

免震装置を用いた鋼製斜張橋タワーの動的応答に関する一考察

Study on Dynamic Response of Steel Towers of Cable-Stayed Bridge with Isolation Device

北海道大学大学院工学研究科

フェロー 林川俊郎 (Toshiro Hayashikawa)

北海道大学大学院工学研究科

○学生員 箭原大祐 (Daisuke Yahara)

日本鉄道建設公団北陸新幹線建設局

正会員 芳賀康司 (Yasushi Haga)

1. まえがき

1995年に発生した阪神淡路大震災では、社会基盤としての交通施設が甚大な被害を受け、復旧に非常に多くの時間を費やすこととなった。都市機能の中でも重要な役割を果たす高架橋構造物が最も大きな被害を受け、その長期間にわたる機能停止は社会・経済活動に多大な損害を与えることとなった¹⁾。この震災を契機として耐震設計の見直しが行われ、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編の改定が行われた。改定された示方書よれば、吊橋や斜張橋のような地震時の挙動が複雑な橋梁では動的応答解析により照査を行うよう規定されている。加えて免震構造を採用することが推奨されている。

近年、想定し得る大きな地震動に対して全ての構造物材が塑性化を起さずに変形を弾性範囲内に収めるような耐震設計は困難となっている。そのため、構造物の強度を向上させることと同時に、構造物の機能を有する範囲内での部分的な損傷を許容することが重要であると考えられる。このことを実現する手法の一つとして、構造物全体でのエネルギー吸収性能を増すことにより構造物材が非線形領域に入っても、構造物全体の安定性を保つということが考えられる。例として鋼材の曲げ、せん断、あるいはねじり降伏による履歴エネルギーを利用したパッシブ型制振装置の開発が進められ、実構造物への適用も図られている^{2) 3)}。また、固有周期の伸長による慣性力の低減も耐震設計には重要であると考えられる。このような減衰付加・長周期化という免震の概念を橋梁構造物にも取り入れようとする動きがあり⁴⁾、免震支承を採用している橋梁が増加している。実際の免震橋においても地震波が観測され、その有用性が検証されつつある⁵⁾。

そこで本研究では、減衰付加および長周期化を目的として水平梁中央部に免震装置を取り入れた鋼製斜張橋タワーを立体骨組構造にモデル化を行い、時刻歴3次元非線形応答解析を行う。タワーが大地震動を受ける際の動的応答性状を把握し、用いた免震部材の有用性について検討する。

2. 解析モデル

本研究で解析対象としたタワー形状は図-1に示すように高さ60m、幅18mであり、水平梁の取り付け位置高さは地上から40mとしている。このタワーを総節点数96に分割し立体骨組構造にモデル化を行った。基部は地盤に完全に固定されているものとしている。解析の際に斜張橋の補剛桁、ケーブルの影響を考慮するために、ケーブルを水平ばね要素でモデル化を行い、ケーブル定着部

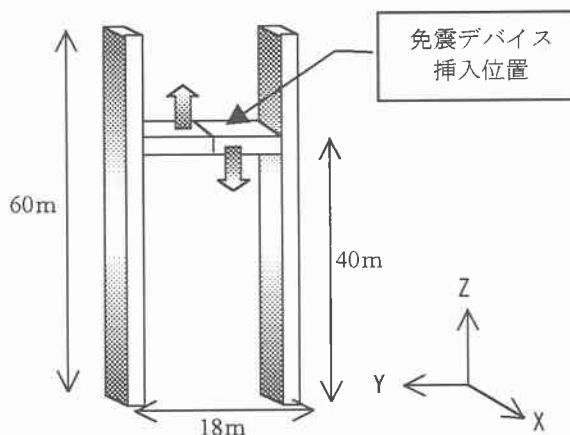


図-1 斜張橋のタワー形状

に補剛桁の自重を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2450kNをケーブル定着部8ヶ所にそれぞれ作用させた。動的解析において、ケーブル1本あたりのばね定数として29.4 MN/mと設定した。タワー断面は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

