

長大吊橋主塔の地震時限界状態に関する解析的研究

Analytical Study on Seismic Performance Evaluation of Long-span Suspension Bridge Tower

河藤千尋*, 運上茂樹**

Chihiro Kawatoh, Shigeki Unjoh

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

** 工博, 上席研究員, 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ (〒305-8516 つくば市南原1番地6)

To study acceptable design limit state of long-span suspension bridge steel tower during large earthquakes, the seismic performance of the tower structure is analytically evaluated. The force-displacement relations as well as the damage state is investigated using a pushover analysis with the tower modeled using shell and fiber elements. The results shows that the model tower has a certain ductility capacity even exceeding the yield point and the strength deteriorates with the increase of the displacement after the peak strength with the damage to the tower bottom and the lateral beams.

Key Words: long-span suspension bridge tower, seismic performance evaluation, limit state, strength,

キーワード: 長大吊橋主塔, 耐震性能評価, 限界状態, 耐荷力

1. はじめに

兵庫県南部地震以降, 一般の橋梁では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本格的に取り入れられている^{1),2)}. 一方, 長大吊橋の場合には, 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が^{3),4)}, これは一般に長大吊橋の場合には長周期構造物となるため, 耐風設計の方が設計上支配的になるためである.

しかしながら, 最近の海洋プロジェクト計画などにおいては, 大規模地震の発生が予想されるプレート境界周辺においても長大吊橋等の建設も検討されており, このような場合には, 従来とは違い耐震設計が部材断面等の設計において支配的と成り得ることも想定されている⁵⁾. 弾性設計を踏襲した場合には, 部材断面が大きくなること, 極厚板の使用による製作性, 施工性の悪化, また主塔断面構成の変更などに伴う基礎寸法の拡大といった具合に合理的な設計ができない場合も生じ得る. これに対して, 海峽横断道路プロジェクト技術調査委員会からは, 建設地点においてまれに発生する大きな地震動(海洋性の巨大地震や活断層において生じる直下型の大地震)に対して, 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し, 部材の塑性化を考慮した許容変位などで照査することが提案されている⁶⁾.

このため, 合理的かつ経済的な設計を行うためには, 必要な耐震性能を確保するために, 地震時にどの構造部

位にどこまで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考えられる.

一般に長大吊橋が大規模地震を受けた場合に, 鋼製主塔において想定される損傷としては, 塔柱や腹材(水平材や斜材)の断面の塑性化, 局部座屈, あるいは継手部のボルトの塑性化などが想定される. 地震後に要求される性能としては, 安定を失わず, 機能復旧が可能となる損傷を考慮した場合, 局部的な部材の降伏は許容するが主塔全体としての耐荷性能が低下しない状態であること, 地震後の使用性に影響を及ぼすような耐力低下や残留変位が生じていないこと, 必要に応じて部材の修復や補強が可能であることを, 満足できる限界状態を考慮する必要がある.

このような限界状態を実現するために, 主塔の地震時の挙動特性を明らかにするとともに, 具体的にどの構造部位でどこまで塑性化を許容するかといったことを明らかにしていく必要がある.

本文では, 長大吊橋の鋼製主塔を対象に, 大規模地震に対する主塔構造の限界状態を設定することを目的に, 主塔の耐荷力性能と主塔各部の損傷特性について解析的に検討した結果をまとめたものである.

2. 解析モデルと解析条件

2.1 解析対象とした吊橋主塔

解析対象とした主塔は, 中央支間長さ 2300m 程度の長大吊橋を想定して試設計された鋼製主塔で, 高さ約 290m.

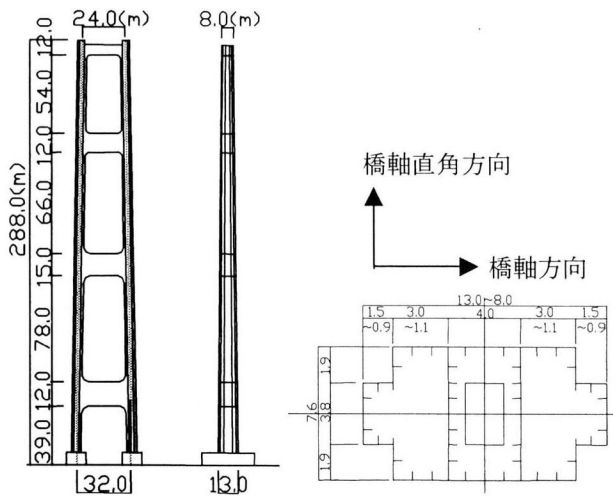


図-1 解析対象主塔一般図および塔柱断面図

4段の水平梁を有するラーメン構造である。図-1に解析対象とした主塔の一般図と塔柱断面図を示す。この主塔は常時の荷重、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、結果的には断面の大部分は、風荷重によって決まった断面となっている。なお、地震荷重に対する照査は行っていない。

塔柱断面は橋軸方向幅7.6m、橋軸直角方向幅は8.0～13.0mの3セル形式としている。材質はSM490Y材およびSM570材であり、板厚は36～45mmである。

水平梁は下から第一、第二と名付け、最上段が第四水平梁となっており、水平梁高さは8.0～15.0mである。材質は塔柱との接合部付近がSM490Y材、中央部がSM400材であり、フランジの板厚は12～18mm、ウェブの板厚は30～45mmである。

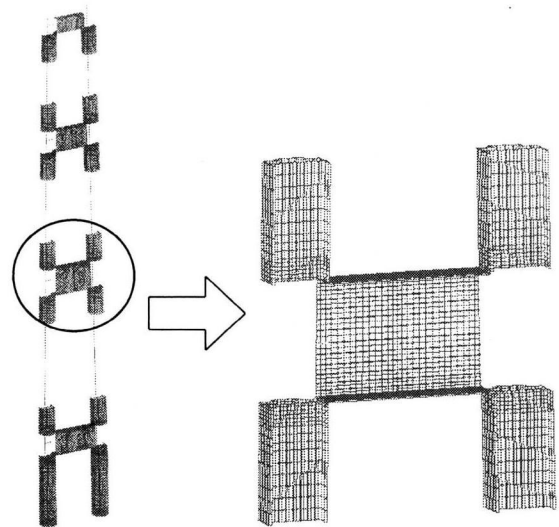
2.2 主塔のモデル化

解析は長大吊橋の主塔単独系を3次元シェル要素とファイバー要素により主塔面内方向（橋軸直角方向）と主塔面外方向（橋軸方向）の2つの解析モデルを作った。

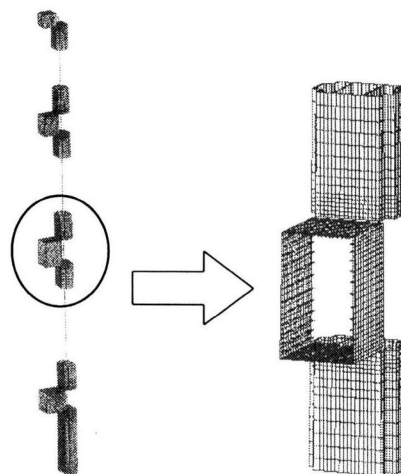
鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニアとし、2次勾配は1/100とした。また解析モデルは、主塔構造形状の対称性と解析時間の短縮のため、面内方向解析、面外方向解析ともに構造物の半分をモデル化した。図-2に面外、面内方向解析用の解析モデルを示す。以下に、塔柱、水平梁のモデル化の詳細を示す。

