

I - 3

鋼斜張橋タワーの大地震時非線形挙動における水平梁の影響

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川俊郎
 北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 芳賀康司
 北海道大学大学院工学研究科 正 員 平沢秀之
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 化 鍾福

1. まえがき

先の兵庫県南部地震によって、多くの鋼構造物が破損し、橋梁構造物は多大な被害を受けた。これに対して、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、そのための研究が各関係機関において積極的に進められている¹⁾。一方、耐震設計性能に関する研究は数多く行われているが、²⁾ 橋梁構造物の長大化に伴いその重要性がますます高まっている斜張橋に関する3次元動的解析は少ないように思われる。その中で、筆者ら³⁾は、兵庫県南部地震で観測された3成分地震波を用いて、鋼斜張橋タワーの非線形挙動について検討している。この研究で、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、立体骨組構造の動的な非線形解析が有用であると述べている。また、鋼斜張橋タワーに関して、タワー形状の変化が非線形挙動に与える影響についてパラメトリック解析を行っている。この結果、鋼斜張橋タワーは形状によってその応答が複雑に変化すると述べており、免震デバイスを使用することでタワー基部に作用する地震力を軽減する可能性を示している。

そこで、本研究では鋼斜張橋タワーに下水平梁を加え、橋軸直角方向の剛性を向上させた場合に、その形状の変化が動的応答特性に与える影響について考察する。また、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る。

2. 解析モデル

本研究で解析の対象とする鋼斜張橋タワーを図-1に示す。ここで、タワー形状を逆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つのタワー形状は上水平梁の高さおよび長さが異なる。下水平梁の高さはすべて10mの位置にあり、各タワーの形状の基本寸法については表-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であり、基部は固定とする。図-2のように、斜張橋のケーブルの影響を考慮し、両側合計8本のケーブルを水平ばね要素でモデル化する。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することとし、ケーブル1本あたりのばね定数として29400kN/mを与えた。また、ケーブル定着部および下水平梁に補鋼桁の自重を鉛直下向きに作用させる。死荷重は支間長284m、側径間115mと想定した斜張橋から算定し、図-3に示すように荷重1225kNをケーブル定着部8ヶ所に、9800kNを下水平梁に作用させた。タワーの断面は3.5m×2.4m、板厚25mmの長方形断面である。

3. 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

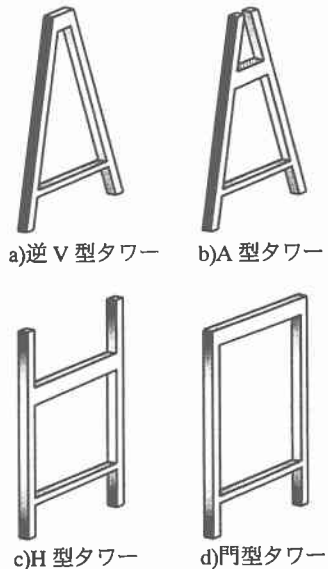


図-1 タワーモデル

表-1 各タワーの基本寸法

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

Effect of Horizontal Strut Beams on Dynamic Behavior of Steel Towers of Cable-stayed Bridge under Great Earthquakes
 by Toshiro HAYASHIKAWA, Yasushi HAGA, Hideyuki HIRASAWA and Chongpog FA.

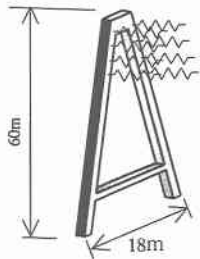


図-2 ケーブルのモデル化

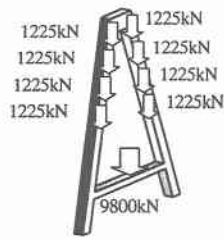


図-3 自重の影響

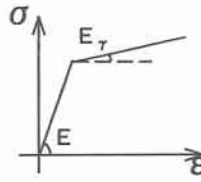


図-4 鋼材の応力-ひずみ関係

弾性係数 (MN/m^2)	2.1×10^5
ひずみ硬化 係数	0.01
降伏応力度 (MN/m^2)	235.2
降伏ひずみ (m)	1.1×10^{-3}

り柱要素の有限要素法（変位法）と Newmark β 法（ $\beta=0.25$ ）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-4 のようにバイリニア型にモデル化する。降伏応力度を 235.2MN/m^2 、弾性係数を $2.1 \times 10^5\text{MN/m}^2$ 、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。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。