過去の研究によれば、斜張橋鋼製タワーを立体骨組構造にモデル化した際の3次元応答性状をファイバーモデルを用いて精度よく評価できることを確認している⁶⁾。しかし、節点数が非常に多くなる骨組構造では数値計算に多大な時間を要することが明らかとなっている。本研究では時刻歴応答解析の簡略化を目的としてM-φモデルを採用した。地震応答解析では、有限変位理論に基づく直接積分法を採用し、Newmark-β法(β=0.25)を採用した。応答計算の際の積分時間間隔はΔt=0.01(sec)、解析時間はT=30(sec)とした。材料特性として、鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニア型にモデル化を行い、ヤング率はE=206Gpa、塑性期域のひずみ硬化を0.01としている。構造減衰としてはRayleigh減衰を用いた。入力地震動として兵庫県南部地震時のJR鷹取駅観測3成分加速度波形を用い、橋軸方向(全体系X軸)にN-S成分、橋軸直角方向(全体系Y軸)にE-W成分、鉛直方向(全体系Z軸)にU-D成分を作用させた。本解析では3次元骨組構造物の非線形応答解析プログラムであるDYNA2Eを用いている。

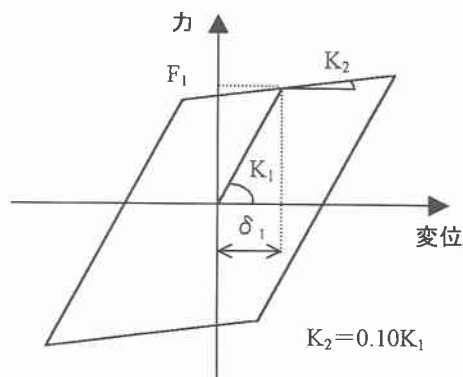


図-2 免震デバイスの履歴

表-1 免震デバイスの特性

K_1 (kN/m)	K_2 (kN/m)	δ_1 (m)	F_1 (kN)
24500	2450	0.08	1960

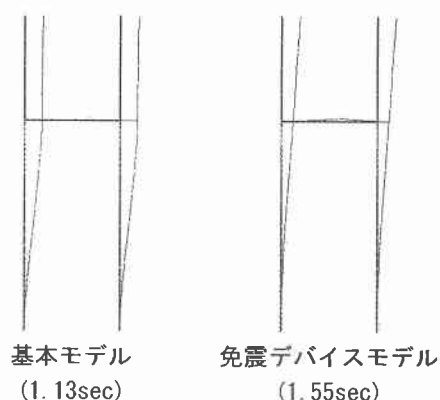


図-3 固有振動モード

4. 免震デバイスのモデル化

本研究では斜張橋タワーの地震力の軽減対策として、水平梁中央部に免震性能を持つ部材（これ以降免震デバイスと呼ぶ）を用いることを想定している。免震デバイスとは部分的に構造物の剛性を低下させることによる構造系の長周期化、および免震デバイスにエネルギー吸収性能を付加させることによる構造系全体でのエネルギー吸収性能の向上を目的とした部材である。解析の際は、図-2に示すようなバイリニア型のばね要素でモデル化を行った。免震デバイスの結合条件として、鉛直方向にのみ変形が可能とし、水平2方向、回転3方向については剛な結合をするものとする。免震デバイスの特性に関しては事前に初期剛性 K_1 、二次剛性 K_2 、剛性変化点 δ_1 、 F_1 をパラメータとして行った予備的な解析の結果より算出した。免震デバイスの特性について表-1に示す。

5. 解析結果

5.1 固有振動数

固有値解析結果として、図-3に免震デバイスを用いないモデル(以下基本モデル)と免震デバイスを用いたモデル(以下免震デバイスモデル)の橋軸直角方向1次モード図とその固有周期を示す。免震デバイスモデルでは橋軸直角方向の1次モード固有周期が1.13秒から1.55秒と

