

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

遠藤和男¹・運上茂樹²

¹独立行政法人土木研究所耐震研究グループ主任研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

E-mail: k-endou@pwri.go.jp

³独立行政法人土木研究所耐震研究グループ上席研究員（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

E-mail: unjoh@pwri.go.jp

筆者らはこれまで、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確立することを目的として、RC製及び鋼製主塔を対象とした地震時限界状態に関する検討を実施し、耐荷力・変形性能や主塔各部の損傷特性等について明らかにしてきた。本文では、より耐震性・経済性に優れた新しい主塔構造形式を探ることを目的としてコンクリート充填鋼管（CFT：Concrete-Filled Steel Tube）に着目し、CFTを用いた主塔構造の試設計を行い施工性、経済性について従来のRC製及び鋼製主塔との比較を行うとともに、プッシュオーバー解析を行い耐荷力・変形性能及び主塔各部の損傷特性等について明らかにした。

Key Words : long-span suspension bridge tower, CFT(Concrete-Filled Steel Tube), strength, ductility, pushover analysis,

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中心となっている¹⁾。一方、長大吊橋の場合、長周期構造物であることから一般に風荷重が支配的となり、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^{2),3)}。

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等の建設も検討されており、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、一般の橋梁と同様に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。このような場合、長大吊橋として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、これら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。

このような背景から、筆者らはこれまで、長大吊橋 RC 製主塔ならびに長大吊橋鋼製主塔を対象に、耐荷力・変形特性、主塔各部の損傷特性および地震時限界状態の把握を目的として、プッシュオーバー解析や主塔各部の地震時動的解析による地震時挙動特性の把握、地震後の残留変形と部材損傷による剛性低下を考慮した主塔の安定性解析などを実施し、大規模地震時の耐震設計法に関する検討を行ってきた^{4),5),6)}。

本文では、より耐震性能に優れた新しい主塔構造形式を探ることを目的として、鋼コンクリート複合構造に着目し、CFT(コンクリート充填鋼管)構造を用いた長大吊橋主塔（以下、CFT主塔）の試設計を行い、施工性、経済性についてRC製及び鋼製主塔との比較を行うとともに、プッシュオーバー解析を行い、耐力・変形性能について明らかにした。

2. CFT主塔の試設計

CFT 主塔は、コンクリート充填鋼管を立体的に接合した骨組み構造であり、充填コンクリートの拘束

表-1 主塔形式の比較

	CFT主塔		RC主塔	鋼製主塔
	3本CFT/塔柱	4本CFT/塔柱		
塔柱断面	<p>橋軸方向 橋軸直角方向 11000 9000 Φ2800×58~19</p>	<p>10400 10400 Φ2400×76~16</p>	<p>9000~7600 1200 800 1200 7600 6000 800</p>	<p>13000~8000 1500 3000 4000 3000 1500 ~900~1100 ~1100~900 7600 3800 1900 1900</p>
構造特性	<p>鋼管により充填コンクリートが拘束されるため、コンクリートは拘束効果が得られ、鋼管に対しては局部座屈が抑えられる。受風面積が小さく、円形断面であることから、静的風荷重が小さい。塔柱と水平材の接合部構造に関する検討が必要である。</p>		<p>塔柱の剛性が高く、変形、振動を生じにくい。矩形断面では、円柱断面に比べて風の抵抗が大きい。</p>	<p>塔柱の剛性が小さく、架設時の風の影響、座屈安定性の照査が不可欠である。矩形断面では、円柱断面に比べて風の抵抗が大きい。</p>
風荷重 (橋軸直角方向)	21,430kN (1.00) ¹⁾ 抗力係数Cd=0.7 前後面CFT、ブレース3面に載荷	20,303kN (0.95) 抗力係数Cd=0.7 前後面CFT・ブレース面に載荷	31,974kN (1.49) 抗力係数Cd=1.8	40,246kN (1.88) 抗力係数Cd=1.8
施工性	<p>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。</p>		<p>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。海外長大吊橋用主塔で実績がある。</p>	<p>軽量であり大ブロック架設が可能であり、工期を短縮できる。架設時の振動対策としてTMD等が必要となる可能性が高い。国内で実績が多い。</p>
主塔自重	320,700kN (1.00)	322,000kN (1.00)	557,500kN (1.74)	161,400kN (0.50)
経済性 (数量)	<p>[塔柱鋼材SM490Y] 48,990kN [塔柱コンクリート40MPa] 10,816m³ [水平材鋼材SM490Y] 21,170kN</p>	<p>[塔柱鋼材SM490Y] 60,600kN [塔柱コンクリート40MPa] 10,457m³ [水平材鋼材SM490Y] 17,360kN</p>	<p>[塔柱コンクリート80MPa] 19,739m³ [水平材コンクリート80MPa] 2,560m³</p>	<p>[塔柱鋼材SM490Y, SM570] 149,400kN [水平材鋼材SS400, SM490Y] 12,000kN</p>
(概算工費比率) ²⁾	(1.00)	(1.07)	(1.06)	(1.87)