4. 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、図-5 に示すような鋼斜張橋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 (9.8kN/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 ($9.8 \times 10^6\text{kN/m}$, kNm/rad) を設定した。

5. 解析結果

動的応答解析に先立ち、タワーモデルの固有振動解析を行った。対象とした基本タワーモデルと免震デバイスを挿入したタワーモデルの固有周期をそれぞれ表-2-a、表-2-b に示す。L1、H1 はそれぞれ橋軸方向 1 次、橋軸直角方向 1 次の固有周期である。表から、基本タワーモデルおよび免震デバイスを挿入したタワーモデル共に橋軸方向 1 次比べて橋軸直角方向 1 次の固有周期が大きい。これは橋軸方向にはケーブルをモデル化したばねによる拘束力が働くためと考えられる。また、免震デバイスを挿入することで橋軸直角方向 1 次の固有周期が約 1 秒長周期化していることが分かる。

次に、時刻歴応答解析の解析結果を示す。図-6～図-8 は基本タワーモデルの応答であり、図-9～図-11 は免震デバイスを挿入したタワーモデル応答である。図-6、図-9 に塔頂部の応答変位の軌跡、図-7、図-10 に塔基部における曲げモーメント-曲率の関係、図-8、図-11 に左右塔基部の軸力の軌跡を示す。

5.1 時刻歴応答変位

着目点は左側塔柱頂部である。図-6 から 4 つのタワーモデルともに橋軸方向変位に比べて橋軸直角方向変位が大きいことが分かる。固有振動解析結果と同様に、ケーブルによる拘束力により橋軸方向の変形が制限され、橋軸直角方向の周期が長くなるため変位が大きくなると考えられる。また 4 つのタワーを比較すると、A 型タワーの応答変位が小さく、門型タワーの応答変位が大きいことが確認できる。これは、A 型タワーの柱部が傾斜しているためタワー全体の安定性が良い一方で、門型タワーは水平梁の位置が高くまた長さも長いことから、



図-5 免震デバイスのモデル図

表-2 固有周期(sec)

