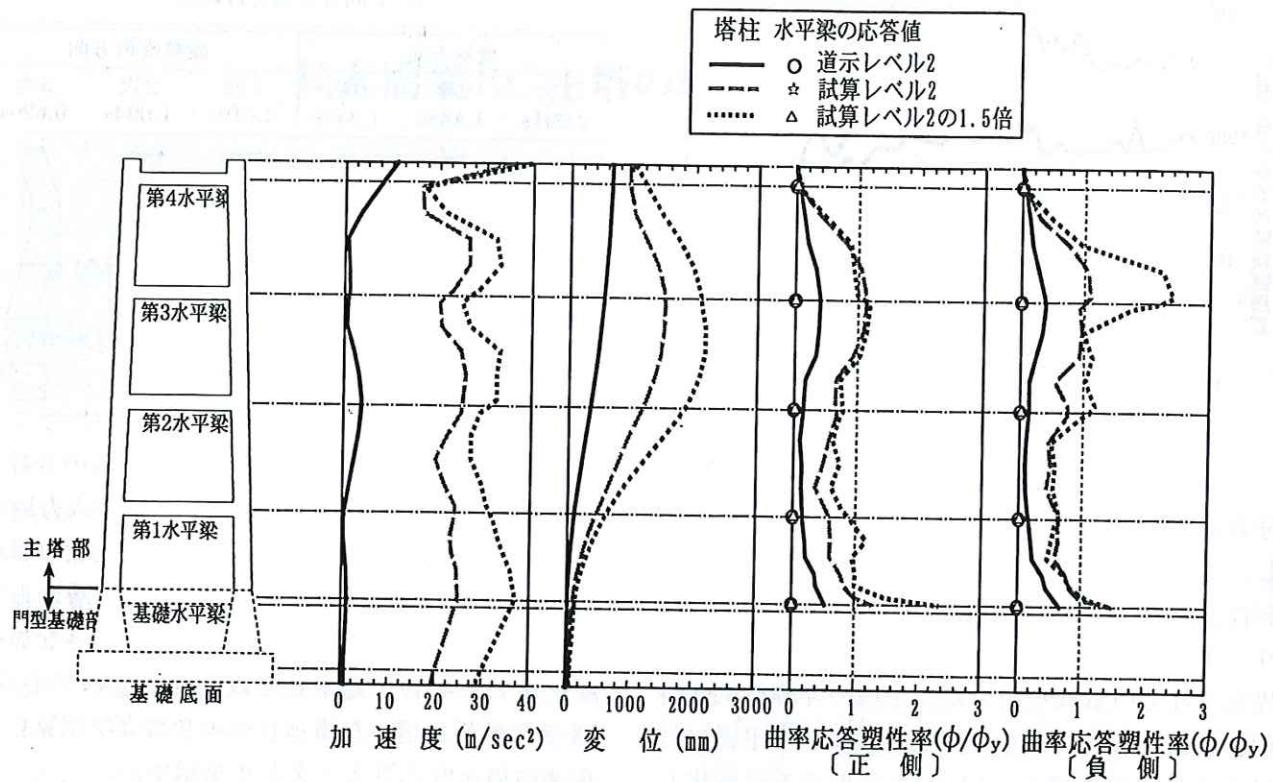


図-4 非線形動的解析結果：橋軸方向

方向解析では、紙面に対して主塔が左側に変形する方向を正として表記した。

図-6には橋軸直角方向の解析から得られた最大応答断面力として、曲げモーメント、軸力、せん断力の塔柱高さ方向の分布を示す。ここで、軸力の応答値としては主塔の橋軸直角方向の振動により主塔の引張側となる方の塔柱について示している。なお、橋軸方向の最大応答断面力の解析結果は橋軸直角方向に比べ、厳しい条件となるものが少ないため、ここでは省略した。以下に地震時挙動特性についてまとめる。

(1) 橋軸方向

加速度に関しては、道示レベル2と試算レベル2、およびその1.5倍とで応答の分布形状に差が生じているが、塔頂で最大値となる傾向は同じである。

変位に関しては、道示レベル2では塔頂で変位最大となり、試算レベル2では第3水平梁付近、試算レベル2の1.5倍では第2水平梁と第3水平梁の中間あたりで最大となる。入力地震動が大きくなるに従い、最大変位を生じる位置が下がっている。これは主塔を1本の梁に見立てた場合、主ケーブルによる橋軸方向の塔頂変位の拘束により、入力地震動が大きくなるに従って、塔基部と塔頂を節とし、腹の部分である第2、第3水平梁付近