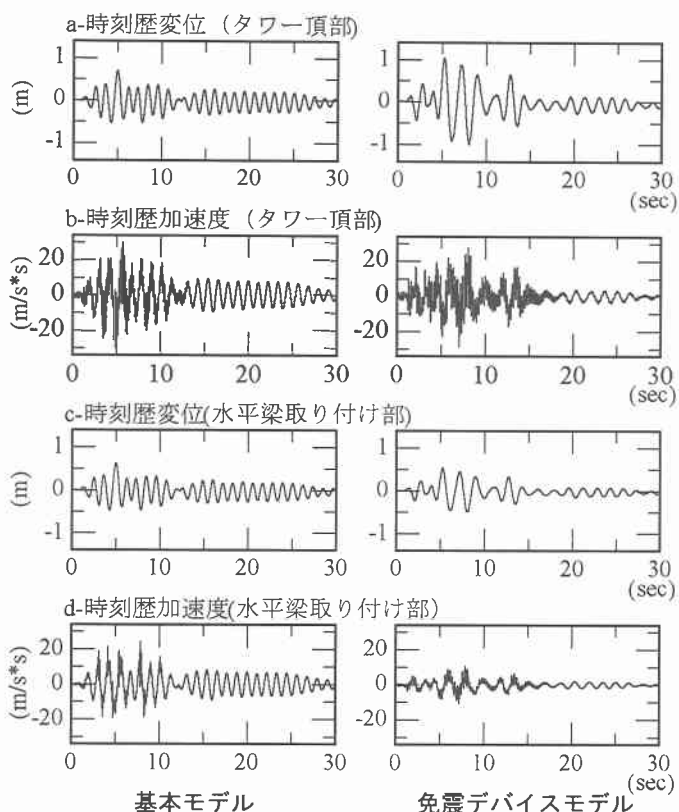


図-4 時刻歴応答変位と加速度

約1.3倍となり、免震デバイスを用いることにより長周期化する結果が得られた。また、事前に行った解析から初期剛性 K_1 により小さな値を用いることで、固有周期がより伸長することを確認している。橋軸方向の固有振動モードにおいては、固有値解析において鉛直方向以外の変形が生じない設定をしているため、免震デバイスの有無および K_1 の値の大小に関わらず等しい結果となった。そのため本研究で設定した免震デバイスの結合条件では、橋軸方向のタワーの応答には影響を及ぼさないことが考えられる。1次モード形状から推測できることとして、基本モデルの水平梁取り付け部に生じる面内せん断力、面内曲げモーメントの値が免震デバイスモデルよりも増大する可能性が挙げられる。

5.2 時刻歴応答変位と加速度

図-4にタワー頂部、および水平梁取り付け部の橋軸直角方向時刻歴応答変位と加速度を示す。一般的に免震化された構造物の特徴として固有周期の長周期化に加え、変形量の最大値の増加が挙げられる。固有値解析の結果からも明かなように、時刻歴応答変位波形においても長周期化することが認められる。また、タワー頂部での最大応答変位は基本モデル、免震デバイスモデルで、それぞれ0.72(m)、1.05(m)となり、免震化したタワーの方が応答値は増加することが確認できる。一方で、最大変形量の増大に対し15秒以降での応答値が免震デバイスモデルでは約30%減少している。応答加速度について考察を加えると、時刻歴応答波形は変位応答とほぼ同じ形状になるが、応答値は15秒以降では約半分となり慣性力を低減しているといえる。

