

### III-8 大規模地震を想定した長大橋梁の耐震設計法の合理化に関する試験調査

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 10～平 17

担当チーム：耐震研究グループ（耐震）

研究担当者：運上茂樹、遠藤和男

#### 【要旨】

巨大地震の断層直近に計画される中央支間長 2000m を超える超長大吊橋に対する合理的・経済的な耐震設計法を検討することを目的として、これまで、長大吊橋上部構造の主要部材の中で、大規模地震時に上部構造を構成する上で重要となる主塔構造に着目し、プッシュオーバー解析あるいは非線形動的解析等を実施して、振動特性、耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性等について検討を行ってきた。H17 年度は、これまでの検討成果を取りまとめるとともに、これら成果をもとに大規模地震時における新形式主塔構造を含む長大吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度を設定して耐震性能照査法の提案を行った。

キーワード：超長大吊橋、主塔、プッシュオーバー解析、耐震性能照査法、限界状態

#### 1. はじめに

兵庫県南部地震以降、一般の橋梁では、目標とする耐震性能が線形域から非線形域へと移行しており、大規模地震の際には部材の一部に塑性化を許容し、ここでエネルギー吸収を図ることにより大地震に適切に抵抗するといった塑性変形性能を考慮した設計体系が取り入れられている<sup>1)</sup>。一方、長大吊橋の場合、本州四国連絡橋等のこれまでの耐震設計では地震時の応答を構造物の弾性限内に収めるといった弾性設計が行われてきた<sup>2), 3)</sup>。

しかしながら、最近の海峡横断道路プロジェクト計画では、大規模地震の発生が予想される地域において長大吊橋の建設が検討されており、地震の影響が部材断面等の設計において支配的となり得ることも想定され、従来の弾性設計では合理的な設計ができない可能性もある。このような長大吊橋を合理的かつ経済的に耐震設計するためには、建設地点においてまれに発生する大きな地震動に対しては機能復旧可能な損傷は許容するが崩壊を防止することを目標とする等、部材の塑性化を考慮した耐震設計を行うことが考えられる。このように必要な耐震性能を確保し適切な照査を行うためには、大規模地震時にどの部位にどの程度の損傷を許容できるかといったことを明確にしていくとともに、これをどのように性能検証していくかということが重要となる。特に主塔に関しては、塔頂がケーブルに拘束されて地震時の挙動が複雑となるため、適切な手法により耐震性能を検証する必要がある。

このような背景から、大規模地震に対する中央支

間長 2000m クラスの長大吊橋上部構造の耐震性能照査法を提案することを目的に、大規模地震時に上部構造を構成する上で重要となる主塔構造に着目し、プッシュオーバー解析、非線形動的解析等を実施し、吊橋全体系の地震応答特性、主塔の耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性に関する検討を実施してきた。検討対象とした吊橋主塔構造は、これまでの国内の長大吊橋で主に採用されている鋼製主塔、海外の長大吊橋で実績のある RC 主塔、より耐震性能に優れた新形式高耐震性能構造として CFT (Concrete Filled Tube、コンクリート充填鋼管) 構造を用いた CFT 主塔の 3 つである。今年度は、これまでの検討成果を取りまとめるとともに、これら成果をもとに大規模地震時における新形式主塔構造を含む長大吊橋上部構造の限界状態、許容できる損傷度を設定して耐震性能照査法の提案を行った。

#### 2. 検討対象とした吊橋主塔

検討対象とした主塔は、中央支間長 2250m、橋長 3970m、サグ比 1/11 の 3 径間 2 ヒンジ吊橋を想定して試設計した鋼製・RC・CFT 主塔の 3 形式である。想定した吊橋の一般図を図-1、試設計した各形式の主塔一般図を図-2、数量、主塔自重等の比較を表-1 に示す。試設計では、本州四国連絡橋の設計基準<sup>4)</sup>に従い、常時の荷重、すなわち最大鉛直荷重、最大塔頂水平変位に対する照査および風荷重に対する照査を行っており、結果的には断面は風荷重が支配的となっている。また、吊り構造系からの荷重は 3 形式で同一のものを使用し、主塔自重、風荷重のみを

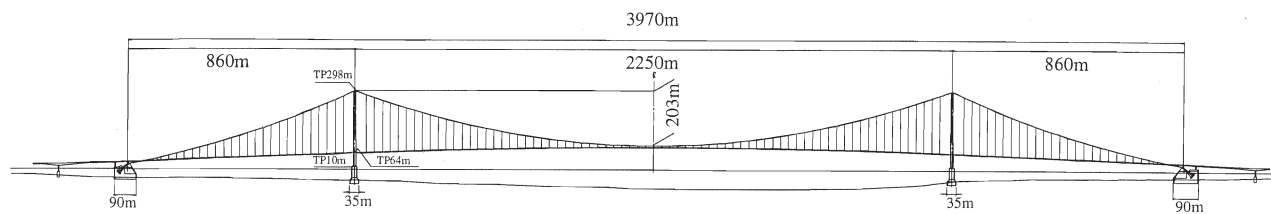


図-1 吊橋一般図

表-1 各主塔形式の比較

	鋼製主塔	RC主塔	CFT主塔
施工性	軽量であり大ブロック架設が可能であることから、工期を短縮できる。架設時の振動対策としてTMD等が必要となる場合が多い。	移動型枠等、施工速度、精度を向上する工法が提案されている。	鋼管の接合は溶接、充填コンクリートは高流動コンクリートとして圧入により打設する。コンクリート打設に際し、型枠が不要となる。鋼管現場溶接継手の施工方法、高所圧送によるコンクリート品質へ及ぼす影響等の検討が必要である。
風荷重 (橋軸直角方向)	40,246kN (1.00) <sup>1)</sup> 抗力係数 Cd=1.8	31,974kN (0.79) <sup>1)</sup> 抗力係数 Cd=1.8	21,430kN (0.53) <sup>1)</sup> 抗力係数 Cd=0.7 前後面CFT、ブレース3面に載荷
主塔自重	161,400kN (1.00) <sup>1)</sup>	557,500kN (3.45) <sup>1)</sup>	320,700kN (1.98) <sup>1)</sup>
数量	[塔柱鋼材SM490Y, SM570] 149,400kN [水平材鋼材SS400, SM490Y] 12,000kN	[塔柱コンクリート80MPa] 19,739m <sup>3</sup> [水平材コンクリート80MPa] 2,560m <sup>3</sup>	[塔柱鋼材SM490Y] 48,990kN [塔柱コンクリート40MPa] 10,816m <sup>3</sup> [水平材鋼材SM490Y] 21,170kN
(概算工費比率) <sup>2)</sup>	(1.00) <sup>1)</sup>	(0.57) <sup>1)</sup>	(0.53) <sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> ( ) は鋼製主塔に対する比率

<sup>2)</sup> 概算工費比率は、鋼材 (鋼管) : 80千円/kN、鋼材 (鋼製主塔) : 85千円/kN、充填コンクリート : 150千円/m<sup>3</sup>、高強度コンクリート (RC製主塔) : 350千円/m<sup>3</sup>とした場合の参考値

形式毎に算出した値を用いている。いずれの主塔形式においても、ケーブル塔頂間隔 (=24m)、ケーブル塔頂高さ (=288m)、水平材本数 (=4 本) は同一としている。CFT の耐力照査式及び構造細目は、土木学会基準<sup>5)</sup>及び道路橋示方書鋼橋編<sup>6)</sup>に従った。水平材は下から第一、第二として最上段を第四水平材、また、橋軸方向を面外方向、橋軸直角方向を面内方向と称する。

