

3成分大地震動を受ける鋼製タワーの非線形応答解析

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川俊郎
 北海道大学工学部 O 学生員 芳賀康司
 新日本製鐵(株) 正員 大嶽敦郎
 北海道大学大学院工学研究科 正員 平沢秀之

1. まえがき

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震によって、多くの鋼構造物が破損もしくは崩壊にいたり、周辺地域の社会基盤に多大の被害を与えた。これに対して、平成8年12月に道路橋示方書・耐震設計編の改訂が行われた¹⁾。この改訂に伴い、地震時保有水平耐力法にもとづく耐震設計法が新たに規定され、そのための研究が積極的に進められている²⁾。一方、鋼製橋脚の耐震設計性能に関する研究は数多く行われているが斜張橋に関する研究はあまりなされていないようである。その中で吉澤・川神³⁾は2径間連続鋼斜張橋を対象として、材料非線形および幾何学的非線形を考慮した動的解析を行っている。結果として、部材の材料非線形を考慮しても、上部構造の応答加速度の低減はあまり期待できないこと、また、主塔の橋軸直角方向の応答変位は大きく、幾何学的非線形の影響を無視できないことを述べている。

これらを踏まえ、本研究では斜張橋鋼製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応答特性に与える影響について考察し、タワー形状の有用性について検討することを目的とする。解析方法として、材料、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、入力地震波として兵庫県南部地震 JR 鷹取駅記録の3成分加速度波形を用いる。

2. 解析モデル

本研究で解析の対象とする斜張橋鋼製タワーを図-1に示すような、逆V型、A型、H型、門型の4つの立体骨組構造とする。これら4つのタワー形状は水平梁の高さおよび長さが異なる。各タワーの形状の詳細については表-1に示す。これらを基本タワーモデルと呼ぶことにする。

また解析モデルに関して、各タワーは全て、高さ60m、タワー基部の幅18m、基部は固定とする。斜張橋の補鋼桁、ケーブルの影響を考慮し、ケーブルを水平ばね要素でモデル化し、ケーブル定着部に補鋼桁の自重を鉛直下向きに作用させる。ケーブルは両側合計8本とし、ばね定数は一般的なケーブルの断面、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。死荷重は全長800m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。動的解析を行う場合はケーブル1本あたりのばね定数として3,000rf/mを基準としている。タワーの断面は図-2に示すような3.5m×2.4m、板厚25mmの長方形断面である。

3. 免震デバイス

タワーに作用する地震力を軽減するために、斜張橋鋼製タワーの水平梁中央部に鉛直方向の変形を許す装置(免震デバ

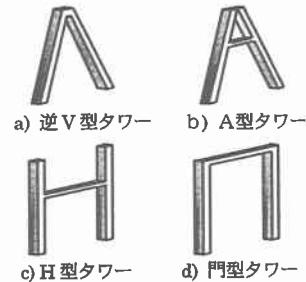


図-1 タワーモデル

表-1 各タワーの詳細

	水平梁の高さ	水平梁の長さ
逆V型	60m	6m
A型	40m	10m
H型	40m	18m
門型	60m	18m

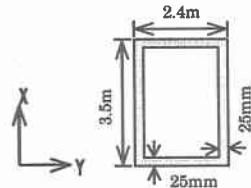
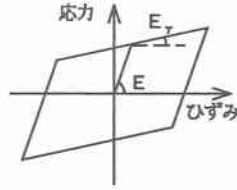


図-2. タワーの断面

Nonlinear Response Analysis of Steel Towers Subjected to Three-Dimensional Great Earthquake Motion
 by Toshiro HAYASHIKAWA, Yasushi HAGA, Atuo OTAKE and Hideyuki HIRASAWA.

イス)を挿入する。免震デバイスの解析モデルとしては、水平梁中央部に水平2方向、鉛直方向、回転3方向のばね要素を取り入れ、鉛直方向には、十分小さなばね定数(1.0tf/m)を設定し、その他は剛な結合条件を表すように十分大きなばね定数(1.0×10⁶tf/m,tfm/rad)を設定した。前章で示したような基本モデルに上記のような免震デバイスを挿入することによりタワーに作用する地震力を軽減し、その有用性を検討する。



ヤング係数 (tf/m ²)	2.1×10 ⁷
ひずみ硬化係数	0.01
降伏応力度 (tf/m ²)	24000
降伏ひずみ	1.1×10 ⁻³

図-3 鋼材の応力-ひずみ関係

4. 解析方法

本研究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 β法(β=0.25)および修正 Newton-Raphson 法を採用した方法である。このとき、部材の面内と面外曲げ変形については材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した接線剛性マトリックスを用い、ねじり変形は線形であるとした立体骨組構造の時刻歴応答解析を行った。弾塑性有限変位解析に際しては、鋼材の応力-ひずみ関係を図-3のようにバイリニア型にモデル化する。降伏応力度を24,000tf/m²、弾性係数を2.1×10⁷tf/m²、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h=5%を基準とした。動的解析に用いた立体骨組モデルは1要素あたりの節点数2のはり柱要素より構成され、鋼製タワーの要素分割数は36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。