a) 基本タワーモデル

	逆V型	A型	H型	門型
L1	0.303	0.310	0.324	0.370
H1	0.855	0.633	0.870	1.384

b) 免震デバイスを挿入したタワーモデル

	逆V型	A型	H型	門型
L1	0.319	0.318	0.367	0.468
H1	2.033	1.867	1.950	2.382

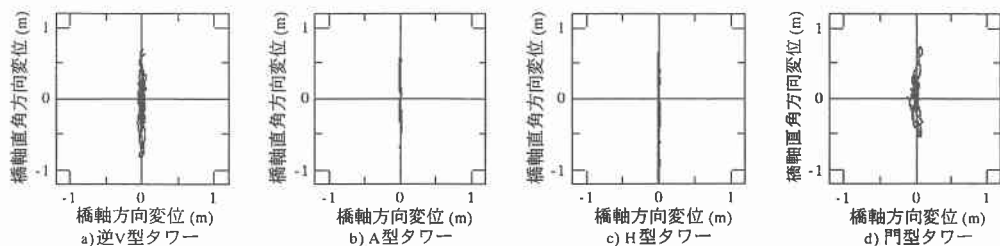


図-9 タワー頂部の応答変位の軌跡

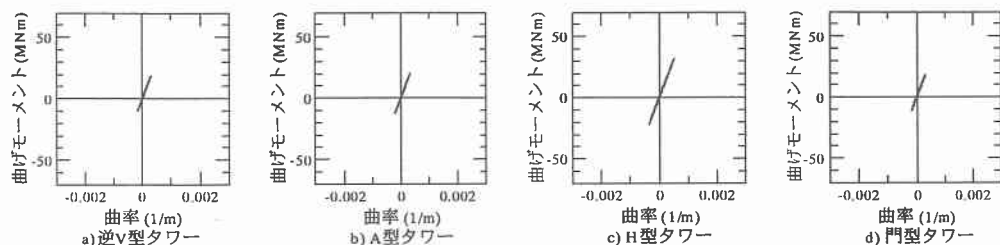


図-10 タワー基部の曲げモーメント-曲率の関係

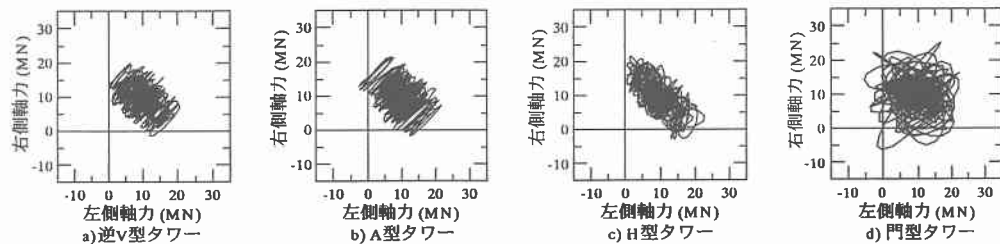


図-11 左右タワー基部に発生する軸力の軌跡

6. まとめ

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、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、鋼斜張橋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。次に、免震デバイスを挿入することで橋軸方向の応答変位はあまり変化しないが、橋軸直角方向の応答変位が4つのタワーモデルとも大きくなる傾向があること、そしてH型タワーモデルでは大きな残留変位が生じることが分かった。また、H型タワーモデルにおいて発生していた基部の塑性ループが弾性範囲内に納まることが確認できた。そして、4つの基本タワーモデルに生じた大きな軸圧縮力が免震デバイスを取り入れることで低減されることが分かった。

以上のことから、免震デバイスを使用することにより、橋軸直角方向を長周期化することで、鋼斜張橋タワーに作用する地震力を低減することができる可能性があるものと考えられる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 土木学会鋼構造委員会，鋼構造物の耐震検討小委員会：第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，1998.11.
- 3) 林川俊郎，大嶽敦郎，佐野雅章：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，第25回地震工学研究発表会講演論文集，pp.885-888，1999.7.
- 4) 林川俊郎，芳賀康司，大嶽敦郎，平沢秀之：鋼斜張橋タワーの大地震時非線形挙動について，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第1部(B)，pp.46,47，1999.9.