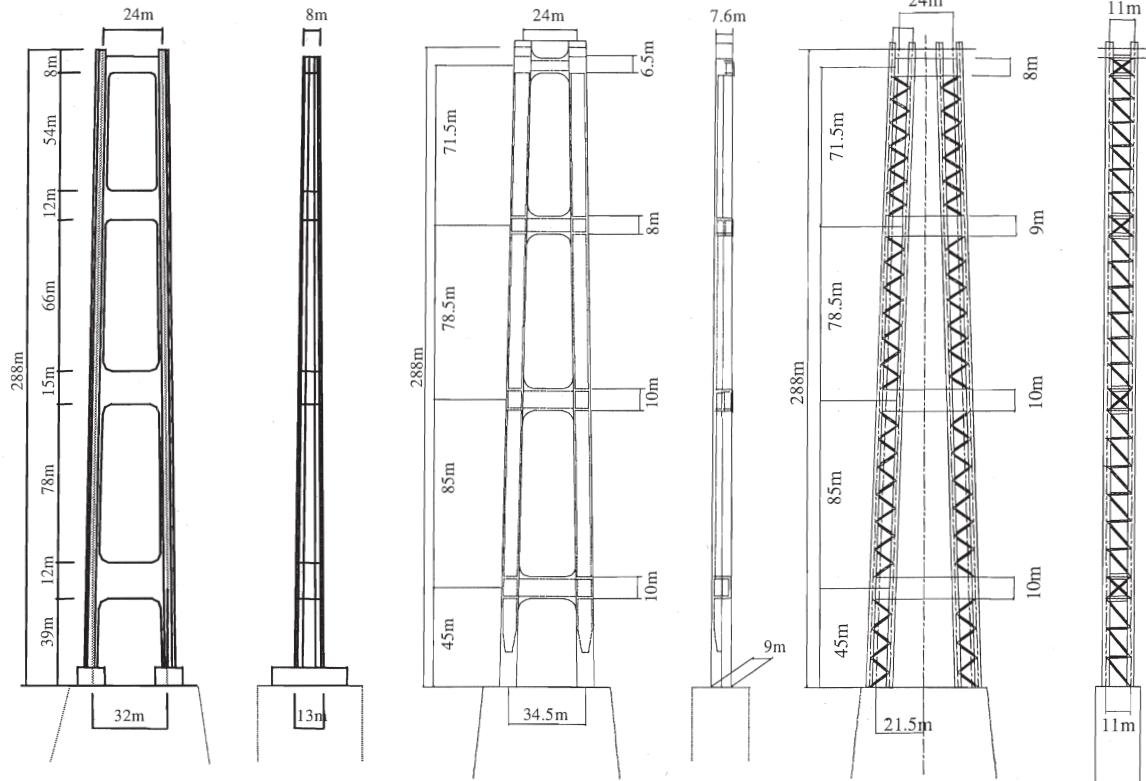
鋼製主塔は、これまで我が国の長大吊橋に採用されてきた構造であり、利点として、他形式と比較して軽量であること、大ブロック架設が可能であることから施工が早いこと等が挙げられるが、建設費用が高いという欠点がある。

RC主塔は、これまで国内において採用事例は無いが、コンクリートは鋼と比較して軸圧縮抵抗が高く、材料費ならびに製作費が安価であり、耐久性に優れると言うメリットがあることから、海外の長大吊橋主塔で実績がある。これまで国内で採用されてこなかった主な理由としては、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ドिंगの状態での設計が厳しくなること、自重が大きいことにより支持地盤によっては基礎を大きくする必要があり、高所におけるコンクリート打設作業が多くなることから工期が

長くなるとともに、施工誤差が大きくなる可能性があること等が考えられる。しかしながら、近年、自重軽減のための高強度材料が開発されており、また、施工技術においては、スリップフォーム工法の開発などで高所における作業を効率的かつ安全に行うことが可能になっている。このような背景から、高橋脚や斜張橋主塔に採用される事例が増加しつつあり、国内の吊橋主塔においても鋼管と組み合わせたRC主塔が採用される計画がある<sup>7)</sup>。

CFT主塔は、これまで吊橋主塔に適用された実績は無いが、近年の建築構造物等で用いられているCFT構造を用い、充填コンクリートの拘束効果による耐力の向上、局部座屈の防止等の利点を活かして、より耐震性能に優れた新しい主塔構造形式を探ること目的として検討するものである。構造形式は、CFT部材を用いた3本の柱とコンクリート非充填鋼管の斜材をトラス状に組んで1本の塔柱を構成し、鋼製箱形断面の水平材で2本の塔柱を結合したものである。他形式と比較して受風面積が小さく、円形であることから、塔柱断面に支配的となる風荷重が小さくなり、塔柱と水平材の接合部構造、鋼管現場溶接継手の施工方法、高所圧送によるコンクリート品質へ及ぼす影響等の課題を有するものの、RC主塔とほぼ同程度の経済性を有する試設計結果となっている。

正面図、側面図



塔柱基部断面図

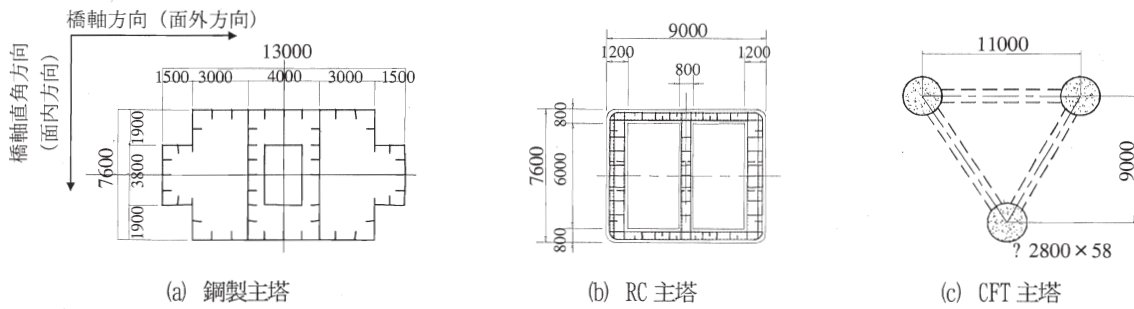


図-2 主塔一般図

また、RC 主塔と比較して、主塔重量は6割程度と軽量になり、基礎へ与える影響が小さくなるものと考えられる。

### 3. 主塔のプッシュオーバー解析

#### 3.1 解析モデル

各主塔形式の解析モデルを図-3に示す。解析モデルは、主塔単独系を対象として、各部材を骨組要素によりモデル化(骨組モデル)した。塔頂部は、実際にはケーブルにより拘束されており、その影響を考慮するため橋軸方向に弾性支持されているものとして、ケーブル拘束力と等価な線形の水平ばねを塔頂部に取り付けた。ばね定数は、吊橋全体系モデルの塔頂部を支点移動させ、塔頂の移動量と塔頂に生じる反力から算出した。橋軸直角方向にはケーブル

による拘束は小さいため、水平ばねは付加していない。また、水平材-塔柱接合部は、実橋では十分に補剛することとし、水平材高さ分の塔柱、塔柱幅分の水平材を剛体と仮定した。なお、鋼製主塔については、局部座屈を含む精緻な挙動を再現するため、シェル要素を用いた解析モデル(シェルモデル)による解析も実施した。

鋼製主塔では、骨組モデルにファイバー要素を用い、塔柱の断面分割は橋軸方向に6分割、橋軸直角方向に4分割とした。鋼材の軸応力-軸ひずみ関係は、ファイバー要素、シェル要素の何れにおいても正負対象のバイリニアとし、2次勾配は1次勾配の1/100とした。シェルモデルでは、3m間隔で配置したダイヤフラム位置に剛要素を配置して断面形状を