¹⁾ ()はCFT主塔 (3本CFT/塔柱) に対する比率

²⁾ 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/m³、高強度コンクリート (RC製主塔) : 350千円/m³とした場合の参考値

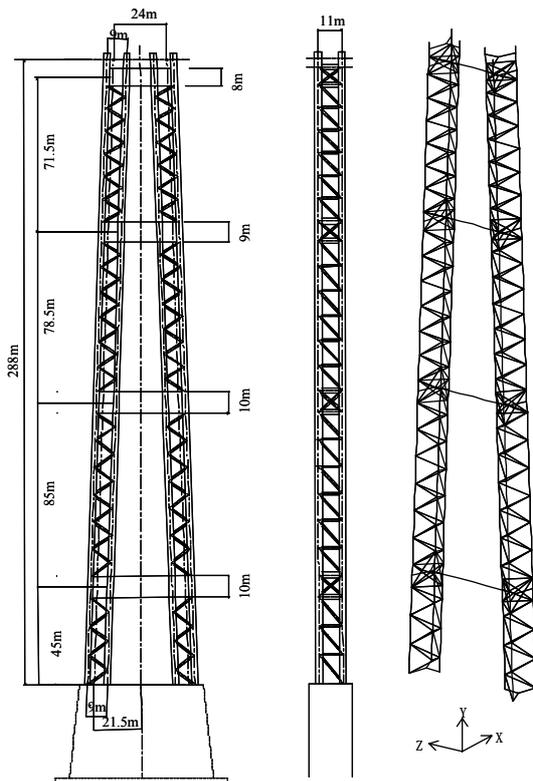


図-1 CFT主塔一般図

図-2 解析モデル

効果による耐力の向上、局部座屈の防止などの利点があり、耐震性の向上が期待できる構造形式である。試設計は、これまで検討してきた RC 製及び鋼製主塔と同様に、中央支間長さ 2300m 程度の長大吊橋を想定し、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た。コンクリート充填鋼管の耐荷力照査式及び構造細目は、土木学会基準⁷⁾及び道路橋示方書鋼橋編⁸⁾に従った。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)は既往の RC 製及び鋼製主塔と合わせた。1 塔柱当たりの CFT 部材本数を本試設計では 3 本及び 4 本とし、3 本 CFT/塔柱の場合は、橋軸直角方向荷重作用に合理的に抵抗するよう塔柱外側に CFT 部材を 2 本配置する断面構成とした。また、CFT 鋼管径は、製造実績を考慮してφ3000 以下とした。

図-1 に試設計した CFT 主塔 (3 本 CFT/塔柱) の一般図を示す。CFT 主塔は、3 本及び 4 本の CFT 部材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 4 段の水平材で 2 本の塔柱を結合する構造である。塔柱断面の CFT 部材間隔は、広いほど構造上有利となるが主塔基礎寸法も大きくなり、本検討では他形式との比較も目的としていることから、3 本 CFT/塔柱の場合は橋軸方向に 11m、橋軸直角方向に 9m、4 本 CFT/塔柱の場合は両方向に 10.4m としている。CFT 部材、斜材の鋼管断面は、3 本 CFT/塔柱の場合はそれぞれ φ2800x19~58mm、φ814x16mm (一部 φ914x22mm)、4 本 CFT/塔柱の場合はそれぞれ φ2400x16~76mm、

