

# 鋼斜張橋タワーの大地震時非線形挙動に与える タワー形状の影響

林川 俊郎<sup>1</sup>・大嶽 敦郎<sup>2</sup>・佐野 雅章<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー 工博 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

<sup>2</sup>正会員 工修 新日本製鐵株式会社 鉄構海洋事業部設計部 (〒229-1131 相模原市西橋本5-9-1)

<sup>3</sup>学生員 北海道大学大学院修士課程 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

本研究は、3成分大規模地震動を受ける鋼斜張橋タワーを立体骨組構造にモデル化し、材料および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行い、A型、H型、門型タワーモデルの3通りのタワー形状に対する動的な非線形応答特性について検討する。また、タワー形状の変化が鋼斜張橋タワーの動的応答に与える影響をパラメータ解析により把握し、定性的な動的な非線形挙動について考察する。鋼斜張橋タワーはそのタワー形状によって、応答変位、曲率、軸力が複雑に変化することがわかった。タワーの耐震性を向上させるためには、ケーブルの配置やタワー形状の選択が重要であり、本研究で用いた立体骨組構造の動的な非線形応答解析が有用であると考えられる。

**Key Words** : steel towers, nonlinear behavior, cable-stayed bridges

## 1. まえがき

1995年1月に発生した兵庫県南部地震は、橋梁構造物に甚大な被害を与えた。これに対して、道路橋耐震設計法の再検討が余儀なくされ、道路橋示方書・耐震設計編の改訂が平成8年12月になされた<sup>1)</sup>。現在においても、中小規模の高架橋を中心として保有水平耐力照査法・動的解析法の再考がなされており、そのための研究が各方面で精力的に進められている<sup>2)</sup>。しかし、水平2方向および上下方向の3成分を有する大規模地震動に対する鋼斜張橋タワーの動的な非線形応答性状を定性的に評価した研究は、まだ数少ないと思われる。

そこで、本研究は3成分大規模地震動を受ける鋼斜張橋タワーの非線形応答性状を把握し、耐震性の向上を目指した解析的検討を行う。具体的には鋼斜張橋タワーを立体骨組構造にモデル化し、そのタワー形状の差異が動的な非線形応答特性に及ぼす影響について考察を加え、タワー形状の有利性について比較検討することを目的とする。斜張橋のタワー形状としては、A型、H型、門型タワーモデルの3通りについて検討する。解析方法は材料および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を採用し、入力地震動は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の3成分加速度波形を用いる。また、タワー形状の変化が鋼斜張橋タワーの動的応答に与える影響をパラメータ解析により把握し、定性的な動的な非線形挙動について考察する。

## 2. 解析モデル

本研究は斜張橋のタワー形状による影響に着目して非線形地震応答解析を行うため、図-1に示すような斜張橋全体構造系から主塔のみを取り出し、立体骨組構造にモデル化する。主塔には補剛桁の慣性力が作用するが、ここではタワー形状による動的な非線形応答性状に着目していることから、この影響はないものとする。本研究で対象とした鋼斜張橋は旧岩見沢大橋(トラス橋)の架け換えとして、現在北海道で計画されている3径間連続鋼斜張橋である。新岩見沢大橋の主径間の支間長は284m、側径間は115m、全長514mである。そこで、新岩見沢大橋のタワー形状寸法と断面諸元を参考値として、本研究における解析モデルの基本寸法は、タワーの高さ60m、主塔間隔を18mとし、基部は固定とした。

斜張橋の補剛桁の重量、ケーブルの剛性の影響を考慮するため、水平ばね要素でケーブルをモデル化し、ケーブル定着部に補剛桁の自重を鉛直下向きに作用させた。ケーブルは両側合計8本とし、ばね定数は一般的なケー

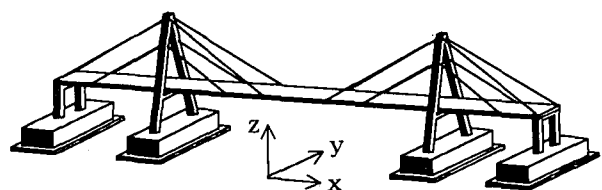


図-1 斜張橋の全体図

ブルの断面，ケーブル応力，サグのある場合の弾性係数などを考慮して概算した<sup>3)</sup>。死荷重は全長 514m と想定した斜張橋から算定し，荷重 250tf をケーブル定着部 8ヶ所に作用させた。動的解析において，ケーブル 1本あたりのばね定数は 3,000tf/m を基準としている。また，斜張橋のタワー形状としては A 型タワーの他に，H 型タワー（水平梁は塔基部から 40m に位置する），門型タワーについて検討する。そのケーブルのばね定数，タワーの高さ・幅，断面等は比較のため A 型タワーと同じ値を用いる。タワーの断面は 3.5m×2.4m，板厚 25mm の長方形断面とし，タワーの基部から頂部まで等断面とした。