(1) 塔柱のモデル化

モデル化においては、主塔面内方向に荷重を載荷させたとき、梁-柱接合部付近に大きな断面力が生じること、また主塔面内、面外方向共に荷重を作用させた時には塔基部に大きな断面力が生じると予想されることから、このような部位は材料非線形だけでなく、局部座屈の影響が考慮できるように3次元シェル要素でモデル化した。その範囲は、梁-柱接合部から15m（ダイアフラム5個



(1) 面内方向



(2) 面外方向

図-2 解析モデル

分)の範囲と塔基部から第1水平梁までの範囲とした。

梁-柱接合部は、十分な耐力を有しており、地震時にも健全であると仮定し、剛域としてモデル化した。

シェル要素と梁-柱接合部の剛域部分以外は、ファイバー要素でモデル化した。また塔柱のダイアフラムの間隔は3mであり、ファイバー要素でモデル化した部分の節点間隔もダイアフラム間隔と同じ3mとした。ダイアフラム位置では断面を剛要素で拘束し、その断面では平面保持を確保するようにモデル化した。

塔頂は実際にはケーブルによって拘束されているが、その影響を考慮するため、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。この塔頂の水平ばねは吊橋全体系の解析モデルの塔頂に強制変位を与えて、その時の塔頂に生じる反力と強制変位の関係からばね定数(40305kN/m)を算出した。なお橋軸直角方向については、ケーブルによる拘束は考慮していない。

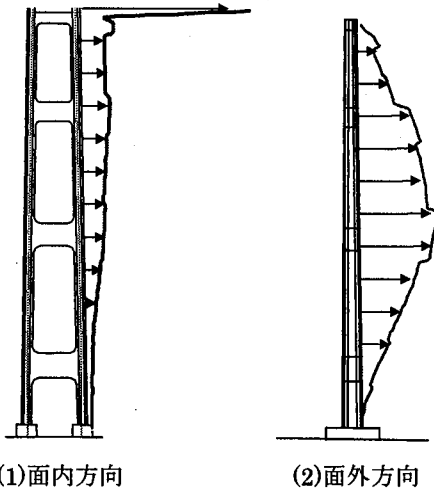


図-3 慣性力分布図

(2)水平梁部のモデル化

主塔塔柱部は主として圧縮軸力および曲げモーメントが生じるのに対して、水平梁部は面内方向に地震荷重を載荷した場合、梁-柱接合部付近では曲げモーメントとせん断力が支配的となり、水平梁ではせん断力が支配的となる。このように曲げとせん断の両者に起因する複雑な損傷形態を再現するため水平梁部は3次元シェル要素でモデル化した。

ダイアフラム間隔は 2.5m であり、ダイアフラム位置では断面を剛要素で拘束し、その断面では平面保持を確保するようにモデル化した。

梁-柱接合部は十分な耐力を有しており地震時にも健全であるとして塔柱部と同様に剛域としてモデル化した。

2.3 解析方法と荷重の載荷方法

解析方法としては、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（プッシュオーバー解析）する方法とした。解析は幾何学的非線形性を考慮できる非弾性有限変位解析（大変形理論）で行った。地震荷重は、別途行った吊橋全体系の時刻歴線形動的解析によって得られる主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を用いた。この時刻歴線形動的解析に使用した吊橋全体系のモデルは骨組みモデルにより吊橋全体を再現したもので、主塔基部は固定とし、基礎についてはモデル化を省略している。入力地震動は本吊橋用に試算されたレベル2地震動を用いた。解析は橋軸方向、橋軸直角方向、別々に行い、それぞれ主塔基部の曲げモーメントが最大となる時刻の慣性力分布を採用した。なお、一般に地震時には断面力として主塔基部が厳しくなるため、今回は主塔基部に着目した慣性力分布を用いた。他の慣性力分布の採用も考えられたが、今回の検討は慣性力分布の差が主塔の損傷に及ぼす影響を調べるものではないため、断面力として厳しい条件と考えられる主塔基部の曲げモーメント最大となる1ケースで検討した。

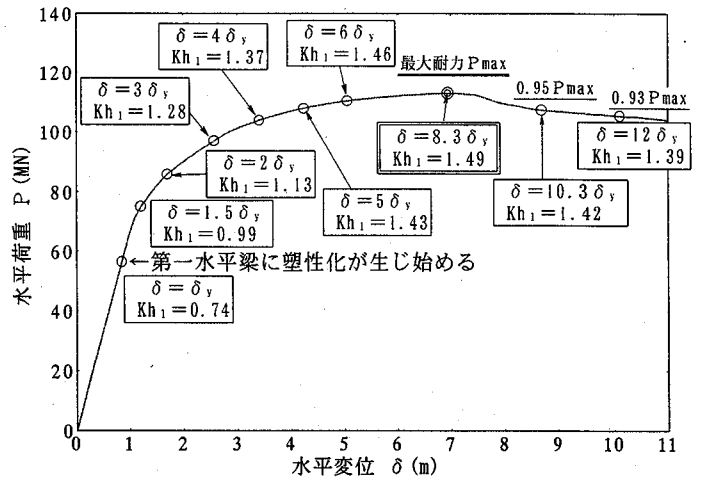


図-4 水平荷重-水平変位関係 (面内方向)

図-3に慣性力分布図を示す。面内方向解析における慣性力分布では塔頂部分が非常に大きくなっている。これは柱の慣性力とメインケーブルから水平力の合力となっているためである。面外方向解析では塔柱を両端固定の柱と見なしたときの腹に相当する部分が大きくなる慣性力分布となっている。