が大きく振動するモードへ移行していることを示していると思われる。

曲率応答塑性率では、道示レベル2では1.0を越える応答、すなわち塑性化に至る部材は見られないが、試算レベル2では、第3水平梁付近と基礎水平梁位置で1.0を越える。試算レベル2の1.5倍の入力の場合では試算レベル2と比べ第2、第3水平梁位置付近での応答が大きくなっているが、部材は終局には達していないことが確認される。道示レベル2と試算レベル2では正側と負側の応答に顕著な差は見られない。しかし、試算レベル2の1.5倍では第3水平梁、基部水平梁付近で正側と負側の応答に約2倍程度の差が生じている。試算レベル2とその1.5倍では同じ入力地震動を使用していても、これだけの差が生じるのは、試算レベル2の1.5倍では塔柱の応答の大部分が塑性域に入るため、一度塑性域に入った部材の応答特性が弾性域にある部分と比べ変化したものと思われる。なお水平梁に関しては橋軸方向振動であるため、ほとんど変形は生じない。

(2) 橋軸直角方向

加速度に関しては、道示レベル2が塔基部から塔頂まではほぼ一定の分布を示すのに対して、試算レベル2、試算レベル2の1.5倍では両者はほぼ同

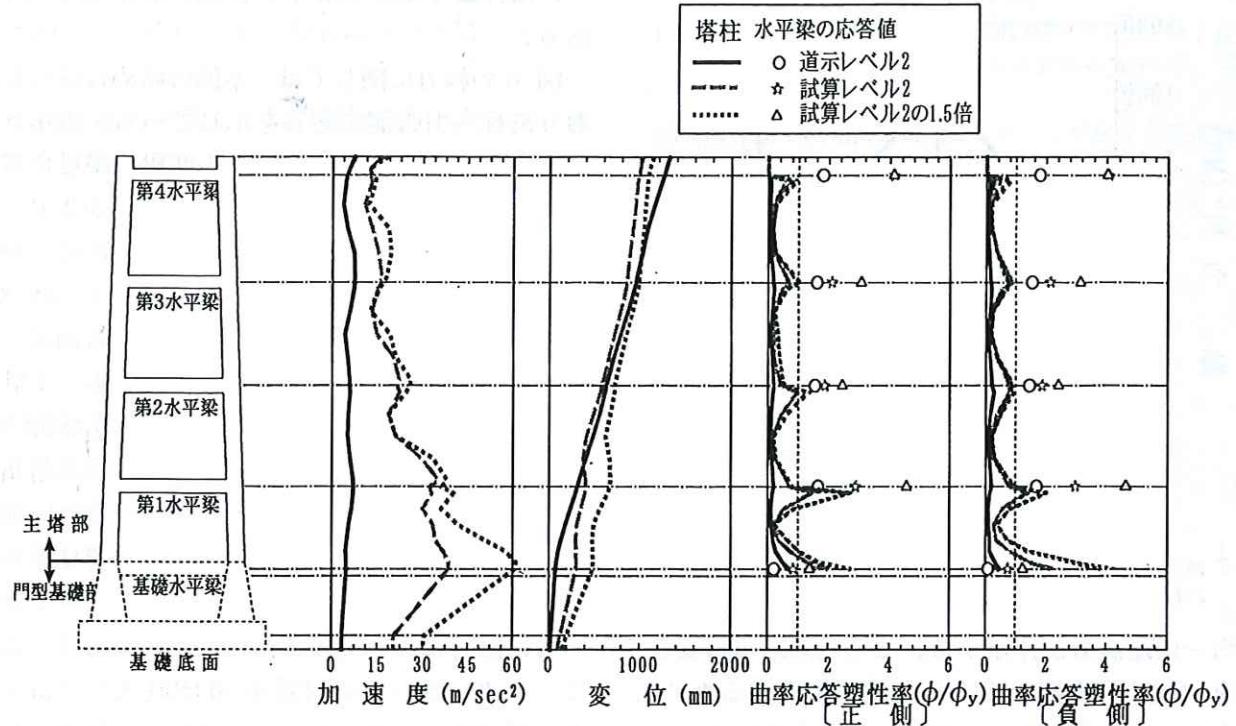


図-5 非線形動的解析結果：橋軸直角方向 (1)