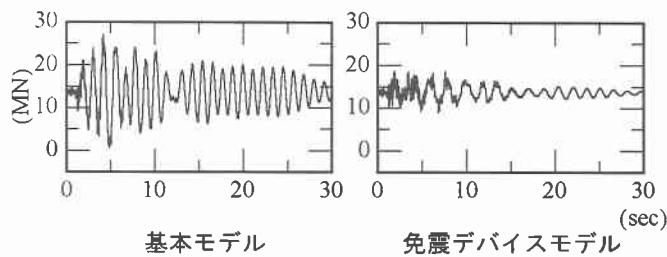


図-5 基部軸力

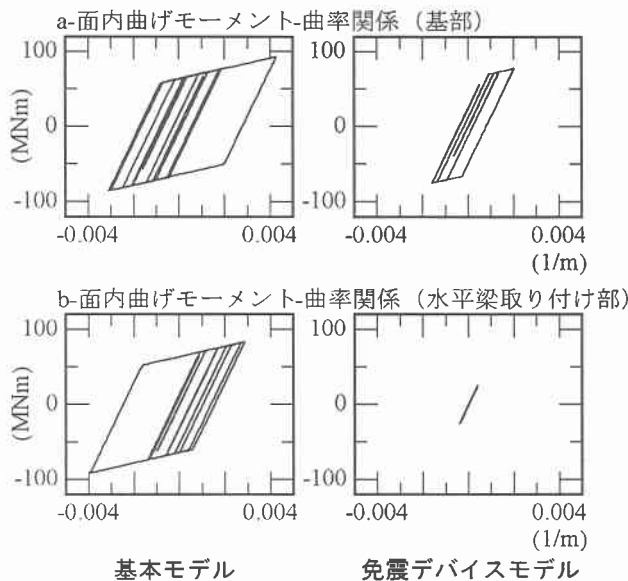


図-6 曲げモーメント-曲率関係

水平梁取り付け部での応答について比較すると、変位および加速度ともに免震デバイスモデルの最大値が基本モデルの最大値を下回る結果となった。特に加速度の値に関しては最大値で約 50%程度、15 秒以降では約 65%低減することが確認できる。タワーが橋軸直角方向に揺れる際に、基本モデルではタワー頂部から基部付近までタワー全体が大きく揺れるが、免震デバイスを用いることにより水平梁取り付け部から基部付近までの振動を低減することが予想される。タワー頂部および水平梁取り付け部での残留変異は基本モデルでは 0.035m、0.030m となり免震デバイスモデルでは 0.059m、0.026m となった。

橋軸方向の変位・加速度に関しては固有値解析の結果において、固有振動モードが同じになることを確認している。そのため変位・加速度とも同じ波形となった。

5.3 タワー基部軸力

通常タワー基部には、タワーの自重および補剛桁の死荷重が働いている。地震時には地震動の鉛直成分に加え、タワーの曲げ変形により生じる軸力が左右の塔に交互に作用する。基部に過度の圧縮力が作用する場合、鋼材の座屈の危険性があり、また反対に負反力が生じる場合は、アンカーボルトの浮き上がりが懸念される。そのため軸力の変動量を軽減することは耐震設計においても重要であると考えられる。図-5 にタワー基部の時刻歴軸力を示す。タワー頂部の時刻歴応答変位波形と逆位相の波形をしており、橋軸直角方向のタワーの揺れと相関関係があ

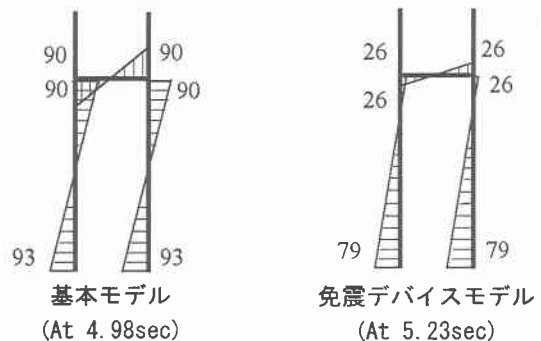


図-7 曲げモーメント図 (MNm)