### 3. 解析方法

ここで採用した弾塑性有限変位動的応答解析法は，鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮したはり柱要素の有限要素法（変位法）と Newmark  $\beta$  法（ $\beta=0.25$ ）および修正 Newton-Raphson 法を併用した方法である。解析に際しては，鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し，降伏応力度を 24,000tf/m<sup>2</sup>，弾性係数を  $2.1 \times 10^7$ tf/m<sup>2</sup>，塑性域のひずみ硬化を 0.01 とする。構造減衰としては質量比例型を仮定し，1 次の固有振動モードに対する減衰定数  $\eta=5\%$  を基準とした。また，入力地震波は兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の 3 成分加速度波形を用い，これをタワー基部の水平 2 方向，上下方向に作用させて時刻歴応答解析を行った。

### 4. 数値解析結果

本研究は，鋼斜張橋タワーの動的非線形挙動を定性的な観点から明らかにすることを目的としているため，対象とした解析モデルの基本的な固有振動および動的応答性状について以下に示す。




#### (1) 基本固有周期

地震応答解析に先立って，各タワーモデルの立体固有振動解析を行った。計算された各タワーモデルの基本固有振動モードに関する固有周期の値を表-1 にまとめて示す。表中の記号 L1 と H1 はそれぞれ橋軸方向および橋軸直角方向の 1 次固有振動モードを意味している。橋軸方向の 1 次固有周期はケーブルによるばね効果により，橋軸直角方向の 1 次固有周期よりも小さい値となっている。門型タワーの固有周期は A 型タワー，H 型タワーに比較して両方向とも大きくなる傾向にある。これは質量の大きい水平梁が塔頂部に位置することにより，長周期化したものと考えられる。

#### (2) タワー頂部の応答変位の軌跡

弾塑性有限変位時刻歴応答解析により得られた各タワーモデルの塔頂中央部における水平 2 方向の応答変位の

表-1 基本固有周期 (sec) の解析結果

mode			
L1	0.3229	0.3228	0.3719
H1	1.0355	1.2535	1.7832

軌跡を図-2 に示す。ただし，H 型タワーモデルは左側塔頂部に着目した場合である。縦軸は橋軸直角方向（y 軸方向）変位，横軸は橋軸方向（x 軸方向）変位である。A 型タワーは固有振動解析結果からも理解できるように，橋軸方向に比べて橋軸直角方向の応答変位が大きく現れている。これはケーブルがタワーの橋軸方向の変形を拘束しているためである。H 型タワーは橋軸方向変位が小さく，橋軸直角方向変位は A 型タワーよりも大きいことがわかる。これは水平梁より上の鉛直骨組部材が，水平梁を節とした橋軸直角方向 2 次の固有振動モードが卓越することにより，大きな水平変位が生じたものと考えられる。さらに，門型タワーの応答変位は橋軸，橋軸直角方向ともにもっとも大きな値を示している。特に，橋軸直角方向変位が大きくなるのは，基本固有周期の長いタワーの面内曲げ振動（y-z 平面）によるものと考えられる。橋軸方向の応答変位が A 型タワーや H 型タワーに比較してやや大きくなる原因としては，水平梁が塔頂に位置することから，ねじり振動が影響しているものと考えられる。応答変位の観点から各タワーモデルを比較すると A 型がもっとも有利なタワー形状といえる。

#### (3) 塔基部の曲げモーメントと曲率関係

橋軸直角方向における塔基部の曲げモーメント M と曲率  $\phi$  関係を図-3 に示す。図-3(a)に示す A 型タワーの M- $\phi$  関係は弾性領域を越えてわずかに塑性化しているものの，他のタワーモデルに比較してもっとも履歴応答が小さい。H 型タワーの M- $\phi$  関係は，塔の面内曲げ振動によりもっとも大きな履歴ループを描いている。これは H 型タワーの面内曲げ基本固有周期（1.2535sec）が入力地震波の卓越周期に非常に近いことから，塔の高さ 2/3 に位置する水平梁によって大きな慣性力が作用したためと考えられる。図-3(c)に示す門型タワーの M- $\phi$  関係は H 型タワーに比べてやや小さな履歴ループとなっていることがわかる。水平梁の位置によって，得られる塔基部の M- $\phi$  関係が異なることが理解できる。これら M- $\phi$  関係の解析結果からみると，A 型タワーがもっとも有利なタワー形状と考えられる。