慣性力を作用させる位置はシェル要素でモデル化した部分に関してはダイアフラム中心位置に、ファイバー要素でモデル化した部分については節点位置に載荷した。

3.水平荷重-水平変位関係

3.1 面内方向

図-4に主塔面内方向に荷重を載荷したときの水平荷重と塔頂の水平変位の関係を示す。この水平荷重は主塔に載荷した荷重の合計値である。図中の δ_y は、荷重を載荷したときに、主塔のどこかに最初の塑性化が生じたときの塔頂の水平変位である。ここでは塔頂の水平変位が約80cmになったときに第一水平梁に塑性化が生じ始めた時を δ_y としている。また、図-4中の kh_1 は水平震度であり、式(1)で定義したものである。

$$kh_1 = \text{水平荷重} / \text{主塔自重} \quad (1)$$

図-4より、 $\delta = 1.5\delta_y$ 位までは水平変位と水平荷重の関係は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。 $\delta = 2\delta_y$ 付近から主塔全体剛性の低下が現れ始め、 $\delta = 5\delta_y$ 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。そして最大耐力は $\delta = 8.3\delta_y$ で現れ、最大耐力 P_{max} は水平変位 $\delta = \delta_y$ の時の約2倍となっている。また最大耐力から水平荷重が95%、93%に低下したときの水平変位はそれぞれ $10.3\delta_y$ 、 $12\delta_y$ となっている。なお、最大耐力時では塔頂水平変位が約7mに達しており、P- Δ 効果の影響により最大耐力以降は水平荷重の急激な低下が見られると予想したが、結果は緩やかな低下となった。

慣性力の増大とともに塑性化していく範囲を図-5に示す。この図はシェル要素でモデル化した部位の塑性化

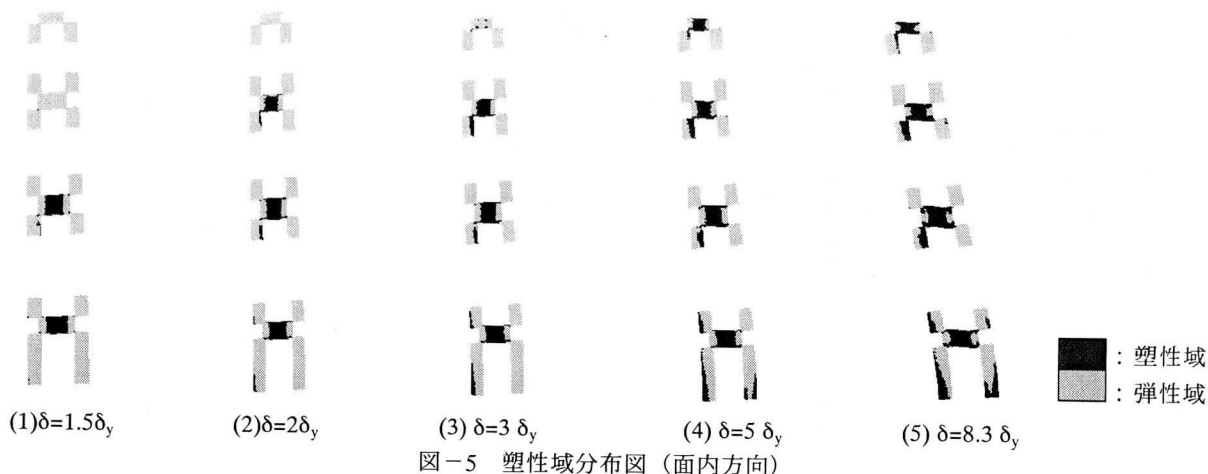


図-5 塑性域分布図 (面内方向)

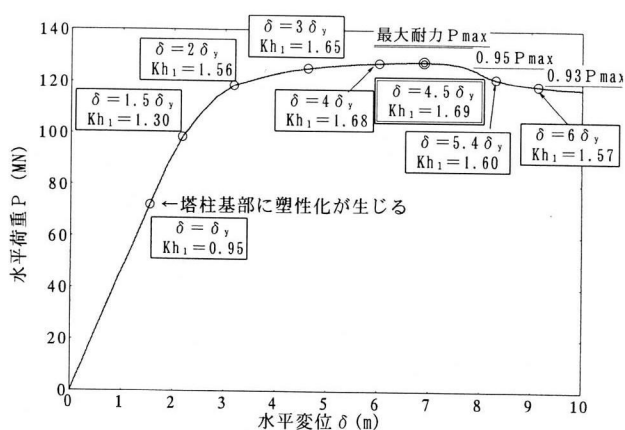


図-6 水平荷重-水平変位関係 (面外方向)

した領域を示している。このためファイバー要素でモデル化した部位で塑性化している箇所はあるが、その範囲は示していない。図中で濃くなっているところが、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。図-5 より $\delta=1.5\delta_y$ の時は、第一水平梁と第二水平梁の中央付近で塑性化している。また圧縮側塔柱基部と第二水平梁と圧縮側塔柱接合部の下側も塑性化し

ているが、その範囲は広くない。また $\delta=2\delta_y$, $3\delta_y$ と変形が進むにつれて、塑性域はその後、第三水平梁、第四水平梁の順序で進展していく。塔柱部の塑性域も圧縮側塔柱基部の塑性域が広がっていき、水平梁と圧縮側塔柱との接合部下側に塑性域が見られるようになる。

3.2 面外方向

図-6 に主塔面外方向に荷重を載荷したときの水平荷重と主塔塔柱最大変位発生位置の水平変位の関係を示す。面外方向の解析では塔頂がケーブルで拘束されているため、第二水平梁と第三水平梁の間中部で最大変位が生じる。面内方向の解析と同様、塔柱のどこかに最初に塑性化が生じたときの最大変位発生位置での水平変位量を δ_y とした。水平震度 kh_1 の定義は面内解析と同じである。

図-6 より、水平変位が $1.5\delta_y$ までは主塔全体系としての剛性の低下は見られないが、 $1.5\delta_y$ を越えるあたりから剛性の低下が見られ、 $3\delta_y$ を越えると水平荷重の増加はわずかとなる。最大耐力は $4.5\delta_y$ で生じ、最大耐力の 95%、93% 低下したときの水平変位はそれぞれ $5.4\delta_y$, $6\delta_y$ となっている。最大耐力 P_{max} は水平変位 $\delta=\delta_y$ の時の約 1.8 倍となっている。