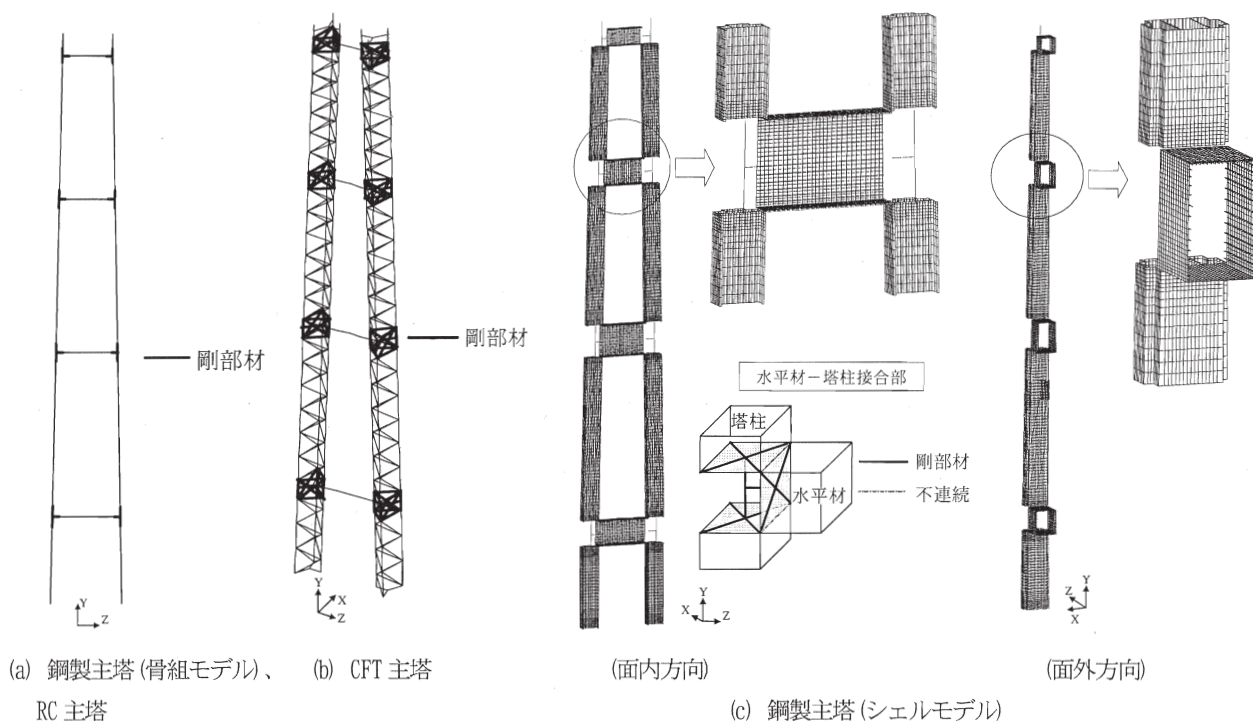


図-3 解析モデル

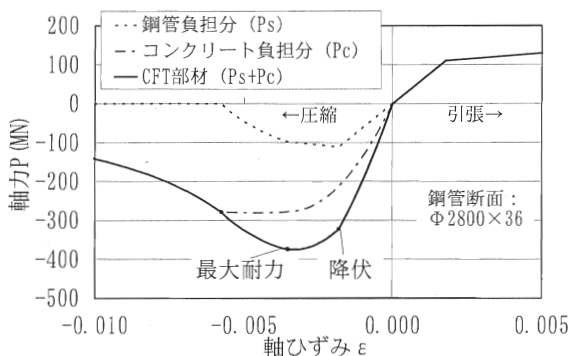


図-4 CFT 部材の軸方向非線形モデル

保持するとともに、解析時間短縮のため、主塔構造形状の対称性を考慮して構造物の半分をモデル化している。また、骨組モデルの軸方向の要素分割はダイヤフラム間隔 (=3m) としている。

RC 主塔では、骨組要素の復元力特性として、トリリニア型の骨格曲線を有する Takeda 型の曲げモーメント-曲率 ( $M-\Phi$ ) 関係を用いた。なお、終局曲率以降の抵抗モーメントは、変形性能を失うものとしてゼロとしている。 $M-\Phi$  関係の設定には、道路橋示方書耐震設計編<sup>1)</sup>に示される応力-ひずみ関係と死荷重時の軸力を用いた。橋軸直角方向の解析において、左右の塔柱は引張側と圧縮側になることから、軸力の変動が発生し、 $M-\Phi$  関係も変動する。これま

で、図-2 と異なる諸元の RC 主塔に対して、軸力変動を考慮したファイバー要素によるモデルと軸力一定の  $M-\Phi$  関係で定義したモデルのプッシュオーバーを実施し、この軸力変動が耐力・変形特性に及ぼす影響について比較を行っている<sup>8)</sup>。その結果、軸力変動を無視することにより耐力を 8%程度大きめに評価するものの、水平材の損傷が支配的となるため、塔柱の軸力変動の影響が耐力・変形特性に及ぼす影響は小さいことが分かった。そこでここでは、計算の簡便さを考慮して軸力変動の影響は考慮しないこととした。

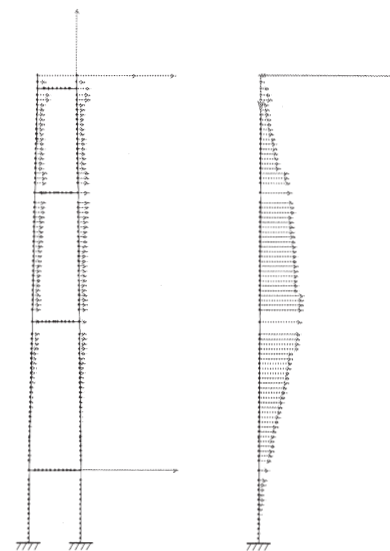
CFT 主塔では、塔柱がトラス構造であり、試設計時の作用軸力/許容軸力の比率が 0.8~0.9 と高いため、塔柱を構成する骨組要素の復元力特性として軸力-軸ひずみ ( $N-\epsilon$ ) 関係を非線形とした。図-4 に CFT 部材の軸力-軸ひずみ関係を示す。正負記号は、引張側を正、圧縮側を負として表示している。これは、CFT 構造の中心軸圧縮性状について、充填コンクリートを側面から鋼管が拘束するコンファインド効果を考慮して実験的研究に基づき設定された、鋼管及びコンクリートの軸力-軸圧縮ひずみ関係を累加した非線形モデルである<sup>9)</sup>。また、引張側は鋼管のみで抵抗するものとして、2次勾配を 1/100 としたバイリニアの応力-ひずみ関係から設定している。コンクリート無充填鋼管である斜材の軸力-軸ひず

み関係は、座屈は拘束されるとして正負対称のバイリニアとし、2次勾配は1次勾配の1/100とした。斜材の圧縮ひずみが道路橋示方書耐震設計編<sup>1)</sup>(解11.2.2)に定める許容ひずみに達した状態を終局とし、以降の荷重抵抗をゼロとしている。また、各水平材は、等価な剛性を持つ1本のはり要素に置換し、モーメント-曲率関係をバイリニア(2次勾配は、1%のひずみ硬化を有するバイリニア応力-ひずみ関係を用い、初期降伏点と最大ひずみが道路橋示方書耐震設計編<sup>1)</sup>(解11.2.1)に定める許容ひずみに達した点より算出)とした。