5. 解析結果

対象とした各基本タワーモデルの免震デバイスがない場合と、免震デバイスがある場合について、それぞれの動的応答性状を図-4、図-5に示す。

5.1 塔頂部の応答変位

着目点は左側塔頂部である。橋軸方向に比べて橋軸直角方向の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と考えられる。免震デバイスを挿入することにより、逆V型、A型、H型タワーの橋軸直角方向の変位が大きくなるのが分かる。これは免震デバイスを設置することで、橋軸直角方向の応答変位が長周期化したためと考えられる。図-6、図-7は逆V型タワーモデルの時刻歴応答変位である。これよりタワーの長周期化が確認できる。

5.2 塔基部の曲げモーメント曲率関係

図-4より、H型タワーが最も大きな履歴ループを描き、大きな残留変位を生じることが分かる。しかし、免震デバイスを挿入することにより、作用する地震力が低減し、得られる履歴ループが小さくなるのが理解できる。同じような免震効果は門型タワーモデルにも見られる。しかしながら、A型タワーモデルでは免震デバイスによる免震効果は見られない。

5.3 塔基部の軸力

図-4、図-5に左右塔基部に発生する軸力の軌跡を示す。縦軸はタワー右側の軸力、横軸は左側の軸力を表している。ケーブルを介して作用している1000tfの自重を中心にほぼ対称な形で軸力が発生していることが分かる。左右の塔基部に同等の軸力が発生しているものと考えられる。免震デバイスを挿入しない各基本タワーモデルではいずれの場合も負反力(引張力)が生じている。特に逆V型タワーモデルは800tfもの負反力が生じており、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。一方、負反力が発生する反対側のタワーでは大きな軸圧縮力が生じ、その最大値は約2800tfに達している。これによってタワー基部の局部座屈現象が考えられる。免震デバイスを取り入れることにより、アン

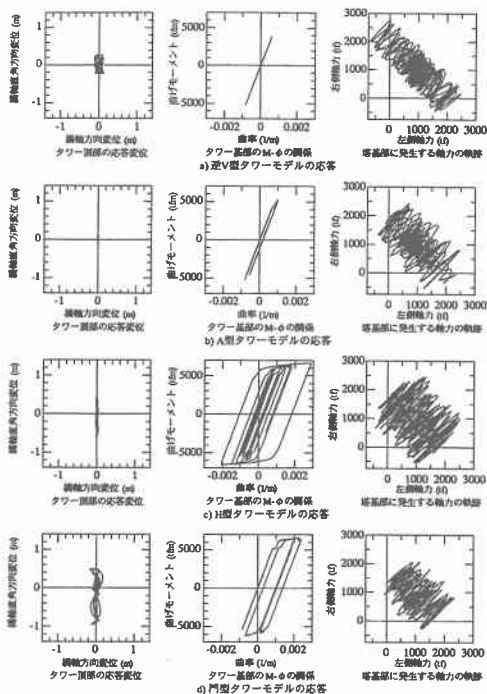


図4 各タワーモデルの応答 (免震デバイスなし)

カーボルトの引き抜きや局部座屈現象を解消する可能性があるものと考えられる。いずれのタワーにおいても負反力は発生せず、大きな軸圧縮力は低減する傾向にあることが分かる。

5.4 タワー形状の変化による影響

4つの基本タワーモデルを対象として、タワー形状による影響を以下のようにパラメトリック解析した。具体的には、鋼製タワーの水平梁の高さを5mピッチで変化させ、水平梁の長さを2mあるいは3mピッチで変化させた。つまり、逆V型タワーを起点として水平梁の高さの位置を5mピッチで徐々に下げてA型タワーとし、水平梁の長さを2mピッチで長くしてH型タワーにする。次にH型タワーの水平梁の高さを5mピッチで上げて門型タワーとし、水平梁の長さを3mピッチで短くして逆V型タワーにする方法で4つのタワーを関連づけた。

図8は免震デバイスを挿入したタワーの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。形状がA型からH型に近いタワーほど最大応答変位が大きくなる傾向がある。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。逆に門型から逆V型タワーに近いタワーモデルは橋軸直角方向の応答変位が小さいことが分かる。図9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の最大曲率との関係を示す。図8に示した橋軸方向の最大変位と同様に、橋軸方向の最大