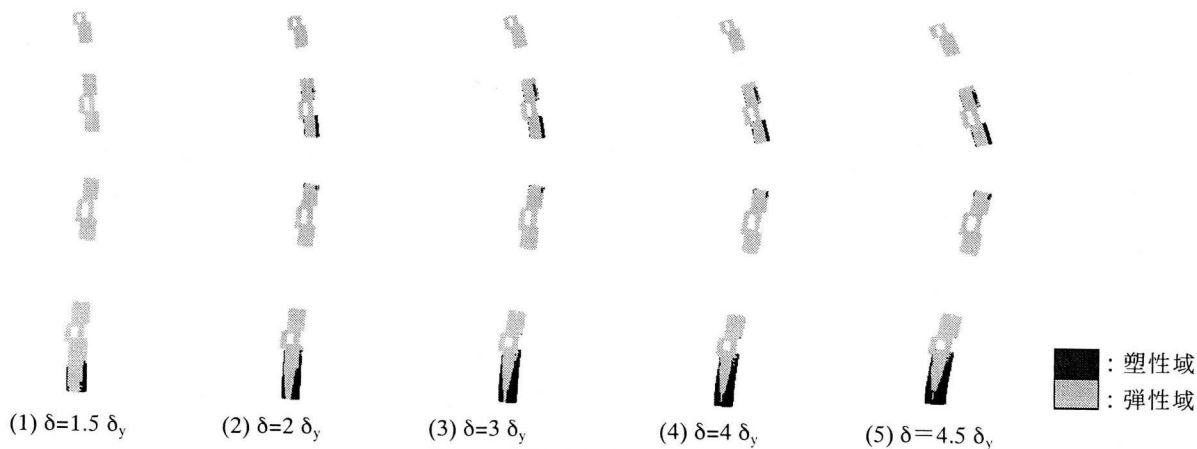


図-7 塑性域分布図 (面外方向)

図-7には $\delta=1.5\delta_y, 2\delta_y, 3\delta_y, 4\delta_y$ 時と最大耐力時である $\delta=4.5\delta_y$ 時の塑性域の範囲を示す。面内方向と同様にファイバー要素でモデル化した範囲で塑性化している箇所は表示していない。塑性域の範囲については、最初に塔基部に塑性化が生じ始め、その後塑性域の範囲が広がる。 $\delta=1.5\delta_y$ 時に塔基部の塑性域の範囲が広がり、最大耐力時には第三水平梁の上下範囲の塔柱にまで拡大していることがわかる。ファイバー要素でモデル化した範囲である第二水平梁と第三水平梁間の塔柱部分は全域で塑性化している。

4.主塔各部の損傷度の評価

4.1 面内方向解析

主塔面内方向の解析を行ったときの、吊橋主塔の限界状態を定量的に評価する方法として以下に示す評価法を用いての検討を行った。

(1) 柱基部の平均応力-平均ひずみの関係

塔基部に作用する応力とフランジの軸方向ひずみとの関係に基づき、塔柱基部の1つ目のダイアフラム高さまでの軸方向ひずみを式(2)により算出し⁹⁾、主塔変形状況との対比を行った。図-8に平均ひずみ算出のためフランジの要素分割図を示す。

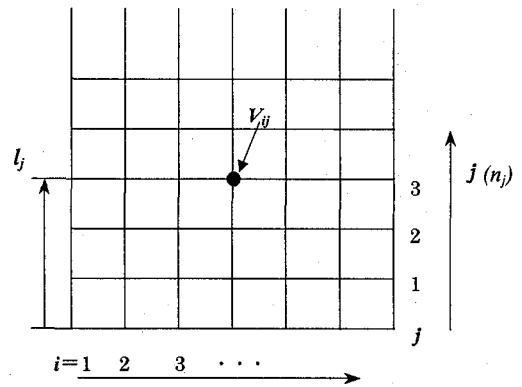


図-8 平均ひずみ算出のためのフランジの要素分割

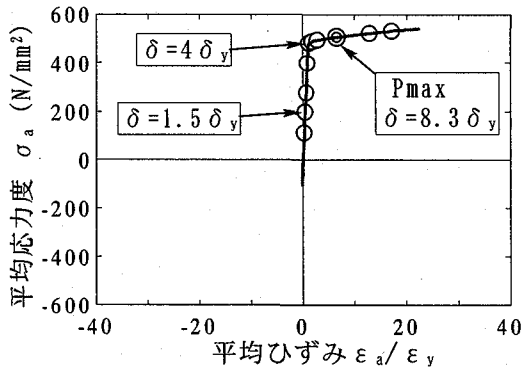
$$(\epsilon_a)_j = \left[\left(\sum_{i=1}^{n_i} v_{ij} \right) / n_i \right] / l_j \quad j = 1, 2, \dots, n_j \quad (2)$$

ここに、

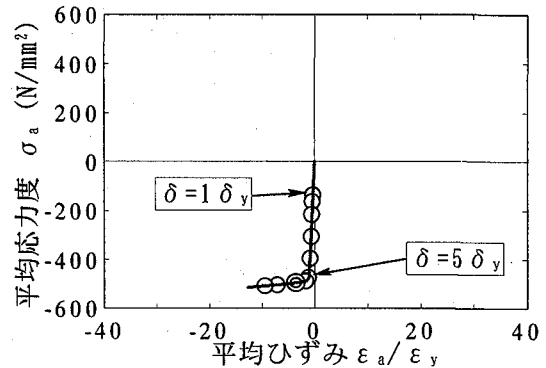
l_j : 高さ

v_{ij} : 高さ l_j に位置する節点の鉛直変位

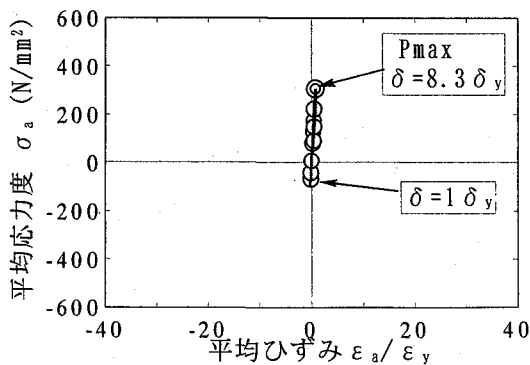
図-9に引張側塔柱と圧縮側塔柱のそれぞれ引張側、圧縮側フランジの平均応力と降伏ひずみ ϵ_y で無次元化した平均ひずみの関係を示す。平均応力度はシェル要素の軸方向応力度の平均値である。図中の○印は図-4に示した降伏変位 $\delta_y, 1.5\delta_y, 2\delta_y \dots$ に対応している。ま