### 3.2 解析手法

解析は、面内・面外方向のそれぞれに対して実施した。解析方法は、主塔の自重とケーブル反力を載荷した状態を初期状態として、この状態から地震荷重を漸増載荷する方法とした。吊橋のようなフレキシブルな橋梁では、材料の非線形性だけでなく幾何学的な非線形性も無視できないため、材料非線形性と有限変位を考慮した弾塑性有限変位解析を行った。地震荷重は、吊橋全体系の線形の時刻歴動的解析によって得られた主塔基部の曲げモーメント(CFT主塔に対しては基部外側のCFT軸力)が最大となる時刻の慣性力分布を用いた。なお、この動的解析には、プッシュオーバー解析の非線形動的特性の再現性の検証を目的として実施した吊橋全橋モデルによる非線形動的解析<sup>10)</sup>と同じ入力地震動を用いている。図-5に鋼製主塔のプッシュオーバー解析に用いた慣性力分布を示す。なお、他形式の主塔においてもほぼ同様の慣性力分布である。慣性力を作用させる位置は、骨組モデルに対して節点位置に、シェルモデルに対してはダイヤフラム中心位置に載荷した。塔頂部分には、塔柱の慣性力に加えてケーブル反力の変動分も考慮している。

プッシュオーバー解析は、対象とする構造物に地震荷重を漸増載荷することにより、対象とする構造系の地震時の損傷状況や塑性化の順番、崩壊モードを追跡する方法であるが、非線形動的応答を再現するにはプッシュオーバー解析に用いる地震荷重の選定が問題となる<sup>11)</sup>。本研究では、地震応答が大きくなると予想される主塔基部の断面力に着目し、上述のような地震荷重を用いたプッシュオーバー解析を実施した。別途、鋼製主塔を対象にした吊橋全橋モデルによる非線形動的解析を実施して、発生ひずみ、損傷過程、変形状態の観点からプッシュオーバー解



(a) 面内方向 (b) 面外方向  
図-5 慣性力分布(鋼製主塔)

析と非線形動的解析の比較を行い、プッシュオーバー解析による非線形動的応答の再現性について確認を行っている<sup>10)</sup>。

### 3.3 耐力・変形特性及び損傷特性

図-6に各主塔形式の水平荷重-水平変位関係を示す。この水平荷重 $P$ は主塔に載荷した荷重の合計値、水平変位 $\delta$ は、面内方向では塔頂、面外方向では最大変位発生位置(第二・三水平材の間)での値である。図中の $\delta_y$ は、主塔のどこかの部材に最初の塑性域が生じた時の水平変位である。RC・CFT主塔の結果には、各イベントの発生状況も示している。

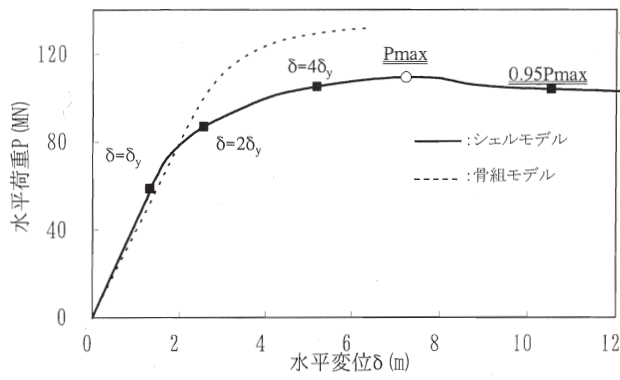
図-7に水平荷重-水平変位関係の各主塔形式の比較を示す。鋼製主塔には骨組モデルの結果を用いている。

図-8に各主塔形式の損傷過程を示す。鋼製主塔では、変形の増加と共に進展していく塑性域の様子を示している。黒く塗りつぶされた箇所がVon-Misesの相当応力により塑性化したと判定された領域である。RC・CFT主塔では、イベント発生部材を図-6に示したイベント発生順番に対応した形で示している。

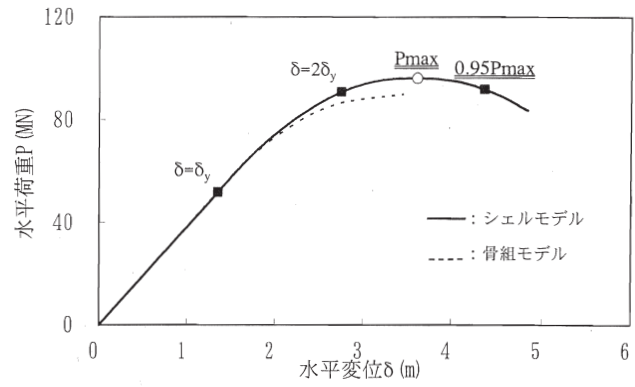
以下、これら結果を基に各主塔形式の耐力・変形特性及び損傷特性を述べる。

#### a) 鋼製主塔

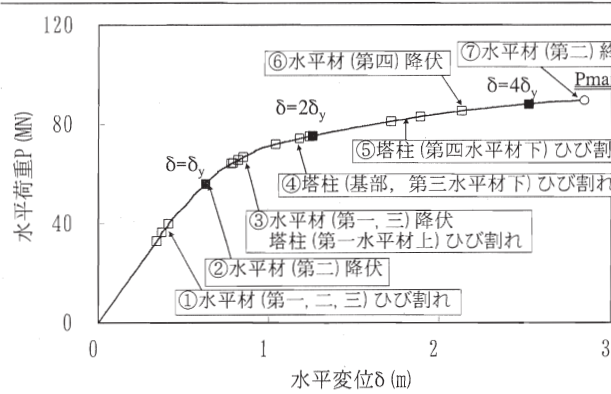
図-6より、面内方向においてシェルモデルに地震荷重を漸増載荷すると、まず水平変位が1.31m( $=\delta_y$ )で第一水平材中央付近に塑性域が発生し、 $\delta=1.5\delta_y$ 程度までは水平変位と水平荷重の関係はほぼ