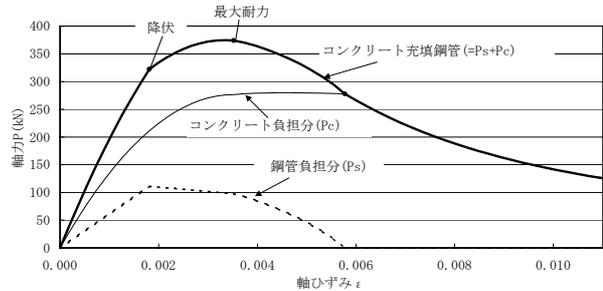


図-3 CFTの軸力-軸ひずみ関係 (φ2800x36)

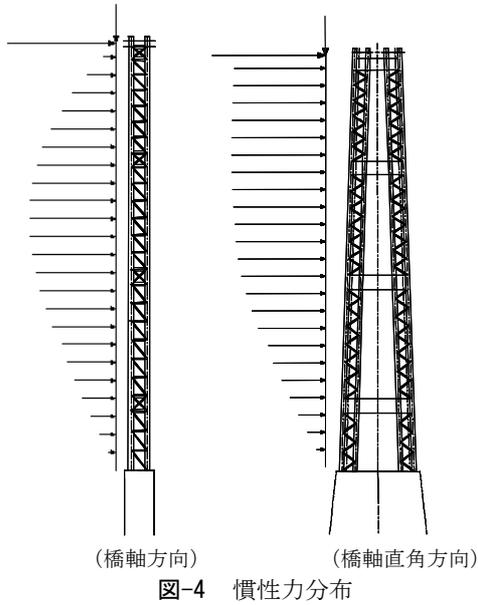
φ814x16mm (一部 φ914x22mm)、材質は全て SM490Y 材である。充填コンクリートの設計基準強度は 40MPa である。

表-1 に RC 製及び鋼製主塔との構造特性、施工性、経済性、等の比較を示す。なお、比較対象とした RC 製及び鋼製主塔の設計では、CFT 主塔の設計と同様に常時及び暴風時の照査行っており、吊り構造系からの荷重は CFT、RC 製、鋼製の 3 タイプで同一のものを使用し、主塔自重、風荷重部分のみをタイプ毎に算出した値を用いている。CFT 主塔は、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、3 形式の中で最も経済性に優れる可能性がある。3 本 CFT/塔柱と 4 本 CFT/塔柱では有意な差は無い。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. CFT主塔のプッシュオーバー解析

(1) 解析モデル

プッシュオーバー解析に用いた解析モデルを図-2 に示す。解析モデルは、2. で試設計した CFT 主塔 (3 本 CFT/塔柱) 単独系を対象として、各部材をせん断変形を考慮できる Timoshenko はり要素によりモデル化した。CFT 主塔の塔柱はトラス構造であり、試設計時の作用軸力/軸耐荷力の比率が 0.8~0.9 と高いため、軸力-軸ひずみ関係を非線形とした。図-3 に CFT 部材の軸力-軸ひずみ関係を示す。これは、CFT 構造の中心圧縮性状について、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-軸ひずみ関係を累加した非線形モデルである⁹⁾。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 1/100 とした。なお斜材の応答ひずみが道路橋示方書耐震設計編¹⁾ (解 11.2.2) に定める許容ひずみに達した状態を終局とし、荷重抵抗をゼロとした。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¹⁾（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。塔頂は実際にはケーブルによって拘束されておりその影響を考慮するため、塔頂は橋軸方向には弾性支持されているものとして、ケーブルの拘束力と等価な水平ばねを塔頂に取り付けた。ばね定数は、吊橋全体系モデルの主塔塔頂を支点移動させ、塔頂の移動量と塔頂に生じる反力から算出した。水平材-塔柱接合部は、実橋では十分に補剛することとし、水平材の高さ分の塔柱、斜材とも剛体としてモデル化した。