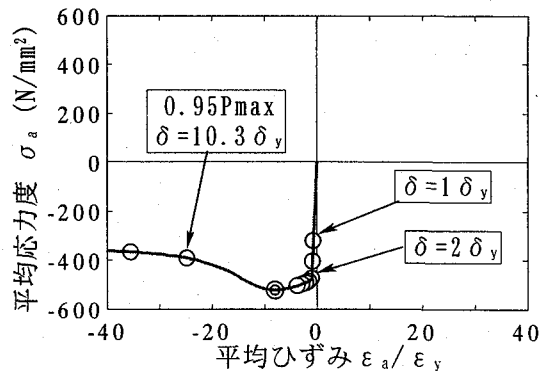
(1) 引張側塔柱：引張側フランジ



(2) 引張側塔柱：圧縮側フランジ

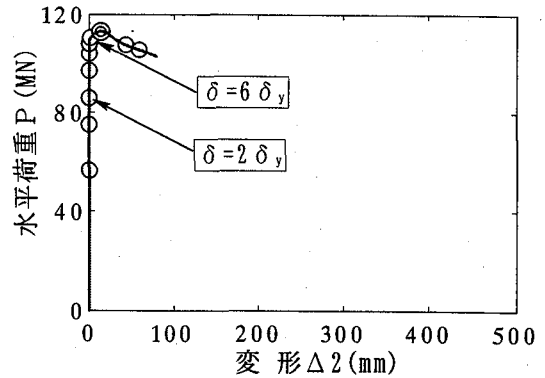
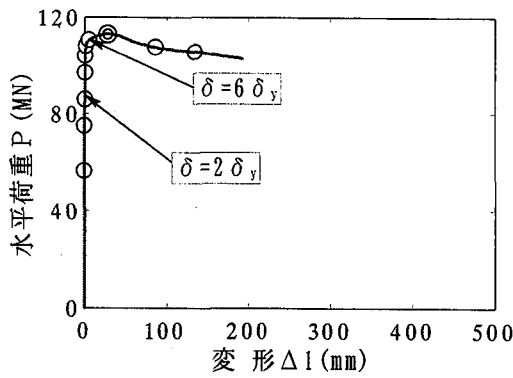


(3) 圧縮側塔柱：引張側フランジ

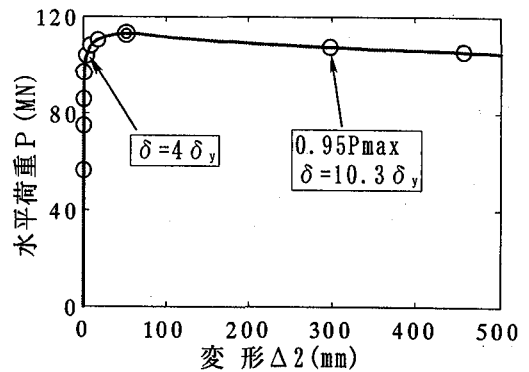
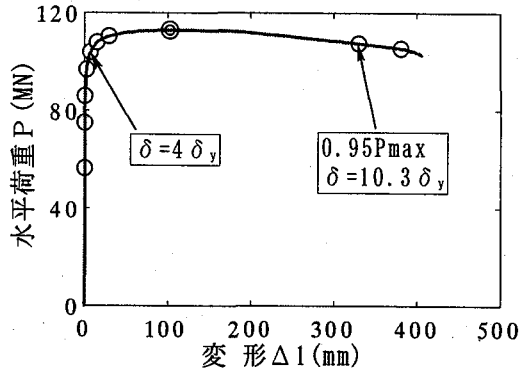


(4) 圧縮側塔柱：圧縮側フランジ

図-9 主塔基部の平均応力-平均ひずみ関係 (面内方向)



(1)引張側塔柱



(2)圧縮側塔柱

図-10 水平荷重-主塔基部断面の変形量の関係 (面内方向)

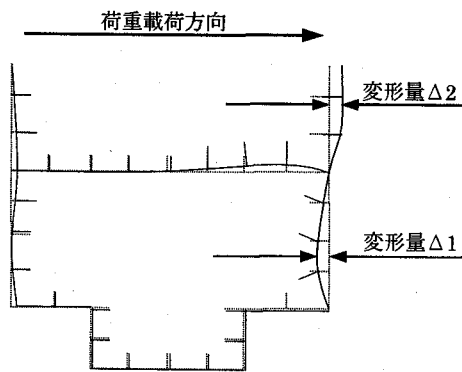


図-11 主塔基部断面の変形量の概念図

た○は最大耐力時を示す。以下、本論文の図面中の丸印も同様の状態を示している。

第一水平梁が塑性化し始める $\delta=\delta_y$ の時に、圧縮側塔柱、圧縮側フランジの応力は降伏応力度の約70% (降伏応力度は 450N/mm^2) となっているが、引張側塔柱の圧縮側フランジでは降伏応力度に対して1/3程度であり、降伏応力度に対してまだ余裕がある状態となっている。その後、引張側塔柱の引張側フランジでは $\delta=4\delta_y$ 、圧縮側フランジでは $\delta=5\delta_y$ の時に降伏を越えている。圧縮側塔柱では、圧縮側フランジで $\delta=2\delta_y$ あたりで降伏を越え、全体系の最大耐力時である $\delta=8.3\delta_y$ を越えると、応力低下が始まる。この圧縮側塔柱の圧縮側フランジでは、局所

座屈の影響が大きく、応力低下とともに平均ひずみも急激に大きくなっている。この現象は引張側塔柱では見られず、圧縮側塔柱の圧縮側フランジが局所座屈の変形が局所化しているものと考えられる。