#### (4) 塔基部の軸力

次に，塔基部に発生する軸力に着目し，各タワーモデルの応答性状について比較検討する。図-4 は左右の塔基部固定端に発生する軸力の軌跡を示す。縦軸はタワーの右側に生じる軸力，横軸は左側に生じる軸力を表している。タワーにはケーブルを介して左右ともに 1,000tf

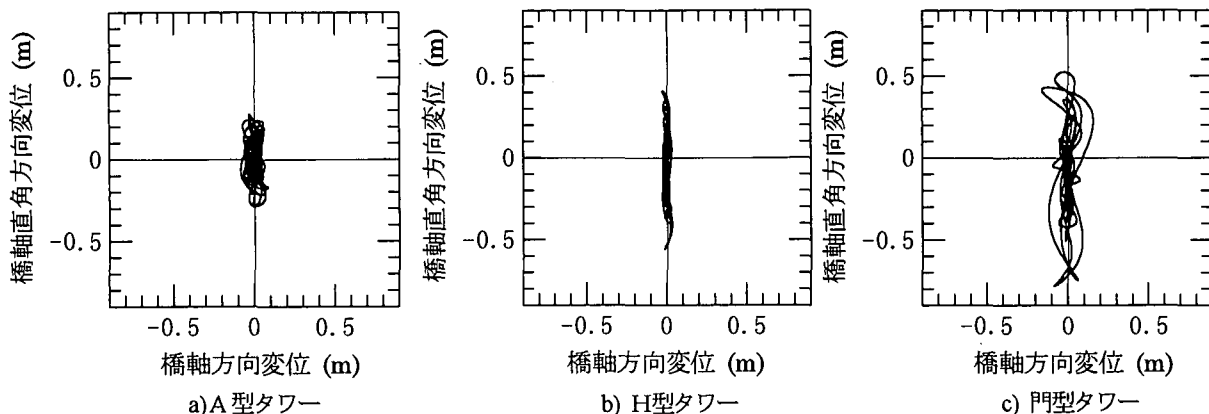


図-2 タワー頂部の応答変位の軌跡

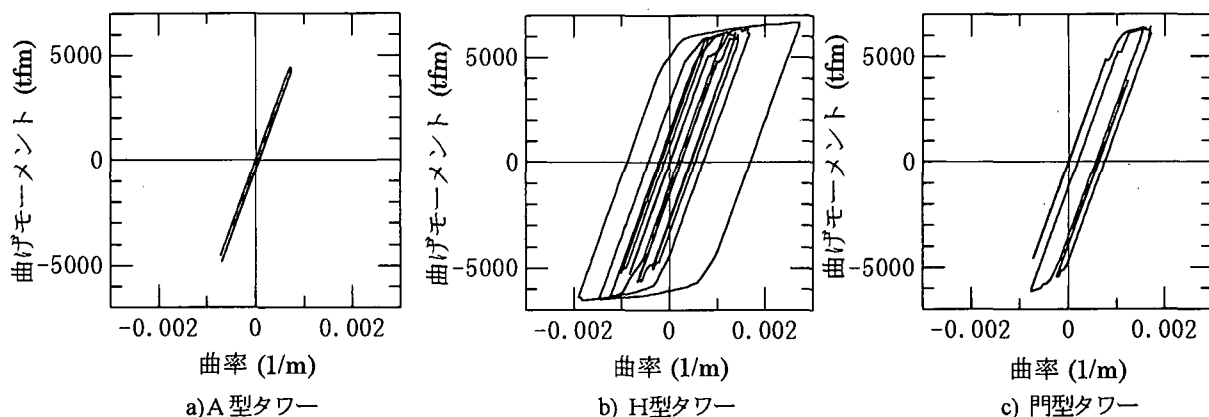


図-3 塔基部における曲げモーメントと曲率の関係

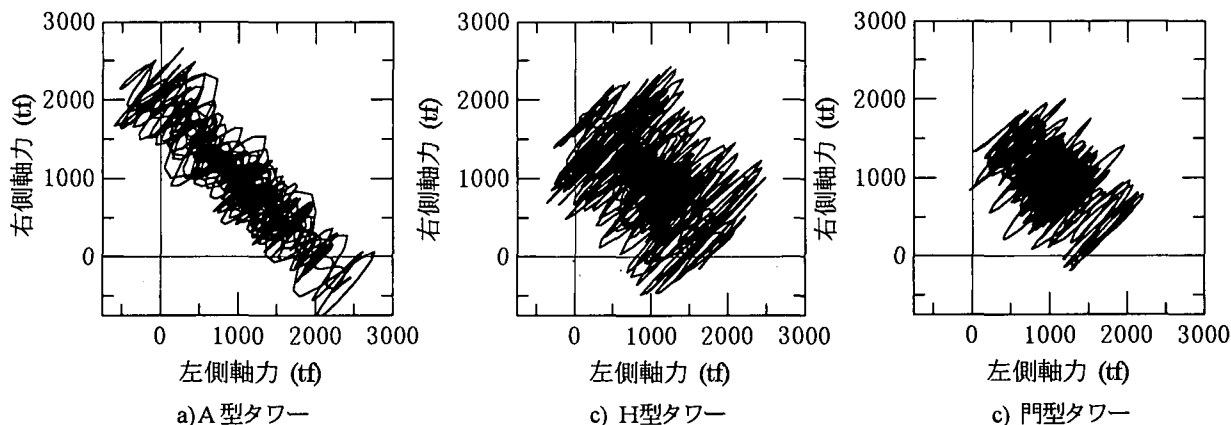


図-4 左右の塔基部固定端に発生する軸力の軌跡

の自重が作用している。計算された軸力の軌跡は軸圧縮力 1,000tf を中心にしてほぼ対称な形で得られており、左右の塔基部には同等の軸力が発生しているものと考えられる。図4(a)に示す A 型タワーはもっとも大きな軸力が発生しており、その最大軸圧縮力はおおよそ 2,800tf にも達している。一方、最大圧縮力が発生する反対側の塔基部では負反力(引張力)が生じ、その最大値は約 800tf まで達している。このことはアンカーボルトの引き抜き現象が懸念され、タワー基部の安全性が問題となり得る。H 型タワーは A 型タワーよりも発生する軸力の値は小さくなるものの、負反力が生じており、アンカーボルトの浮き上がりが懸念される。また、門型タワーの軸力は左側、右側ともに自重 1,000tf を中心にして振動し、そ