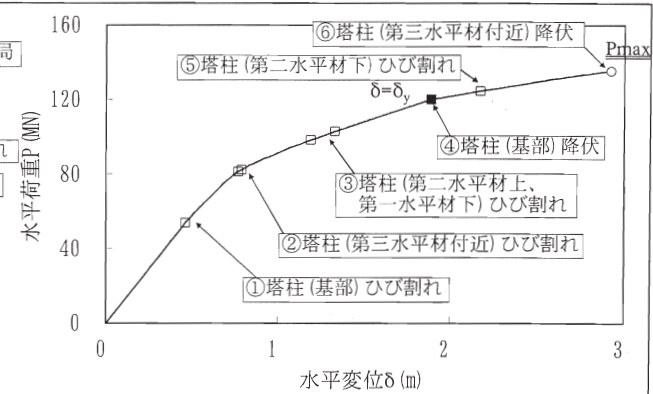
(a) 鋼製主塔, 面内方向



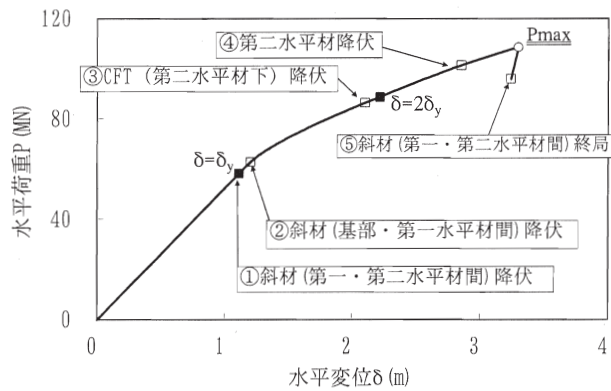
(b) 鋼製主塔, 面外方向



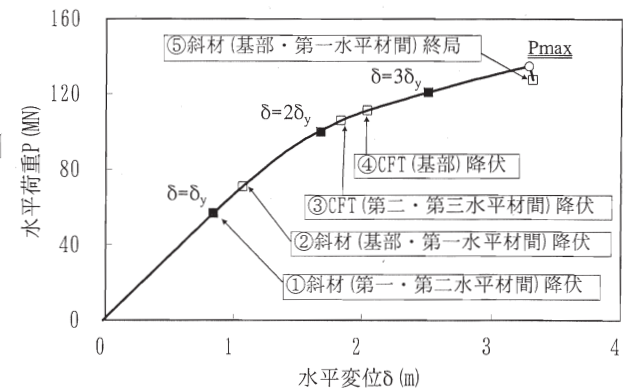
(c) RC 主塔, 面内方向



(d) RC 主塔, 面外方向

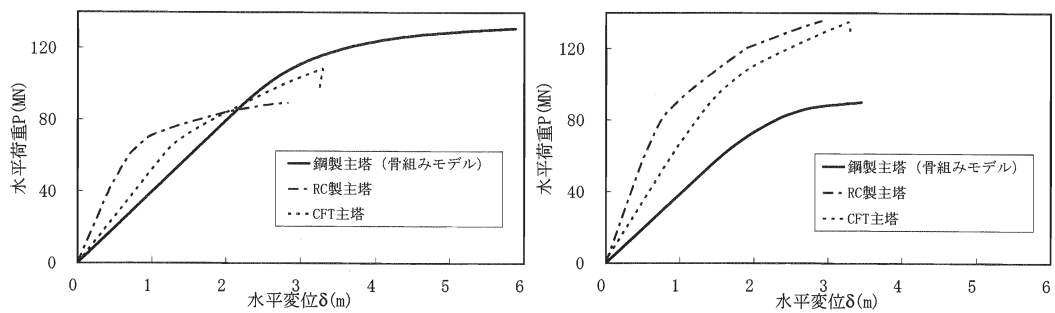


(e) CFT 主塔, 面内方向



(f) CFT 主塔, 面外方向

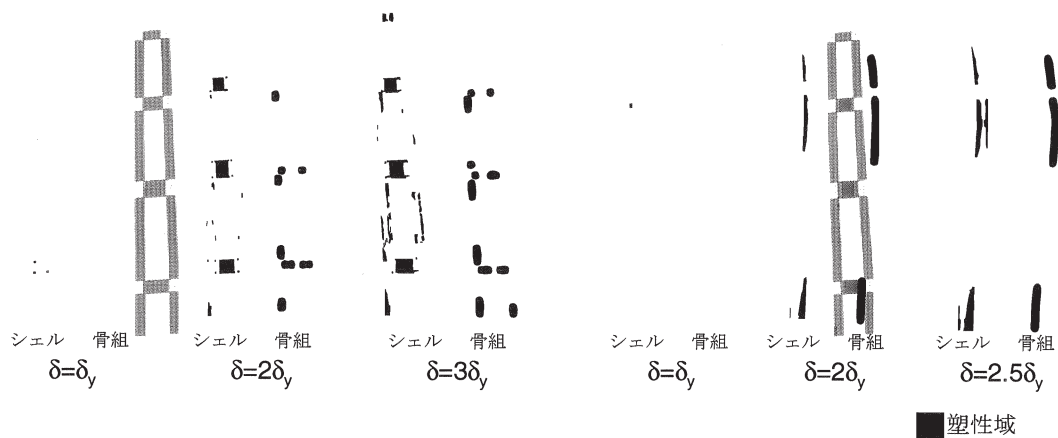
図-6 水平荷重-水平変位関係



(a) 面内方向

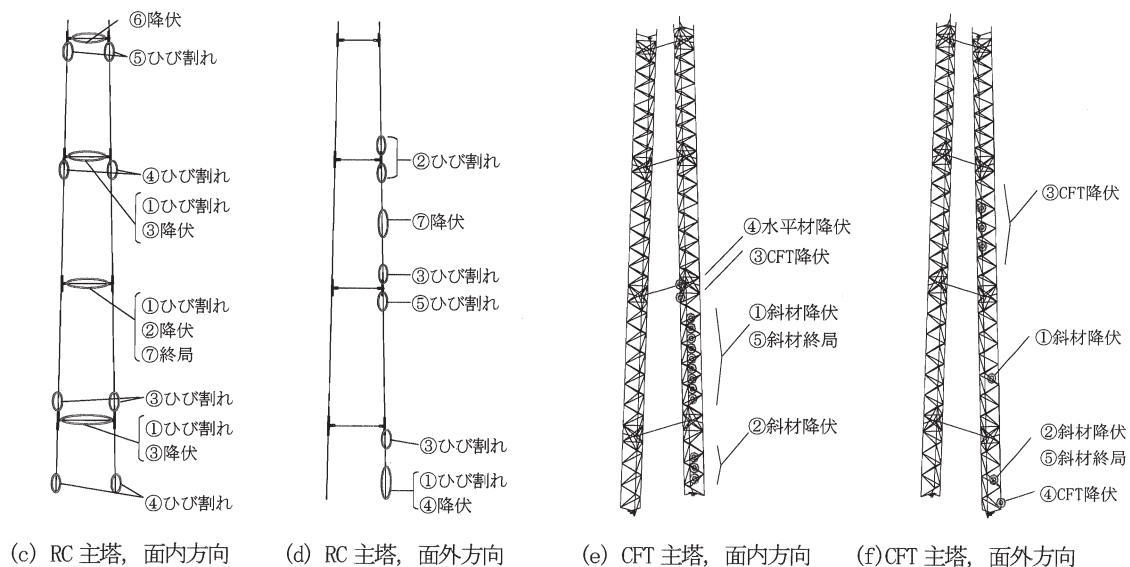
(b) 面外方向

図-7 水平荷重—水平変位関係の比較



(a) 鋼製主塔, 面内方向

(b) 鋼製主塔, 面外方向



(c) RC 主塔, 面内方向

(d) RC 主塔, 面外方向

(e) CFT 主塔, 面内方向

(f) CFT 主塔, 面外方向

図-8 損傷過程



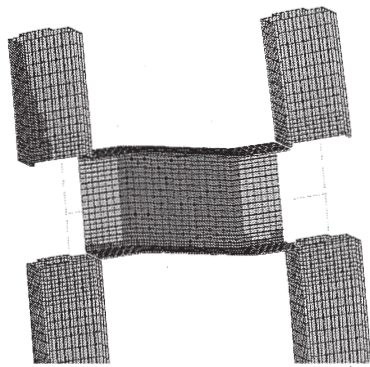


図-9 水平材のせん断損傷

比例関係になっており、主塔全体系として剛性低下は生じていない。 $\delta = 1.5\delta_y$ 付近から主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta = 3\delta_y$ 以降では水平変位が増加してもほとんど水平荷重の増加はない。そして最大耐力 ( $P_{max} = 110kN$ ) は  $\delta = 5.5\delta_y$  で現れる。また、最大耐力から水平荷重が95%に低下したときの水平変位はそれぞれ  $10.5\delta_y$  程度となっており、最大耐力以降も急激に水平荷重は低下していない。最大耐力は水平変位  $\delta = \delta_y$  の時の1.86倍となっている。

一方、骨組モデルでは、水平変位  $\delta$  が  $1.5\delta_y$  付近まではほぼシェルモデルと同等であるが、それを超えると乖離が生じ、最大耐力はシェルモデルを上回る結果となった。この乖離は、骨組みモデルではせん断変形に伴う非線形性を考慮出来ないため、図-9に示すようなシェルモデルで発生する水平材のせん断損傷を再現出来ていないことによるものと思われる<sup>10)</sup>。