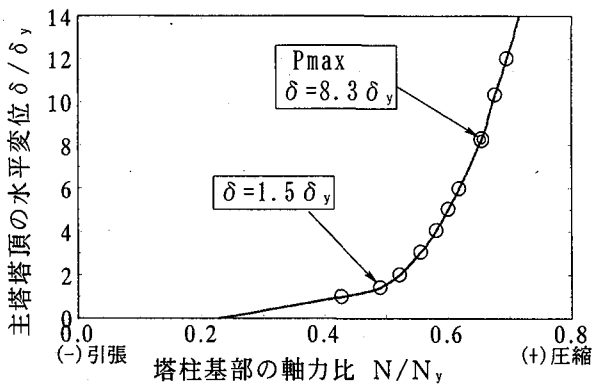
(2)水平荷重と塔柱基部の断面変形量との関係

荷重載荷による塔柱基部の局所座屈による断面変形量を検討した。

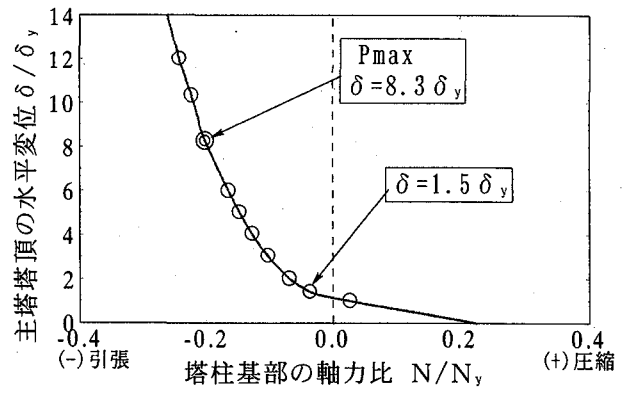
図-10に引張側塔柱と圧縮側塔柱それぞれの圧縮側フランジの変形量を示す。断面変形量は変形が顕著に現れる基部から高さ1.5m位置のものであり、変形量は図-11に示すとおり、2つの局所座屈変形量とした。また図中の○印は図-9と同様である。図から引張側塔柱は圧縮側塔柱に比較して特に最大耐力以降の変形量が小さい。これは圧縮側塔柱では局所座屈が生じ、最大耐力以降、変形が進展していくためである。また圧縮側塔柱の最大耐力から95%低下した状態では、最大耐力時の変形量と比較して、およそ3倍~6倍の変形量となっている。一方、変形量 Δ_1 、 Δ_2 ともに $\delta=4\delta_y$ あたりまでは、ほとんど変形は生じておらず、局所座屈の影響もほとんど無く構造物としてほぼ健全であると考えられる。

(3)水平荷重-塔柱基部の軸力の関係

塔柱の軸力変動が主塔全体系の変形に及ぼす影響を見るため、塔基部軸力比と塔頂水平変位の関係を検討した。ここで軸力比は塔柱基部の軸力 N を塔柱基部の降伏軸

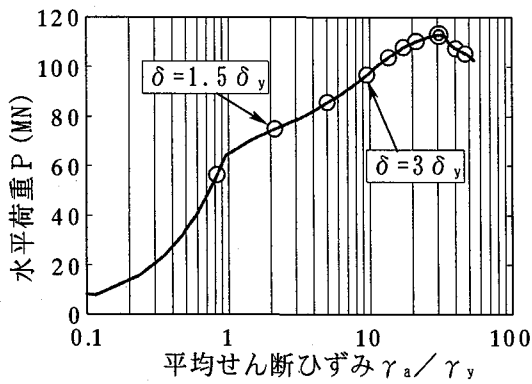


(1) 圧縮側塔柱

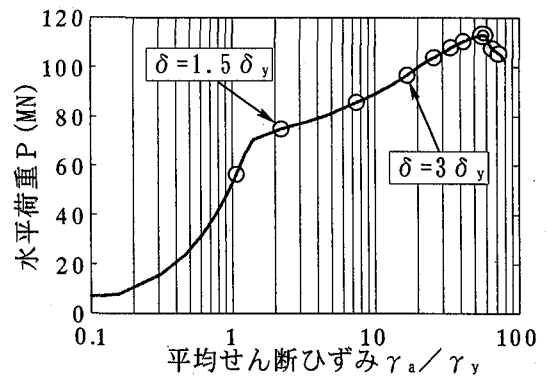


(2) 引張側塔柱

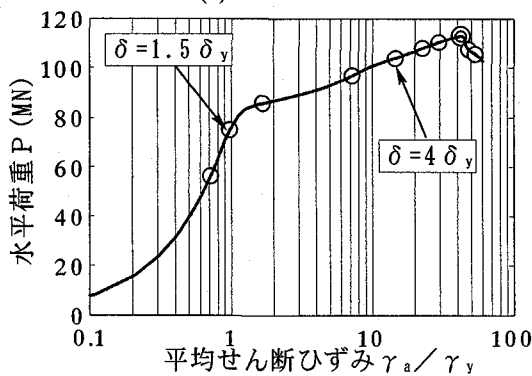
図-12 水平変位-塔柱基部軸力比の関係 (面内方向)



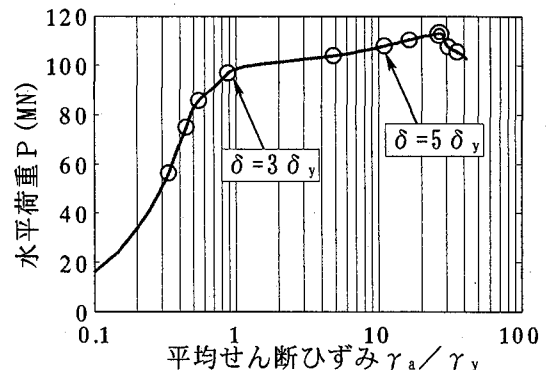
(1) 第一水平梁



(2) 第二水平梁



(3) 第三水平梁



(4) 第四水平梁

図-13 水平梁の水平荷重-平均せん断ひずみの関係 (面内方向)

力 N_y で除したものである。図-12 に圧縮側と引張側塔柱の例をそれぞれ示す。図中の○印は図-9 と同様である。

図より死荷重時は軸力比で 23%の圧縮軸力が作用しており、引張側塔柱では塔頂変位で $\delta = \delta_y$ から $1.5\delta_y$ に変化する間に圧縮軸力から引張軸力に変化する。圧縮側塔柱、引張側塔柱ともに、軸力比の変化は塔頂変位で $\delta = 1.5\delta_y$ を境に勾配が大きくなっているが、それ以降の勾配の変化は見られない。

(4) 水平梁の平均せん断ひずみの評価

本解析で対象としている主塔は水平梁を有する多段のラーメン形式主塔であるため、面内方向荷重を作用させ

た場合には、水平梁はせん断力が卓越した状態で降伏することが予測される。そこで水平荷重とせん断ひずみ量の関係を調べたのが図-13 である。図中の○印は図-9 と同様である。

せん断ひずみは図-14 に示すように、水平梁部分を取り出し、この梁高さ a の水平梁が主塔面内方向の荷重载荷により SM490Y 材を用いた断面 (断面 I) と SM400 材を用いた断面 (断面 II) の境界部で Δ のせん断変形が生じたとき、式(3)により平均せん断ひずみとして求めたものである。このようにして求めたのは、断面 I と断面 II では断面 I のほうがより塔柱接合部に近いため、断面 II より鋼材の材質、板厚などを高めており、せん断損傷は主に断面 II に生じるためである。