ることが考えられる。すなわちタワーが左側に傾いた状態になると左側の塔基部には圧縮力が生じ、反対側の塔基部には引張力が生じる。

両方のモデルで初期軸力として約 14MN が作用しており、その値を中心として絶対値にしてほぼ同じ大きさで軸力が変動している。基本モデルでは、最大で初期軸力の 2 倍程度の大きさの軸圧縮力が発生している。また、引張力が最大となった状態ではほぼ 0MN となる。今回用いた基本モデルでは負反力が生じることはなかったが、タワーの大きさ、もしくは形状によっては負反力が生じる可能性もあり、設計に注意を必要とする。一方、免震デバイスモデルでは軸力の変動量を大幅に低減している。基本モデルでは圧縮側に初期軸力の 2 倍程度の軸力が作用していたが、圧縮側の最大値で約 18MN と初期軸力の約 1.3 倍程度に低減することが可能と考えられ、引張側では最小で 9MN の軸力が作用することとなり、負反力の発生を防止することが可能であると考えられる。

5.4 面内曲げモーメント-曲率関係

タワー基部および水平梁取り付け部に生じる曲げモーメント-曲率関係を図-6 に示す。免震デバイスを用いることにより、塑性化は生じているものの損傷を軽減することが可能であると考えられる。また、水平梁取り付け部の曲げモーメント-曲率関係では、免震デバイスを用いることにより発生する曲げモーメントを大幅に低減しており、部材の変形が線形範囲内に収めることが可能となっている。

タワーの変形量と部材断面力には相関関係があり、タワーの変形量が增大するときには断面力も増大する傾向がある。そのため応答変位が最大値となる時刻での、断面力は最大値、もしくは最大値に近い値を取ると考えられる。図-7 に水平梁取り付け部の応答変位が最大値となる時刻での面内曲げモーメントの分布を示す。基本モデル、免震デバイスモデルにおいて、それぞれ解析開始から 4.98 秒、5.23 秒経過した時刻での曲げモーメント図である。モーメント図の形状から考察を加える。基本モデルでは水平梁より下の部分のみに着目すると門型ラーメン構造でのモーメント図とほぼ同形状となっている。そのため基部と水平梁取り付け部の中間部分における曲げモーメントが 0MN となり、両端での値が最大となるようなモーメント図となる。この時刻での基部および水平

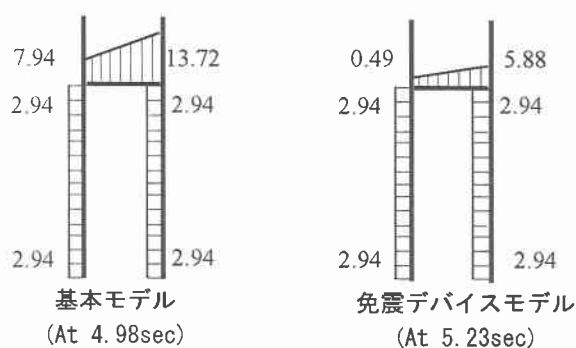


図-8 せん断力図 (MN)

梁取り付け部の曲げモーメントは最大値とほぼ同じ値となっている。

一方で、免震デバイスモデルでは、基部から水平梁取り付け部へ行くに従いモーメントが減少している。基本モデルでは中間部においてモーメントが 0MN となることに対し、水平梁取り付け部の近傍で 0MN となる曲げモーメント図となっている。そのため、水平梁に加わる曲げモーメントは基本モデルと比較して非常に小さい値となることがわかる。

面外曲げモーメントに関しては、水平梁取り付け部近傍での曲げモーメントが最大となるような分布となるが、両モデルで同じ分布になることを確認している。

5.5 せん断力

前節で確認したように、基本モデルでは水平梁取り付け部以下の部分に着目すると門型ラーメンとほぼ同形状であることが判明した。図-8 に水平梁の応答変位が最大値となる時刻での面内せん断力図を示す。塔の部分では、両モデルとも 2.94MN となり同じ値を示した。水平梁でのせん断力分布に着目すると、免震デバイスモデルではせん断力を大きく低減することが確認できる。面外せん断力に関しては、曲げモーメントと同様に、せん断力分布は両モデルで同形状であることを確認している。