の軸力の変動は他のタワー形状に比べてもっとも小さいことがわかる。また、負反力もほとんど発生していない。タワー基部の軸力の観点から各タワーモデルを比較すると、A 型タワーが大きな軸圧縮力を発生し、かつ大きな負反力が生じることから、A 型タワーがもっとも不利なタワー形状といえる。

## 5. タワー形状変化による影響

本研究で対象とした3つのタワーモデルの相互関係について、タワーの形状を2段階に分けてその影響を検討した。具体的には水平梁の高さの位置を徐々に上げて、H型タワーから門型タワーとし、水平梁の長さを徐々に

短くして門型タワーから A 型タワーとした場合について考察する。

図-5 はタワー形状を変化させた場合のタワー頂部における橋軸および橋軸直角方向最大変位を示す。横軸は水平梁の高さと長さの変化を表す。橋軸方向の最大変位に関しては、タワーの形状変化による影響はあまり見られない。しかし、橋軸直角方向の最大変位に関してはタワー形状の変化による影響が顕著に現れている。水平梁の位置が高くなるほど、また、水平梁の長さが長いほど最大応答変位が大きくなる傾向がある。水平梁の長さが短く A 型に近いタワー形状が橋軸および橋軸直角方向とも応答変位がもっとも小さいことがわかる。

図-6 はタワー形状とタワー基部における橋軸および橋軸直角方向最大曲率との関係を示す。図-5 に示した橋軸方向の最大変位と同様に、橋軸方向の最大曲率についてはタワー形状変化による影響はほとんど見られず弾性範囲内にある。しかしながら、橋軸直角方向の最大曲率に関しては、H 型に近いタワーモデルほど曲率が大きくなる傾向が認められる。一方、水平梁を短くした A 型に近いタワーモデルは橋軸および橋軸直角方向とも最大曲率が小さくなることが確認できる。