(2) 解析手法

解析方法は、主塔の自重とケーブル反力を载荷した状態を初期状態として、この状態から橋軸方向に地震荷重を漸増载荷（プッシュオーバー解析）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、別途行った吊橋全体系の非線形時刻歴線形動的解析によって得られた外側CFT基部軸力が最大となる時刻の慣性力分布を用いた。図-4に慣性力分布図を示す。塔頂部分には、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。

(3) 解析結果

図-5に荷重を载荷したときの水平荷重と水平変位の関係、図-6に慣性力の増大とともに進展していく損傷箇所を示す。図-5にはこれまでに実施したRC主塔の結果も併せて示す。この水平荷重Pは、主塔に载荷した荷重の合計値、水平変位 δ は、橋軸方向では最大変位発生位置（第2水平材と第3水平材の中間付近）、橋軸直角方向では塔頂位置での値である。

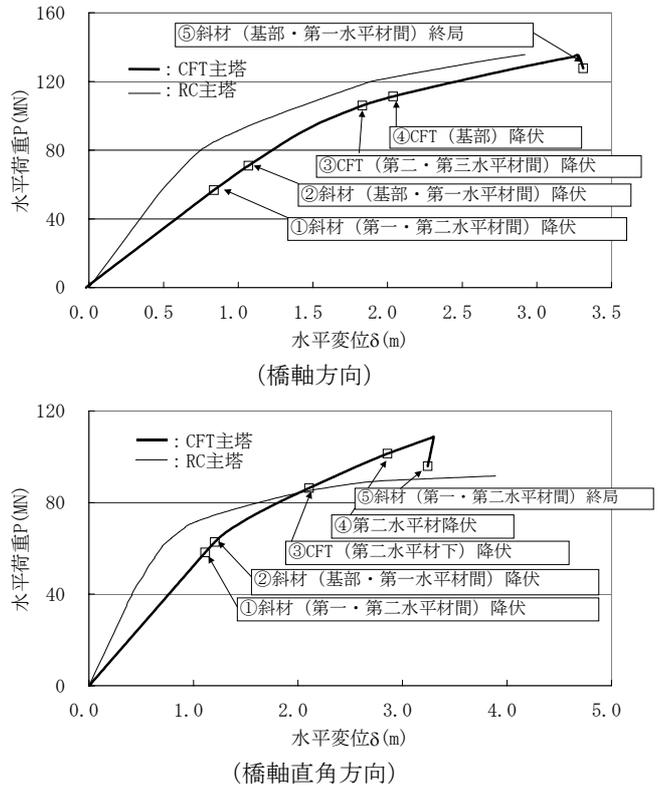


図-5 水平荷重-水平変位関係

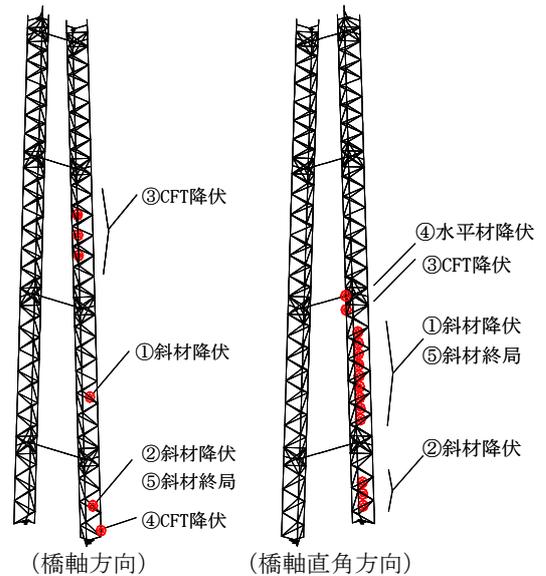


図-6 損傷箇所の進展過程

橋軸方向では、 $\delta=0.84\text{m}(\delta_y)$ で第一（最下段）水平材上部の斜材が降伏し、変形が進むにつれて第一水平材下部の斜材へと降伏域が進展する。その後、 $\delta=1.85\text{m}(2.2\delta_y)$ 付近で第二水平材上部と基部のCFT部材が降伏し、 $\delta=3.36\text{m}(4.0\delta_y)$ 付近で最大荷重に至った。RC主塔と比較して、最大荷重はほぼ同等となったが、最大荷重時の変位は12%程度大きくなった。

橋軸直角方向では、 $\delta=1.11\text{m}(\delta_y)$ で第一・第二水平材間の斜材が降伏し、変形が進むにつれて第一水平材下部の斜材へと降伏域が進展する。その後、 $\delta=2.11\text{m}(1.9\delta_y)$ 付近で第二水平材下側のCFT部材が

いる。

何れの方向においても斜材の断面を上げることに
より、図-7 に示すように主塔全体としての剛性は
上昇すると共に、図-8 に示すように主な損傷部材
が斜材から CFT 部材に移行した。

橋軸方向では、初降伏時の荷重・変位はそれぞれ
1.8 倍、1.5 倍程度となり、最大荷重時の変位は減