面外方向のシェルモデルでは、まず水平変位が  $1.35m (= \delta_y)$  で第三水平材下側部分の塔柱に塑性域が発生し、水平変位が  $1.6\delta_y$  程度を越えると剛性の低下が見られ、 $\delta = 3\delta_y$  を越えると水平荷重の増加はわずかとなる。最大耐力 ( $P_{max} = 96kN$ ) は  $\delta = 2.7\delta_y$  で生じ、最大耐力の95%に低下したときの水平変位は  $3.2\delta_y$  となっている。最大耐力は水平変位  $\delta = \delta_y$  の時の1.86倍となっている。一方、骨組モデルでは、シェルモデルより多少最大耐力が下がるが、全体的な傾向は概ね一致している。

図-7より、面内方向において、鋼製主塔（骨組みモデル）の初期剛性、最大耐力と最大耐力時の水平変位を、それぞれRC、CFTの値に対する比で評価すると、初期剛性はそれぞれ0.47倍、0.86倍と最も小さくなったが、最大耐力はそれぞれ1.46倍、1.20倍、最大耐力時の水平変位はそれぞれ2.07倍、1.78

倍と大きくなった。一方、面外方向では、初期剛性はそれぞれ0.33倍、0.57倍と面内方向と同様に最も小さくなったが、最大耐力もそれぞれ0.66倍、0.66倍と最小になり、最大耐力時の水平変位はそれぞれ1.18倍、1.05倍であった。

図-8より、面内方向におけるシェルモデルの損傷過程は、最初に第一水平材中央付近に塑性域が発生し、変形が進むにつれて第二、第三水平材の順で塑性化して行く。 $\delta = 2\delta_y$  付近では、圧縮側塔柱基部を中心に、塔柱にも塑性域が発生する。一方、骨組モデルの損傷過程は、 $\delta = 1.4\delta_y$  でも塑性域は発生せず、 $\delta = 2\delta_y$  付近で圧縮側塔柱および第二、第三水平材端部に塑性域が発生する。面外方向のシェルモデルでは、最初に第三水平材下側部分塔柱に塑性域が発生し、 $\delta = 2\delta_y$  付近では第三水平材の上側および塔基部も塑性化する。一方、骨組モデルでは、 $\delta = \delta_y$  では塑性部材は無いが、変形が進むにつれてシェルモデルとほぼ同じ範囲で塑性域が発生する。

#### b) RC主塔

図-6より、面内方向において地震荷重を漸増载荷すると、まず水平変位が  $0.34m$  付近で第一・二・三水平材にひび割れが発生し、 $0.63m (= \delta_y)$  で第二水平材が降伏に達する。その後、塔基部あるいは水平材近傍の塔柱にひび割れが発生し、 $\delta = 1.5\delta_y$  付近から主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta = 4.5\delta_y$  で最大耐力 ( $P_{max} = 90kN$ ) となる。最大耐力は  $\delta = \delta_y$  の時の1.60倍となっている。一方、面外方向では、まず水平変位が  $0.46m$  で塔柱基部にひび割れが発生し、その後、塔腹部の塔柱にひび割れが発生し、 $1.89m (= \delta_y)$  で塔柱基部が降伏に達する。 $\delta = \delta_y$  前より主塔全体の主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta = 1.5\delta_y$  で最大耐力 ( $P_{max} = 136kN$ ) となる。最大耐力は水平変位  $\delta = \delta_y$  時の1.13倍となっている。但し、この最大耐力時には何れの部材も終局状態に達しておらず、水平荷重あるいは水平変位はさらに上昇する可能性があるが、塔柱（第三水平材付近）降伏後に解が収束しなくなったため、ここでは解析が可能となった段階までを示している。

図-7より、他形式と比較すると、面内方向では、初期剛性は最も高く、最大耐力、最大耐力時の水平変位は最も小さくなった。一方、面外方向では、初期剛性、最大耐力は最も高く、最大耐力時の水平変位は最も小さくなった。

図-8より、面内方向の損傷過程は、最初に第一・第二・第三水平材にひび割れが生じ、その後、第一・



第二・第三水平材の降伏及び水平材付近の塔柱のひび割れが発生し、水平材の終局と損傷が進展していく。一方、面外方向では、最初に塔柱基部にひび割れが生じ、その後、第三水平材近傍の塔柱でひび割れ、塔基部及び第二・第三水平材間の塔柱が降伏と進展していく。

#### c) CFT 主塔

図-6 より、面内方向において地震荷重を漸増載荷すると、まず水平変位が  $1.11\text{m}$  ( $=\delta_y$ ) で第一・第二水平材間の斜材が降伏し、その後、主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta=3.0\delta_y$  で最大耐力 ( $P_{\max}=109\text{kN}$ ) となる。最大耐力は水平変位  $\delta=\delta_y$  の時の約  $1.87$  倍となっている。一方、面外方向では、まず、水平変位が  $0.83\text{m}$  ( $=\delta_y$ ) で第一、第二水平材間の斜材が降伏し、 $\delta=2.0\delta_y$  程度までは水平変位と水平荷重の関係はほぼ比例関係になっている。その後、主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta=4.0\delta_y$  で最大耐力 ( $P_{\max}=135\text{kN}$ ) となる。最大耐力は  $\delta=\delta_y$  の時の約  $2.38$  倍となっている。

図-7 より、RC 主塔と比較すると、面内・面外方向何れにおいても、初期剛性、最大耐力及び最大耐力時の水平変位の個々の値は異なるが、水平荷重－水平変位関係の傾向は概ね同等となった。

図-8 より、面内方向の損傷過程は、最初に第一・第二水平材間の斜材に降伏が生じ、 $\delta=2\delta_y$  付近で第二水平材下の CFT の降伏及び第二水平材で降伏が発生し、最大耐力時に第一・第二水平材間の斜材が終局に達する。また、面外方向では、最初に第一・第二水平材間及び塔基部付近の斜材に降伏が生じ、 $\delta=2\delta_y$  を超えると第一・第二水平材間及び塔基部付近の CFT の降伏が発生し、最大耐力時に塔基部付近の斜材が終局に達する。

以上の結果を基に、各主塔形式の耐力・変形特性及び損傷特性についてまとめると以下ようになる。

#### d) 耐力・変形特性

何れの主塔形式においても、最初の損傷発生以降も分担できる水平荷重は増え続け、最大耐力に至るまでに最初の損傷発生時変位の  $3\sim 8$  倍程度の変形性能を有する結果となった。また、各主塔形式の比較においては、面内、面外の何れの方向においても、初期剛性は RC 主塔、CFT 主塔、鋼製主塔の順で高く、変形性能は鋼製主塔が他形式主塔と比較して大きい。最大耐力は、面外方向では、鋼製主塔が他形式主塔と比較して  $3$  割程度小さくなった。また、CFT 主塔

はこれまで実績が無い主塔形式であるが、RC 主塔と比較して、耐力・変形特性に多少の違いはあるものの概ね同等の水平荷重－水平変位関係が得られたことから、ほぼ同程度の性能を有する CFT 主塔実現の可能性が確認できたと言える。