以上のタワー形状によるパラメトリック解析結果から、A 型タワーモデルは最大変位および最大曲率ともに、他のタワー形状よりも小さいことが認められた。これらの観点からは A 型タワーモデルがもっとも有利なタワー形状と考えられる。しかし、塔基部に発生する軸力の観点からは、A 型タワーは大きな軸圧縮力が生じ、しかも大きな負反力が生じることから、A 型タワーモデルはもっとも不利なタワー形状となっている。

## 6. あとがき

本研究は鋼斜張橋タワーを対象として、材料および幾何学的非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行い、主に定性的な観点からタワー形状が動的挙動に与える影響について比較検討した。

得られた結果から、タワー形状によって塔頂部の応答変位が大きく異なることがわかった。A 型タワーは橋軸方向、橋軸直角方向ともに応答変位は小さく、A 型タワーよりも長い水平梁を有する H 型、門型タワーの応答変位は大きくなる傾向がある。橋軸方向のケーブルによるばね効果が同一であっても、得られる応答変位はタワー形状によって立体的に大きく異なることがわかった。塔基部の M- $\phi$  関係からは A 型タワーがもっとも有利なタワー形状であることが認められた。骨組形状が異なる H 型、門型タワーにおいては塔面内方向に大きな地震力を受け、水平梁の位置により履歴ループの大きさが大きく異なることがわかった。一方、塔基部に発生する軸力

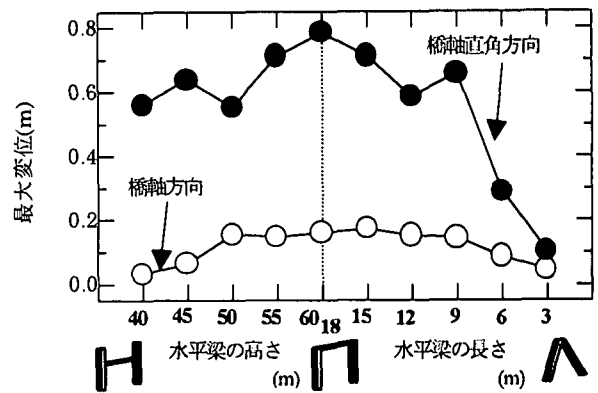


図-5 タワー形状と最大変位の関係

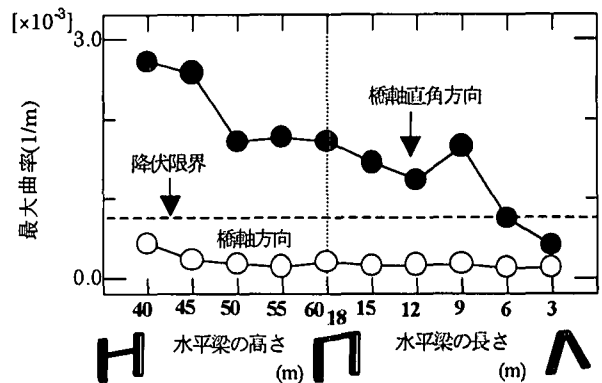


図-6 タワー形状と最大曲率の関係

からは A 型タワーがもっとも大きな軸圧縮力と負反力が発生することが確認された。大きな負反力が生じることからアンカーボルトの浮き上がりが懸念されるので、設計に十分注意が必要と思われる。

次に、タワー形状を徐々に変化させたパラメトリック解析結果では、橋軸方向の最大変位、曲率ともにタワー形状による差異はあまり見られなかった。しかし、橋軸直角方向に関しては、門型に近いタワー形状の応答変位がもっとも大きく、H 型に近いタワー形状に対する曲率が大きくなる傾向が見られた。A 型タワーモデルは変位、曲率ともに他のタワー形状よりも小さいことから、タワー形状としての有利性が認められた。

以上のように、鋼斜張橋タワーはそのタワー形状によって、応答変位、曲率、軸力が複雑に変化することがわかった。タワーの耐震性を向上させるためには、ケーブルの配置やタワー形状の選択が重要であり、本研究で用いた立体骨組構造の動的非線形応答解析が有用であると考えられる。

## 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，1996.12.
- 2) 土木学会地震工学委員会：第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998.1.
- 3) 土木学会：鋼斜張橋技術とその変遷一，鋼構造シリーズ 5，1990.9.