少するものの、最大荷重は 4%程度上昇した。橋軸
直角方向においても、初降伏時の荷重・変位はそれ
ぞれ 1.6 倍、1.3 倍程度となり、最大荷重時の変位
は減少するものの、最大荷重は 23%程度上昇した。

以上のように、斜材断面の増加（全鋼材重量は
13%程度増加）させることにより最大荷重を上昇さ
せることが出来たが、初降伏を生じてから最大荷重
に達するまでの変位量は小さく、じん性はあまり期
待できないことが明らかとなった。これは塔柱を構
成する CFT 部材が高軸力部材であること、さらに、
トラス構造としたことが主な原因と思われる。トラ
ス構造では、主塔に曲げモーメントが作用した際、
CFT 部材にはほぼ一様な圧縮力が作用する。CFT 部材 3
本のトラス構造を 1本の柱と見立てた場合、仮に CFT
部材 1本が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、柱断面内部で荷重の再
配分があまり期待できないことがじん性の低い一因
と考えられる。従って、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。

(2) シアリンクの設置

変形性能を向上させることを目的に、斜材断面を
増加させたモデル（斜材断面φ1117）をベースに、
一部斜材をせん断降伏型のシアリンク構造に変更し、
3. と同様の解析を実施した。これにより CFT が高軸
力となるトラス構造からじん性率の高い曲げ圧縮部
材となるラーメン構造に移行するとともに、シアリ
ンクでエネルギー吸収を図ることにより、主塔構造
全体のじん性が向上することが期待できる。

シアリンク設置位置及びシアリンク構造を図-9
に示す。シアリンク設置位置は、図-6 及び 8 に示
すように、早期に降伏する基部・第一水平材間及び
第一・第二水平材間の斜材を置き換えることとして、
基部・第一水平材間に 3 段、第一・第二水平材間に
5 段を設置した。シアリンク構造は、材質を SS400
とし、せん断変形が生じるウェブに座屈が生じない
よう十分に補剛するとともに、常時及び暴風時に許
容応力度以内となるよう設計した。シアリンクは、
サンフランシスコオークランドベイ橋で採用実績が
あり設計手法も提案されている¹⁰⁾が、実際の適用
にあたっては実験等による検証が必要であると考え
られる。シアリンクの解析モデルは、せん断力-せん
断変形関係をバイリニア（降伏耐力=ウェブのせん
断耐力）とし、2 次勾配は 1/100 とした。