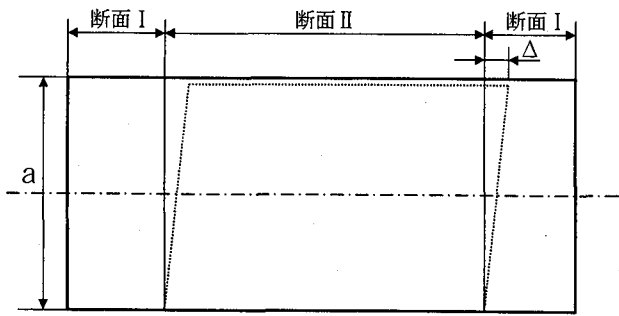


図-14 水平梁のせん断変形

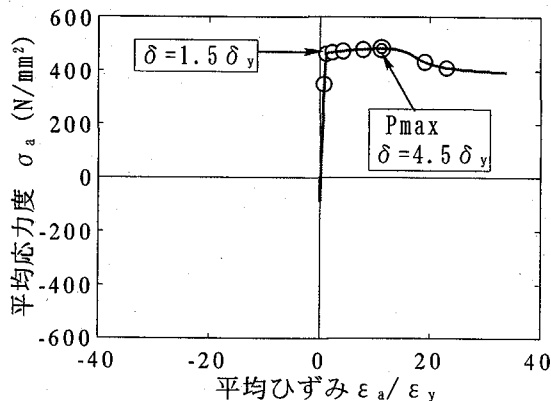
$$\gamma_a = \Delta / a \quad (3)$$

図-14の平均せん断ひずみは、式(3)で求めたせん断ひずみを降伏せん断ひずみで無次元化してある。図より平均せん断ひずみが降伏せん断ひずみを超過する順序は第二水平梁→第一水平梁→第三水平梁→第四水平梁の順である。また第一水平梁の平均せん断ひずみが最初に $\gamma_a / \gamma_y > 1.0$ となるが、全体系の変形が進展するに従い、せん断ひずみの大きさは、第二水平梁、第三水平梁が大きくなり、最大耐力時では第二水平梁、第三水平梁、第一水平梁、第四水平梁の順番で大きくなっている。このとき平均せん断ひずみは降伏せん断ひずみの約 25 から 55 倍と非常に大きな値となっている。また降伏した水平梁の順番と最大耐力時の水平梁のせん断ひずみの大きさの順番が異なる原因として、高次不静定構造による塔柱、水平梁が塑性化した後の応力分配の複雑な変化によるものと考えられるが、今回その影響と原因については確認していない。

(5)主塔の限界状態

以上の面内方向の解析結果から主塔の限界状態をどのレベルとするかを考える場合、図-4の主塔全体系の水平荷重-水平変位関係から、主塔全体剛性の低下と考えられる $\delta = 1.5\delta_y \sim 2\delta_y$ の変曲点付近、最大耐力に達するまでの $\delta = 3\delta_y \sim 6\delta_y$ の状態、最大耐力時、最大耐力以降の 4つの段階が考えられる。

最大耐力時であるが、図-9、図-10より圧縮側フラ



(1)引張側フランジ

ンジの平均ひずみ、変形量ともに最大耐力以降の増加が著しく、局部座屈の変形が一気に進展していると考えられる。したがって、主塔の限界状態を考える場合、耐力力だけから判断すると損傷は最大耐力時まで留めておく必要があると思われる。

着目する部位であるが、塔柱の場合、図-10の断面変形量から引張側塔柱は変形が圧縮側塔柱と比較して進展していない。これは図-9のフランジ面の平均応力度が引張側塔柱では最大耐力時でも降伏を少し越えた程度であることから理解される。また図-12の塔柱の軸力比から圧縮側塔柱では 0.6 を越えるような高軸力状態となっており、急激に断面の変形が進展する要因になっていることから圧縮側塔柱基部の圧縮側フランジに着目する必要があることがわかる。

水平梁については、図-14より平均せん断ひずみが降伏ひずみの 10 倍以上となるのは第二水平梁で $\delta = 2\delta_y \sim 3\delta_y$ 時であり、またどの水平梁にも共通して $\delta = 3\delta_y$ 以上になると、せん断ひずみが急激に増加している。このため、全体系の変形としては $\delta = 2\delta_y$ から $3\delta_y$ 程度に留めておいたほうが良いと思われる。

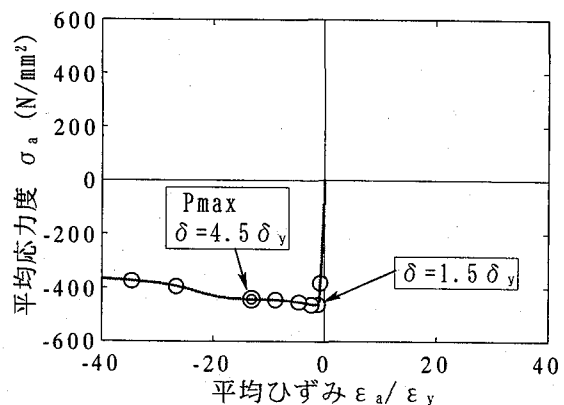
なお、これはあくまで一方向載荷時の耐荷力性能と損傷状況にもとづくものであり、最終的な限界状態の設定に関しては、機能性に関する変形量や残留変位、修理性や耐久性については別途考慮に入れる必要がある。

4.2 面外方向解析

主塔面外方向の解析を行ったときの、吊橋主塔の限界状態を評価する方法として面内方向と同様な方法により検討を行った。

(1)柱基部の平均応力-平均ひずみの関係

面内方向の解析と同様に塔柱基部の1つ目のダイアグラム高さまでの軸方向ひずみの平均値を式(2)に従い算出した結果を図-15に示す。対象とした圧縮側フランジ、引張側フランジは図-1に示す断面の凸部分である。また、図中の○印は図-9と同様であり、図-6に示した塔柱の最大変位発生位置での水平変位のプロットに対応し



(2)圧縮側フランジ

図-15 主塔基部の平均応力-平均ひずみの関係 (面外方向)

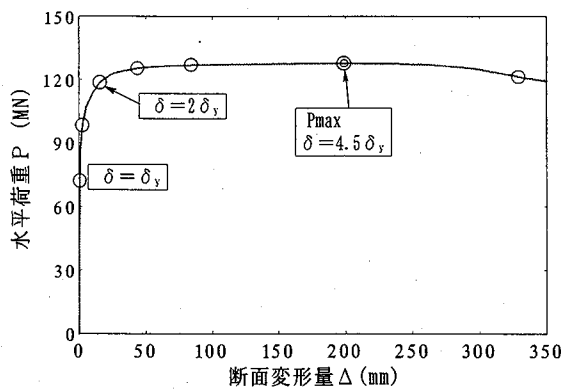


図-16 水平荷重-塔柱基部の断面変形量の関係 (面外方向)