#### e) 損傷特性

鋼製・RC 主塔の損傷過程では、面内方向では水平材の損傷が顕著となり、面外方向では塔基部の他に第二・第三水平材間の塔柱にも損傷が発生した。面外方向には塔頂部がケーブルによって支持されていることから、一方の端部を固定し他方の端部をピンで支持した骨組モデルに近似することから、塔基部および中間部に大きなモーメントが発生する。また、鋼製主塔において、最大耐力付近では塔中間部では塔基部の  $2$  倍程度の応答ひずみが発生している<sup>9)</sup>。従って、面外方向には塔基部だけではなく塔中間部における損傷にも注意が必要である。CFT 主塔では、面内・面外の何れの方向においても、塔基部及び塔中間部の斜材が早期に降伏し、これが主塔全体の耐力・変形特性に支配的な要因となった。別途検討において、CFT 主塔の損傷箇所を斜材から CFT 部材に移行させるべく、本研究に用いた CFT 主塔に対して斜材断面を増加させたケースのプッシュオーバー解析を実施している<sup>12)</sup>。その結果、最大耐力は面内、面外方向でそれぞれ  $23\%$ 、 $4\%$  上昇するものの、最大耐力時の変位はそれぞれ  $32\%$ 、 $38\%$  減少し、損傷箇所を斜材から CFT 部材に移行させることにより変形性能が低下することが明らかとなった。これは、CFT 主塔の塔柱が  $3$  本の CFT 部材を斜材でトラス状に結合した構造であり、仮に CFT 部材  $1$  本が最大耐力を超過すると残り  $2$  本の CFT 部材で柱断面を構成することとなり、柱断面内部での荷重の再配分があまり期待できないことから、変形性能が低下したものと考えられる。従って、CFT 主塔において、大規模地震時にじん性に期待した設計を行う場合には、塔柱よりも斜材に損傷を誘導する方が有利となるものと思われる。

#### 4. 大規模地震に対する主塔の耐震性能照査法

一般に長大橋梁の大規模地震時の耐震性能照査には、プッシュオーバー解析により求められる耐力・変形特性、主塔各部の損傷特性に基づき耐震設計上許容できる損傷度（限界状態）を定め、非線形動的解析より得られる応答値がその許容値以内に入っているかを照査するという手順をとることが考えられ

る<sup>11)</sup>。道路橋示方書<sup>12)</sup>では、安全性、供用性、修復性の観点から目標とする耐震性能を定め、耐震性能に応じて限界状態を設定していることから、ここでも上記3つの観点から、前述のプッシュオーバー解析結果に基づき長大吊橋主塔の限界状態を考察する。

安全性の観点からは、地震時の最大応答変位が、プッシュオーバー解析より算出された水平荷重-水平変位関係における最大耐力時の水平変位以下であれば、主塔全体系の崩壊には至らない。図-6に示すように、何れの主塔形式においても、最初の損傷発生以降も分担できる水平荷重は増加し続けることから、損傷を許容した設計が可能であると考えられる。

供用性の観点からは、地震後の主塔の残留変位が主桁の道路線形に及ぼす影響が考えられる。道路構造令には、走行中の自動車の傾き、滑動、積載片寄り等を防ぐために、路面の合成勾配(=縦断勾配と横断勾配の自乗和平方根)に関する規定がある。例えば、設計速度が100~120kmの場合、合成勾配は10%以下にしなければならないとされている。しかし、検討対象とした吊橋(縦断勾配-側径間:3%片勾配、中央径間:1.5%放物線勾配)において試算した結果によると、塔頂を面内方向に変形させて桁の横断勾配を増加させたとしても、80m程度変形させなければ合成勾配が10%に達しない。面外方向についても、主塔の最大応答変形形状を比例増加させながら桁の縦断勾配を増加させたとしても、塔腹部で60m程度変形させなければ縦断勾配が10%に達しない。従って、供用性の観点からの限界状態の制約は無いものと言える。

修復性の観点からは、主塔は吊橋上部構造を構成する主要部材であり、これが損傷した場合、吊橋の全体構造系に及ぼす影響が大きく、また、死荷重状態で大きな断面力が作用していることから、取り替え等による大掛かりな修復は原則できないと考えられる。従って、基本的には主塔には損傷を許容しないこととなると考えられるが、仮に限定した損傷を許容したとしても、地震前の状態に完全に復旧しない状態で橋の供用を継続することも想定しなければいけないものと考えられる。

このように、安全性、供用性、修復性の観点から長大吊橋主塔の限界状態を考察すると、修復性の観点から設定される限界状態が支配的になる。一方で、レベル2地震時に全ての部材を弾性範囲内に抑える設計は合理的でないと考えられる。従って、目標とする耐震性能は、修復性の観点から、取り替え等の大掛

かりな修復を必要とせず、また、地震前の状態への完全な修復が出来なくとも、その損傷が地震後の橋としての機能及び性能に悪影響を及ぼさない程度の損傷を許容するものとした。

限界状態の照査指標は、応答変位、応答ひずみ、応答塑性率等が考えられる。鋼構造物に対しては応答ひずみによる手法も提案されており、それによると、応答ひずみによる照査はあらゆる鋼構造物に適用可能であるが、応答変位による照査は、複雑な橋梁システムに対しては時刻毎に種々の変形モードが現れ、変位を照査すべきポイントが複数ある可能性があるため、その適用には注意を要するとされている<sup>13)</sup>。しかし、プッシュオーバー解析と非線形動的解析との比較により、何れの解析においても最大応答変位発生位置は、面内方向では塔頂部、面外方向では第二・第三水平材間の塔中間部とほぼ同じポイントであり、また、両解析における発生ひずみ、損傷過程、変形状態はほぼ同じであることから、それらのポイントを代表点とすれば良いと考えられる。さらに、応答ひずみによる照査は部材毎の局所的な損傷度を照査するものであり、構造物全体の損傷度と関連づけることに困難さが伴う。そこでここでは、プッシュオーバー解析から求められた水平荷重-水平変位関係をもとに設定するものとして、応答変位を照査指標とした。

図-6に示すように、プッシュオーバー解析より得られた各主塔の水平荷重-水平変位関係において、面内、面外方向何れにおいても $1.5\sim 2\delta_y$ (鋼製・CFT主塔)若しくは $1.0\sim 1.5\delta_y$ (RC主塔)近傍を境として主塔全体としての剛性が低下している。精緻な残留変位を算出するためには繰り返し解析用の高度な構成則を用いる必要があるが、仮に、水平荷重-水平変位関係の最大応答変位点から初期勾配で除荷した点を残留変位と仮定しても、最大応答変位が $1.5\sim 2\delta_y$ (鋼製・CFT主塔)若しくは $1.0\sim 1.5\delta_y$ (RC主塔)以内であれば、剛性の低下が小さいことから殆ど残留変位は発生しない。そのような軽微な損傷であれば、地震前の状態に完全に復旧するにしても大掛かりな修復は要せず、また、完全な復旧が出来なくとも耐力・変形特性等に与える影響は少ないものと思われる。

以上より、長大吊橋主塔のレベル2地震動に対する限界状態としては、面内方向では塔頂、面外方向では最大水平変位が発生する塔中間部の地震時応答水平変位が $1.5\sim 2\delta_y$ (鋼製・CFT主塔)若しくは $1.0$