図-7 に示すように、シアリンクを設置すること
により、何れの方向においても主塔全体の剛性は僅
かに低下するが、最大荷重はほぼ同等となり、最大

荷重時の変形は橋軸方向で 20%程度、橋軸直角方向
で 3%程度増加する結果となった。また、図-10 に示
すように、設置した全てのシアリンクにおいて他部
材より先行して損傷が発生していることがわかる。
最大荷重時のシアリンク回転角はそれぞれ、橋軸方
向で 0.097rad、橋軸直角方向で 0.079rad となり、
オークランドベイ橋で設定している許容回転角
0.03~0.04rad を上回った。図-7 に示す荷重-変位
特性を得るためには、上記回転角を要求性能として
シアリンクの性能検証を実施する必要がある。

以上のように、シアリンクを設置することにより
最大荷重を落とさずに変形性能を上昇させることが
できることが分かった。今後は、シアリンクの最適
形状、挿入位置に関する検討を実施すると共に、M-
N 相関が考慮できるファイバーモデルによるプッシュ
オーバー解析あるいは非線形動的解析等を実施し
て、CFT 主塔の地震時挙動の解明及び限界状態の設
定を実施していく予定である。

5. まとめ

本検討では、より耐震性能に優れた新しい主塔構
造形式を探ることを目的として、鋼コンクリート複
合構造に着目し、CFT 主塔の試設計を行い、施工性
、経済性、等について既往の RC 製及び鋼製主塔との
比較を行うとともに、CFT 主塔のプッシュオーバー
解析を行い、耐力・変形性能について把握した。さら
に CFT 主塔の耐力・変形性能の向上策についても
検討を行った。本検討により得られた知見をまとめ
ると以下のとおりである。

- (1) CFT 主塔は、RC 製及び鋼製主塔と比較して受風
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、3形式の
中で最も経済性に優れる可能性があることがわ
かった。さらに、RC 主塔と比較して、主塔重量
は 6割程度と軽量になり、基礎へ与える影響は
小さくなるものと考えられる。
- (2) CFT 主塔のプッシュオーバー解析により、耐
力・変形特性ならびに主塔各部の損傷特性を明
らかにした。また、RC 主塔と比較して、ほぼ同
等の耐荷力・変形性能を有する CFT 主塔実現の
可能性を確認することができた。
- (3) CFT 主塔斜材の断面増加により、最大荷重は増
加したものの、初降伏を生じてから最大荷重に
達するまでの変位量は小さく、じん性はあまり
期待できないことが明らかとなった。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) CFT 主塔斜材の一部をシアリンクに変更するこ
とにより、最大荷重を落とさずに変形性能を改
善する事ができた。

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、丸善、2002.3
- 2) 例えば、本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説、1977.3
- 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) 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主塔の耐震性解析、第26回地震工学研究発表会、2001.8
- 5) 河藤千尋、運上茂樹：長大吊橋主塔の地震時限界状態の評価法に関する解析的研究、構造工学論文集 Vol49A、2003.3
- 6) 遠藤和男、河藤千尋、運上茂樹：長大吊橋鋼製主塔の耐震性能に関する解析的研究、第27回地震工学研究発表会、2003.12
- 7) 土木学会：複合構造物の性能照査指針(案)、丸善、2002.10
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編、丸善、2002.3
- 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、1993.10
- 10) Nader, M., & Manzanarez, R., & Maroney, B. : Seismic Design Strategy of the New East Bay Bridge Suspension Span, the 12th WCEE, 2000.

(2005.3.15 受付)

ANALYTICAL STUDY ON STRENGTH AND DUCTILITY OF LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE TOWER USING CONCRETE-FILLED STEEL TUBE

Kazuo ENDO and Shigeki UNJOH

In this study, a designed long-span suspension bridge tower using CFT(Concrete-Filled steel Tube) was compared with previously-investigated RC and steel towers in terms of economical and construction efficiencies. Besides, pushover analyses were performed to characterize the strength and ductility of the CFT tower. The results showed that the CFT tower had the potential to exceed in economical efficiency compared to other two types of towers and to have the almost same strength and ductility as the RC tower. Furthermore, it was found that enlargement of the diagonal members improved the strength and installation of shear-links improved the ductility, respectively.