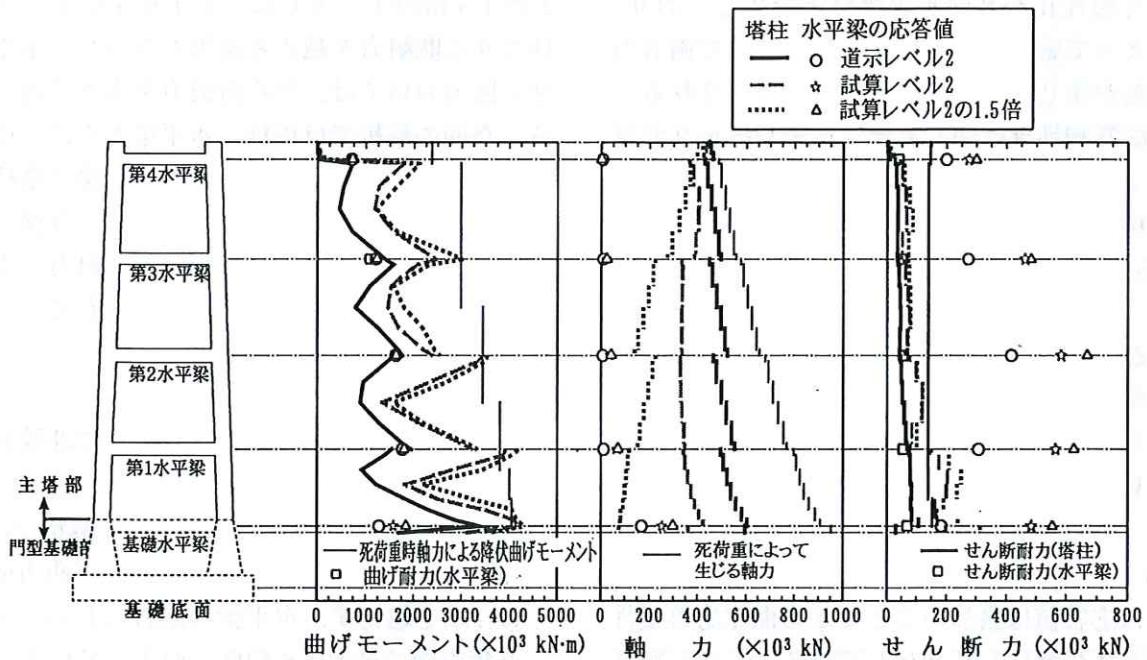


図-6 非線形動的解析結果：橋軸直角方向 (2)

じ分布形状を示し、基礎水平梁付近で最大となっている。変位に関しては、橋軸直角方向には主ケーブルによる変位の拘束効果がほとんど働かないため、基部から塔頂に向かって変位が増大する1次モード形となる。変位量は解析した3ケースではほとんど変わらない値となった。加速度分布については試算レベル2とその1.5倍が道示レベル2をすべての部位で上回っているにもかかわらず、

このような結果となった理由を、今回の解析結果から、以下のように考察した。

橋軸直角方向の塔頂変位に対して、主ケーブルによる拘束効果はほとんど働かない。このため、RC主塔全体の振動形としては、片持ち梁のようになる。ここに、道示レベル2の地震入力があった場合、最大応答加速度はその発生時刻に差はあるものの、塔柱にはほぼ均一であり、すなわち塔柱

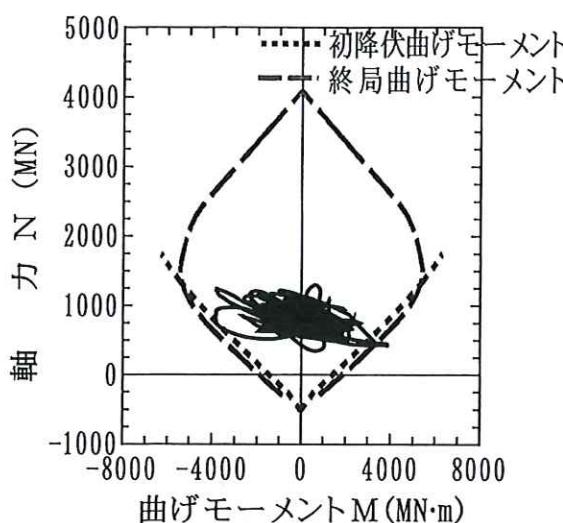


図-7 軸力変動が塔柱の応答に与える影響(第1水平梁直下の柱部)

に均一に地震力が作用する。このため塔頂は変位拘束が無く、片持ち梁の自由端に相当するため、最大となる変位応答を示す。一方、試算レベル2、試算レベル2の1.5倍の入力があった場合、主塔において塑性化が基礎水平梁付近で生じており、これによって応答が低減される結果として両者の応答に差が生じない結果となったと考察される。