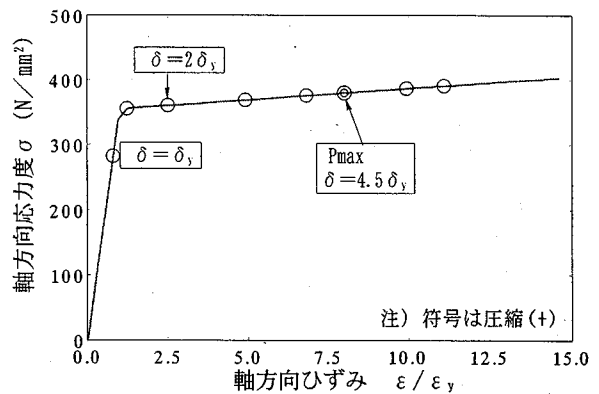


図-17 塔柱最大変位発生位置の軸方向応力-軸方向ひずみの関係 (面外方向)

ている。

図-15より、引張側フランジ、圧縮側フランジ共に $\delta = 1.5\delta_y$ を越えたところで、降伏応力度を超過する。引張側フランジでは、全体系の最大耐力時まで平均応力度は増加するのに対して、圧縮側フランジでは $\delta = 2\delta_y$ を超過すると応力低下が見られる。最大耐力時の圧縮フランジの平均ひずみは降伏ひずみの約11倍、圧縮側フランジでは降伏ひずみの約13倍となっている。引張側フランジも最大耐力を過ぎると、応力低下が見られる。

(2) 水平荷重と塔柱基部の断面変形量との関係

面内解析と同様に荷重載荷による塔柱基部の局部座屈による断面変形量を検討した。図-16は断面変形量の變形が顕著に現れる基部から高さ1.5m位置の断面変形量を示したものである。

図-16より断面変形量は $\delta = 1.5\delta_y$ くらいまではほとんど無視できるほど小さいが、 $\delta = 2\delta_y$ あたりから変形量が増加する。最大耐力時には断面変形量は約200mmとなり、局部座屈が進行しているのが理解される。特に $\delta = 3\delta_y$ 以降は、水平荷重はほとんど増加しておらず、断面変形のみが進む状態となっている。

(3) 塔柱の軸方向応力度-ひずみ関係

塔柱の最大水平変位発生位置付近の軸方向応力度と軸方向ひずみの関係について検討した。図-17は最大変位発生位置について、軸方向応力度の圧縮を正にとり、軸方向ひずみとの関係を記したものである。面外方向の解析の場合、最大変位発生位置は第二水平梁と第三水平梁の間で生じる。この部分は本モデルではファイバー要素でモデル化した部位となっている。軸方向ひずみはシェル要素によるものでなく、ファイバー要素の軸ひずみである。このため、局部座屈等の面外方向の變形が考慮できていないことに注意する必要がある。

全体系の変位が $\delta = 1.5\delta_y$ に達したあたりで軸方向応力度は降伏応力度を超える。最大耐力時の軸方向ひずみは降伏ひずみの約8倍となっている。現在着目している最大変位発生位置では、最大耐力時を越えても軸方向応力度は大きくなり、最大耐力時以降軸方向ひずみが急激に

増加するといった現象は見られない。

(4) 主塔の限界状態

面外方向の解析では、二本の塔柱で軸力差が生じることは無く、水平梁の存在も塔柱の応答には直接は関係しないため、ほぼ両端固定のはり一柱の構造物として捉えることができる。このため、主塔の限界状態を考えると最大変位発生位置、塔基部など断面力が大きくなる箇所について考えればよい。

全体系としての剛性低下は、図-6より $\delta = 1.5\delta_y \sim 2\delta_y$ あたりが変曲点となり、剛性低下が起こっている。限界状態としては、この段階と、最大耐力時、最大耐力時以降の3つの段階が考えられる。図-15より圧縮側フランジの平均ひずみは $\delta = 1.5\delta_y$ を越えたときに降伏に達すること、最大耐力時では応力低下が起こっていることから、最大荷重時を限界状態とするのは望ましくないと考えられる。

また、図-16からも断面変形量は $\delta = 2\delta_y$ を越えてから増加が始まるため、塔基部の損傷を抑えるためには、この $\delta = 2\delta_y$ 程度の段階で留めておくことが望ましいと考えられる。

塔柱の限界状態を検討する部位としては、塔柱中間部と塔基部の圧縮側フランジであり、この部位が限界状態を判断する部位となると考えられる。

5. まとめ

本文で長大橋主塔の耐震設計上の限界状態を設定することを目的に、主塔の耐力特性と主塔各部の損傷状態の関係をプッシュオーバー解析により検討した。本研究成果を取りまとめると以下ようになる。

(1) 面内方向解析

1) 主塔全体系の塔頂水平変位と水平荷重の関係では、水平変位 δ が $1.5\delta_y$ を超過する付近から全体系の剛性が低下し始める。その後、水平変位の増加に伴う水平荷重の増加は小さくなり、水平変位 $\delta = 8.3\delta_y$ のとき最大荷重に達した。

- 2) 塑性化は第一水平梁に最初に生じ、その後塔柱基部、梁一柱接合部付近へとその範囲が拡大した。
- 3) 主塔変形の進行に伴う各部の損傷状態を調べるため、塔柱基部の平均応力-平均ひずみ関係、断面変形量、軸力比、水平梁のせん断ひずみ比等について主塔全体系の変形量との関係を明らかにした。
- 4) 限界状態設定のために着目する部位としては、圧縮側塔柱基部の圧縮側フランジであり、その損傷状態に着目する必要がある。

(2) 面外方向解析

- 1) 主塔全体系の塔頂水平変位と水平荷重の関係では、水平変位 δ が $1.5\delta_y$ を超過する付近から全体系の剛性が低下し始める。その後、水平変位の増加に伴う水平荷重の増加よりも水平変位の増加は小さくなり、水平変位 $\delta = 4.5\delta_y$ のとき最大荷重に達した。
- 2) 塑性化は塔柱基部から始まり、その範囲が上方へ拡大していくとともに、最大耐力時では最大変位発生位置である第二水平梁と第三水平梁付近の塔柱へと拡大した。
- 3) 主塔変形に伴う各部の損傷状態を調べるため、塔柱基部の平均応力-平均ひずみ関係、断面変形量、最大変位発生位置での軸方向応力-軸方向ひずみ関係と主塔

全体系の変形量との関係を明らかにした。

- 4) 限界状態設定のために着目する部位としては、塔柱最大水平変位発生位置及び基部の圧縮側フランジであり、その損傷状態に着目する必要がある。

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，1996.12
- 2) 土木学会地震工学委員会，地震時保有水平耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計の開発，2001.3
- 3) 例えば，本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977.3
- 4) 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)，1989.9
- 5) 建設省土木研究所：土木研究所資料第 3479 号，海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会報告書，1996.3
- 6) 国土交通省土木研究所：土木研究所資料第 3772 号，鋼製橋脚の終局変位の解析方法に関する研究(その 2) 非弾性有限変位解析による終局状態の評価，2001.2

(2002年9月13日受付)