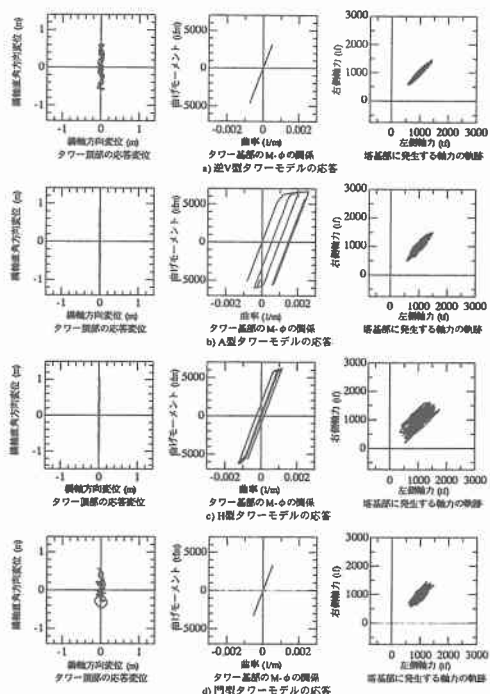


図5 各タワーモデルの応答 (免震デバイスあり)

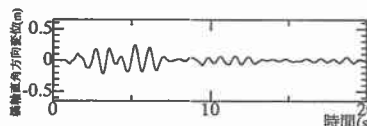


図6 逆V型タワーの応答変位 (免震デバイスなし)

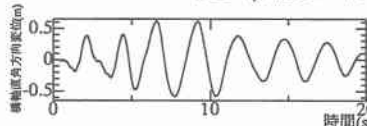


図7 逆V型タワーの応答変位 (免震デバイスあり)

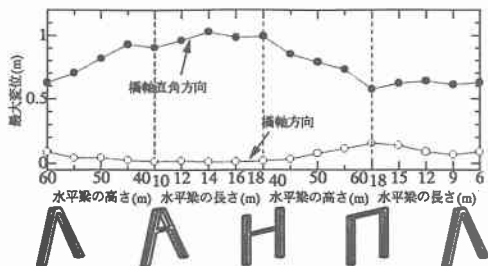


図-8 タワー形状と最大変位の関係

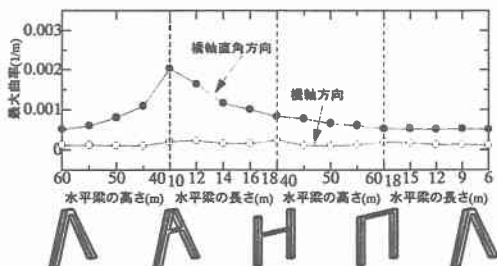


図-9 タワー形状と最大曲率の関係

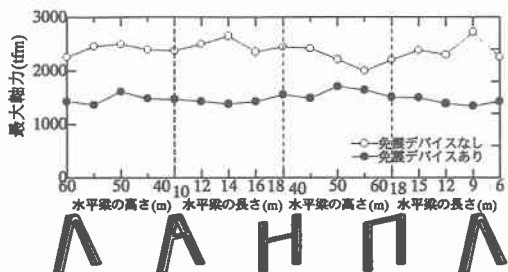


図-10 タワー形状と最大軸力の関係

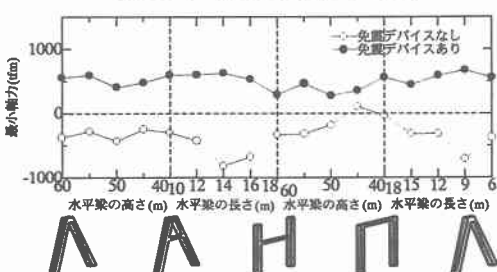


図-11 タワー形状と最小軸力の関係

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、橋軸直角方向の最大曲率に関しては、A型に近いタワーほど曲率が大きくなる傾向がある。一方、最大変位で応答の小さかった門型から逆A型タワーに近いタワーは最大曲率に関しても小さくなることが確認できる。

図-10、図-11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に加わる軸力の最大値および最小値の関係を示す。いずれのタワー形状とも免震デバイスを挿入することにより軸力の最大値は低下していることがわかる。このことから塔基部の座屈の危険性を低減することができる。また最小値は負の値から正の値へと移り、負反力が生じる可能性がなくなるものと考えられる。

6. まとめ

本研究は斜張橋鋼製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、水平梁に免震デバイスを挿入することにより地震力を低減させる可能性について検討した。本研究で得られた結果をまとめると、斜張橋鋼製タワーの形状によって、その応答変位、曲率、軸力が複雑に変化し、免震デバイスを挿入することが有利な形状と不利な形状があることが分かった。逆V型、A型、H型タワーモデルの応答変位が大きくなること、A型タワーモデルの塔基部の塑性領域が拡大するなどの不利な点も見られたが、H型タワーモデルでは免震デバイスの効果が大きく現れ塑性領域は小さくなり、門型タワーモデルにおいては弾性範囲内に納まった。またいずれの基本タワーモデルにも生じた大きな軸圧縮力が大幅に低減され、負反力によるアンカーボルトの引き抜きの問題も解消する可能性を示した。

以上のことから、斜張橋鋼製タワーに作用する地震力を低減するために免震デバイスの使用は有用であると思われる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路示方書・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) 吉澤努・川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析、第1回地震時保有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.