曲率応答塑性率に関しては、道示レベル2では塔柱は1.0を越えないが、水平梁は基礎水平梁を除き1.6から1.8程度となっている。試算レベル2の1.5倍の入力においては、試算レベル2と比べて第1水平梁より下の範囲で応答が大きくなる傾向が見られる。また水平梁位置およびその直下で曲率応答塑性率が大きくなり、基部に向かうに従って大きくなる傾向が見られる。なお、橋軸方向で見られた正側と負側での応答の差は見られない。

図-6より、曲げモーメントに関しては、3ケースともに応答値は当然のことながら曲率応答塑性率の大きさに対応して変化している。しかし後述する塔柱の軸力変動により、部材断面のN-M相関をもとに実際に塔柱に作用している軸力で曲げ耐力を評価する場合には図-7に示すように、応答値は降伏を越え、終局に至り得る部材も生じ得ることが分かった。図-7は試算レベル2による解析結果のうち、第1水平梁直下の塔柱部に生じる曲げモーメントと軸力の相関を時刻歴応答の軌跡として示したものである。終局に至る部材としては、試算レベル2、試算レベル2の1.5倍のケー

スの塔柱第1水平梁直下、および塔柱基部付近である。

図-6の軸力に関しては、本節の始めに述べたとおり塔柱の引張側の応答を示している。道示レベル2では死荷重による軸力から基礎水平梁位置では約 $300 \times 103\text{kN}$ の引張(上向きの力)が生じ、結果として約 $600 \times 103\text{kN}$ の軸力となったことがグラフから読みとれる。ここには示していないが、圧縮側の塔柱では死荷重による軸力から前述した変動軸力相当分(約 $300 \times 103\text{kN}$)が加わった状態となっており、左右の塔柱で圧縮側、引張側の軸力変動が出ていることを確認している。本解析のRC主塔は多層のラーメン構造であるが、一般的な一層のラーメン構造と同じ軸力変動を生じていることが分かる。

せん断力については、せん断耐力の算定において、スターラップの材質をSD490として計算した。塔柱では、道示レベル2ではせん断耐力内に収まっているが、試算レベル2および試算レベル2の1.5倍のケースでは、第1水平梁より下の塔柱でせん断耐力を越える結果となった。水平梁のせん断力においては、せん断耐力を大きく越えている。今回の解析では塔柱、水平梁とともに、梁モデルを使用しているため、実際の水平梁と塔柱の接合部の応力状態を把握できていない。今後、立体FEM解析を行うなどして、せん断耐力および構造変更を含めた検討が必要と考えられる。

4.まとめ

RC主塔の地震時挙動特性に関して非線形動的解析を行い、以下の結論を得た。

- (1) 道示レベル2の地震動を用いた解析では、塔柱の曲率応答塑性率は橋軸、橋軸直角方向とともに1.0を越えず、水平梁の応答においても橋軸直角方向で最大1.8程度に収まっている。
- (2) 試算レベル2、試算レベル2の1.5倍の地震動を用いた解析では、塔柱の曲率応答塑性率は橋軸方向、橋軸直角方向とともに概ね1.0以内に収まっているが、一部で2.0を越える箇所も存在する。試算レベル2の地震力の大きさによる違いは、損傷箇所の拡大、応答値の増大となって現れ、両者に顕著な違いは見られない。
- (3) 橋軸直角方向の解析においては、塔柱に軸力変動が生じる。特に試算レベル2以上の地震

動の解析では、塔柱軸力を考慮して曲げ耐力を評価すると終局に至り得る部材があることが分かった。

(4)せん断力に関しては、解析を行った3ケースともに橋軸直角方向において水平梁のせん断力が厳しい条件となることが明らかとなり、水平梁の構造検討が必要と考えられる。

なお、本研究では、地盤の影響を線形ばねで置き換えて解析したが、試算レベル2、もしくはそれ以上の地震動が作用する場合などは、地盤が非線形応答を示すことが予想される。本研究はRC主塔の地震時応答特性の把握にあたったため、地盤の非線形性の影響は考慮しなかった。今後、さらに詳細な橋梁全体系の挙動解析を行う場合などは、基礎と地盤の相互作用などを考慮した解析が必要となると思われる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会報告書、土木研究所資料第3479号、平成8年3月
- 2) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度高強度鉄筋分科会報告書、平成5年3月
- 3) T.Takeda, M.A.Sozen, N.Nielsen : Reinforced concrete response to Simulated Earthquake, Proc. ASCE Vol.96, No.ST-12, Dec.1970.

河藤千尋*



独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ耐震
チーム主任研究員
Chihiro KAWATOH

運上茂樹**



同 耐震研究グループ
耐震チーム上席研究員,
工博
Dr. Shigeki UNJOH