6. あとがき

本研究では、免震性能を持つ部材を水平梁中央部に挿入した際の鋼製斜張橋タワーの応答について考察を加えた。免震部材を用いる目的としては、構造全体のエネルギー吸収性能の向上および長周期化である。長周期化に関しては、固有値解析および時刻歴応答波形より面内振動における固有周期を伸張することを確認できた。また初期剛性を低下させ、左右の塔の結合を緩くさせることにより固有周期はより伸長することも確認している。しかし、面外振動に関しては免震デバイスの変形を鉛直方向に限定しているため、両モデル間での振動特性の違いは認められなかった。したがって免震デバイスの結合条件として鉛直方向にのみ変形する条件の場合、免震デバイスの影響は面内の動的応答にのみ効果があることがわかった。

免震デバイスを用いることによる構造形式の変化として、基本タワーモデルは水平梁取り付け部以下に着目す

ると門型ラーメンと同等の構造形式とみなすことができる。そのため、基部軸力については初期軸力からの増減が非常に大きく、過度の圧縮力による座屈および負反力の発生の危険性が懸念される。一方で、免震デバイスを用いることにより、軸力の圧縮側、引張側それぞれの変動量が大幅に低減することが可能になると考えられる。面内曲げモーメントについては基部の変形を弾性範囲に収めることはできなかったが、曲げモーメントの値が減少しており、損傷を軽減することは可能であると考えられる。基本モデルにおいて基部と同様に大きく塑性化を生じていた水平梁取り付け部では、大幅に曲げモーメントの値を低減でき、変形を弾性範囲内に収めることができています。

これらの免震効果の要因として、水平梁を介して伝達されるせん断力、曲げモーメントの減少が挙げられる。すなわち水平梁の中央部に非線形ばね要素を用いることで、左右の塔の結合が緩んだ状態で地震動を受けることとなる。そのため、左右の塔がそれぞれ独立して揺れるため、面内変形による軸力が減少すると考えられる。曲げモーメントについても同様の考察を加えることができ、基部での曲げモーメントは大幅に減少しないものの、水平梁に加わる曲げモーメントは大幅に減少することが可能となる。

今後の課題としては、補剛桁およびケーブルも含めた斜張橋全体系での解析を行う必要があると考えられる。今回用いたモデルでは、ケーブルは水平ばね要素でモデル化を行っているが、本来であればタワーと補剛桁の相互作用も考慮して解析を行わなければならない。また、免震デバイスの挿入場所や結合条件に関しても更なる検討を加えて、より地震力を軽減することが可能となる免震デバイスの特性を構築する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) Report on Highway Bridge Damage Caused by the Hyogo-ken Nanbu Earthquake of 1995, pp.137-140, 1995.12.
- 2) 阿部雅人・藤野陽三・賀川義昭：低降伏点鋼の履歴吸収エネルギーを基準とした損傷指標，鋼構造年次論文報告集 第7巻, pp.331-336, 1999.11.
- 3) 吉澤努・川神雅秀・池谷正幸：大規模地震動に対する鋼斜張橋の非線形動的解析，第10回日本地震工学シンポジウム, 1998.
- 4) 道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書, 1991.7.
- 5) 吉田純司・阿部雅人・藤野陽三：1995年兵庫県南部地震における阪神高速湾岸線松の浜免震橋の地震時挙動と免震効果の検証，土木学会論文集, No.626, pp.37-50, 1999.
- 6) Hayashikawa, T. Sano, M. and Matsui, Y. : Seismic isolation on steel towers of cable-stayed bridges under great earthquakes, Advances in Structural Dynamics, Vol. II, pp.1295-1302, 2000.12.