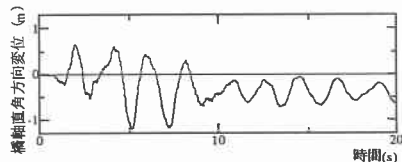


図-12 門形タワーの時刻歴応答変位

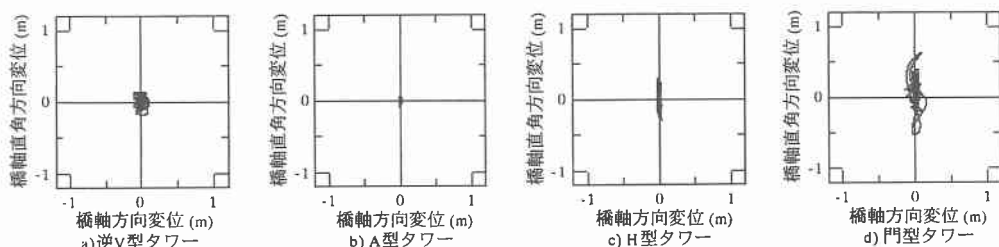


図-6 タワー頂部の応答変位の軌跡

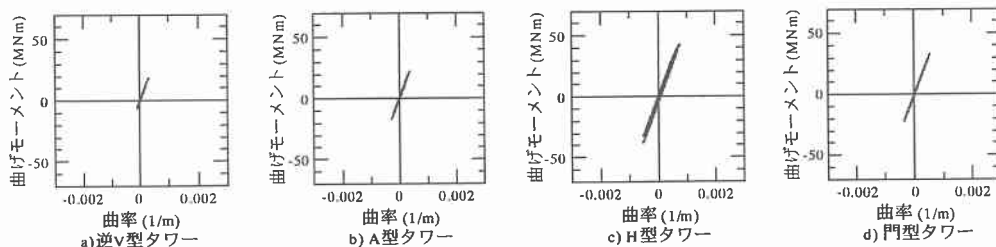


図-7 タワー基部の曲げモーメントー曲率の関係

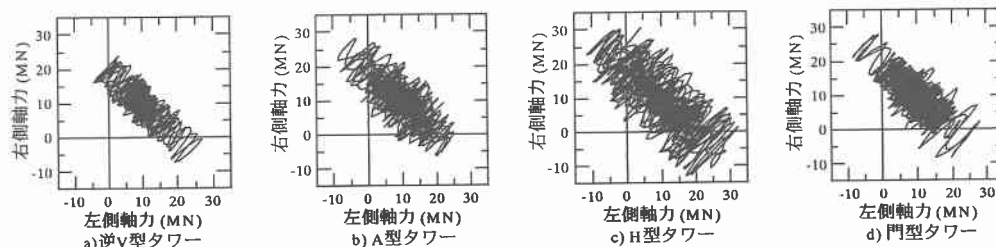


図-8 左右タワー基部に生じる軸力の軌跡

橋軸直角方向の曲げ変形が大きくなることが原因として考えられる。これに対して、図-9から分かるように免震デバイスを挿入したタワーモデルは全体的に応答変位が大きくなっていることが分かる。また、図-12はH型タワーの橋軸直角方向の時刻歴応答変位であるが、H型タワーには大きな残留変位が生じている。しかし、値としては0.4~0.5mであり構造物高の1/100までの残留変位を許すとすれば、タワーの高さが60mであることを考慮すると、許容範囲以内に納まっている。

5.2 タワー基部の曲率—曲げモーメントの関係

図-7に基本タワー基部における橋軸直角方向の曲げモーメント—曲率 ($m-\phi$) の関係を示す。着目点は左側塔柱基部である。H型タワーが僅かに塑性化していることが確認できる。しかし、その他の逆V型、A型、門型タワーは弾性範囲内に納まっている。一方、図-10から確認できるように、免震デバイスを設置することで全てのタワーにおいて弾性範囲に納まり塑性ループは確認できない。全体的に基部に生じる曲げモーメント、曲率ともに小さくなる傾向にあることが分かる。

5.3 左右タワー基部に発生する軸力

図-8に基本タワーモデルの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。いずれのタワーモデルについても非常に大きな負反力（引張力）が生じていることが分かる。最も負反力の値の小さなA型タワーにおいても-5MNを越え、H型タワーにおいては-13MNに達している。したがって、タワー基部の安全性が問題となり、アンカーボルトの引き抜き現象などが懸念される。また、負反力が生じている反対側の基部には大きな軸圧縮力が発生しており、タワー基部の局部座屈現象が懸念される。これに対し、図-11から分かるように、免震デバイスを挿入することで軸力の最大、最小値ともに小さくなることが確認できる。しかし門型タワーに関して、依然として-5MNを超える大きな負反力が生じており、また、軸力の最大値も25MNを超えている。このことから免震デバイスの効果があまり期待できないタワー形状であると考えられる。