表-2 大規模地震に対する上部構造の耐震性能照査法（試案）

構造要素	想定される損傷	想定する限界状態	照査(S<R)		
			応答値 S	限界値 R	
主塔	・断面のひび割れ、塑性化 ・剛性低下 ・残留変形	修復性	部材取替え等の大掛かりな修復を必要としない状態。	最大応答変位発生位置での変位 橋軸方向：主塔腹部 橋軸直角方向：塔頂部	1.5~2.0 $\delta_y$ (鋼製・CFT主塔) 1.0~1.5 $\delta_y$ (RC主塔)
ケーブル	・素線の塑性化 ・サドル部でのケーブルの滑り ・支点移動、主塔残留変位によるケーブル形状の変化	修復性	修復が困難なので、弾性範囲を超えない状態。	最大発生応力度	降伏応力度
		供用性	ケーブル形状の変化が道路線形、航路限界とのクリアランスに影響を及ぼさない状態。	サグ残留変位	供用性の観点から設定される許容変位
ハンガーロープ (ケーブルバンド)	・ハンガーロープの塑性化、破断 ・ピンの破断、抜け ・ボルトの軸力抜け、バンドの滑り	安全性	落橋を防ぐため、定着部を含めて破断しない状態。	最大発生断面力	破断耐力
塔頂サドル スプレーサドル	・サドルの逸脱 ・部材の塑性化	修復性	修復が困難なので、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
ケーブルAF定着部	・ストランド定着部の破断	修復性	修復が困難なので、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
補剛桁	・部材の塑性化 ・桁端部の主塔、アンカレイジ等との衝突による圧壊	修復性 供用性	補剛桁の損傷は供用性に影響を与え、部位によっては供用交通下での修復が困難になると考えられるため、弾性範囲を超えない状態。但し、供用性に影響が無く、修復が容易な部位では、限定した損傷を許容する可能性有り。	最大発生応力度	降伏応力度
		安全性	桁端部の衝突は、隣接橋の落橋等、安全性に関わる問題を生じる可能性があることから、補剛桁と主塔、アンカレイジ等が衝突しない状態。	桁端での最大応答変位	桁端部と主塔、アンカレイジ等との遊間
タワーリンク エンドリンク	・部材の塑性化 ・アンカーボルトの引き抜け ・ピンの破断、抜け	修復性 供用性 安全性	リンク支那が機能を失うと、端部ハンガーロープへの過大な荷重の集中、補剛桁端部での過大な断面力の発生、そして補剛桁とアンカレイジ、主塔との間での路面段差等を生じる可能性があり、修復が困難な部位であることから、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
			支那機能を保持した状態	最大応答変位	移動可能量
ウインドシュー	・ウインドタングの塑性化	供用性 安全性	ウインドシューの損傷はリンク支那の損傷に繋がると共に、主塔位置でヒンジ構造を有する補剛桁の場合、橋軸直角方向に大きく振動すると路面が不連続となる可能性があることから、弾性範囲を超えない状態。	最大発生断面力	降伏耐力
ケーブルステイ	・ステイロープ、定着部の破断 ・ステイバンドの滑り	-	地震時にステイロープの破断を許容すると照査不要。	-	-
伸縮装置	・桁の過大な変位による圧壊、落下	安全性	伸縮装置自体の損傷は許すが、落下させない状態。 覆工板等の設置で応急復旧できる状態。	最大発生伸縮量	落下防止装置の対応可能量

～1.5 $\delta_y$  (RC主塔) 以内で有る状態が適切であると考えられる。これ以上の応答変位を許容する場合は、残留変形、剛性低下等の大きな損傷が発生することが懸念されることから、その損傷の修復性、あるいは損傷を修復しないことを想定した場合には、その損傷が主塔の耐力・変位特性に及ぼす影響、大規模地震後にどこまでの機能及び性能を回復する必要があるのか等の目標水準について検討を行った上で限界状態を設定する必要があると思われる。なお、ここで示した修復性の観点から決定される許容変位 1.5～2 $\delta_y$ 、若しくは 1.0～1.5 $\delta_y$  は、橋梁条件により変わる可能性があるため、個別の条件に応じて適切に設定する必要がある。

また、応答値算出に用いる動的解析には、上部構造、下部（基礎）構造、地盤を適切にモデル化した全橋モデルを用いることが基本と考えられる。下部（基礎）構造、主塔等については、それぞれの単独モデルにより簡易的に応答値を算出できる可能性があるが、全橋モデルとの比較等を行い、十分に検討

を行った上で適用する必要がある。また、上部構造、下部（基礎）構造及び地盤部の非線形特性を適切に考慮できる解析モデル・手法を用いると共に、吊橋のような構造物では幾何学的な非線形性の影響も無視できないため、複合非線形解析を行うことが基本であると考えられる。

### 5. 大規模地震に対する上部構造の耐震性能照査法

大規模地震に対する上部構造の耐震性能照査法の試案を表-2に示す。主塔以外の構造要素については、これまでの長大橋の設計では地震荷重が支配的でない事例が多く、あるいは、地震荷重が支配的であるとしても上部構造を構成する上で副次的な部位であることから十分な検討は実施していない。しかしながら、橋梁に対する要求水準にあるいは構造要素によって損傷を限定したものに抑える必要がある場合には、本研究で実施したように吊橋全体系の損傷関連図等を作成し、各橋梁固有の条件及び要求水準に応じて、安全性、供用性、修復性の観点から損傷を



許容できる部位、許容できる損傷の程度を適切に設定することができる。

## 6. まとめ

大規模地震に対する中央支間長 2000m クラスの長大吊橋上部構造の耐震性能照査法を提案することを目的に、大規模地震時に損傷する可能性があり、上部構造を構成する上で重要となる主塔構造に着目し、鋼製・RC・CFT 主塔の 3 形式に対するプッシュオーバー解析、吊橋全橋モデルによる非線形動的解析等を実施し、吊橋全体系の地震時応答特性、各主塔形式の耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性に関する検討を行った。本研究により得られた主な成果は以下の通りである。

- 1) 鋼製主塔、RC 主塔、CFT 主塔の 3 つの主塔形式に対して同一条件で試設計を行い、経済性、構造特性等の得失について整理するとともに、試設計した上記 3 つの主塔形式に対してプッシュオーバー解析を実施し、耐力・変形特性及び主塔各部の損傷特性について明らかにした。
- 2) CFT 主塔はこれまで実績が無い新形式の主塔形式であるが、RC 主塔と比較して、耐力・変形特性に多少の違いはあるものの概ね同等の水平荷重－水平変位関係が得られたことから、ほぼ同程度の性能を有する CFT 主塔実現の可能性が確認できた。
- 3) 長大吊橋主塔の大規模地震に対する限界状態としては、修復性の観点から設定される限界状態が支配的になり、プッシュオーバー解析より算出される荷重－変位関係において主塔全体系の剛性が大きく低下する状態（本検討に用いた諸元では  $1.5 \sim 2 \delta_y$  : 鋼製・CFT 主塔、 $1.0 \sim 1.5 \delta_y$  : RC 主塔）以内に留めることが適切であることを明らかにした。
- 4) 上部構造の主要な構造要素について大規模地震に対する耐震性能照査法の試案をまとめた。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.
- 2) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977.
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋上部構造耐震設計要領(案)，1989.
- 4) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説，1989.
- 5) 土木学会：複合構造物の性能照査指針(案)，2002.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，丸善，

2002.

- 7) 庄司和晃，森川陽介，宮原健，真辺保仁，大塚久哲：吊橋にコンクリート製主塔を適用した場合の耐震性能に関する検討，第 7 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. 125-130，2004
- 8) 河藤千尋，運上茂樹：非線形動的解析とプッシュオーバー解析による長大吊橋 RC 主塔の耐震性検討，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 1017-1020，2001
- 9) 佐藤孝典：円形断面の充填鋼管コンクリート構造におけるコンファインド効果のメカニズムとそのモデル化，日本建築学会構造系論文報告集第 452 号，pp. 149-158，1993.
- 10) Kazuo Endo, Chihiro Kawatoh and Shigeki Unjoh: Analytical study on seismic performance evaluation of long-span suspension bridge steel tower, *Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering* CD-ROM No. 944, Vancouver, Canada, 2004
- 11) 沈赤，矢部正明：鋼斜張橋の耐震性評価の一提案，第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計の応用に関する論文集，pp. 183-190，2000
- 12) 遠藤和男，運上茂樹：CFT を用いた長大吊橋主塔の耐力・変形性能に関する解析的検討，土木学会地震工学論文集 vol. 28, CD-ROM No. 031, 2005.
- 13) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性能照査法と耐震性向上策，鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会（委員長：宇佐美勉），2003.