

斜張橋タワーの大地震時非線形応答と制震対策

北海道大学大学院 フェロー 林川 俊郎  
 北海道大学大学院 学生員 大嶽 敦郎  
 北海道大学大学院 フェロー 佐藤 浩一

1. はじめに

近年の橋梁構造物の長大化に伴い、その構造形式上、斜張橋が採用される機会が増えた。斜張橋は振動の影響を受けやすい橋梁構造物であるため、設計段階における耐震安全性の照査が重要となる。特に斜張橋タワーにおいては、地震時の動的挙動が問題になると考えられる。水平2方向、上下方向の3成分を有する地震動に対して、斜張橋タワーは、橋軸方向には補剛桁の支承をオールフリーまたは弾性支承とすることで長周期化し、地震力を低減することが可能である。しかし、橋軸直角方向に長周期化することは難しく、設計が困難となる場合があり得る。

そこで本研究では、斜張橋タワーを立体骨組構造にモデル化し、大きな地震動を受ける場合の動的挙動を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行うことによって、おもに定性的な傾向に着目して考察を行う。さらに制震対策の一つとして、斜張橋タワーの頂部に鉛直方向の変形を許す装置を導入することにより地震力を軽減する制振対策について検討する。

2. 解析モデル

本研究では斜張橋のタワーに着目して動的解析を行うため、図1に示すような斜張橋からタワーのみを取り出し、図2のようにモデル化する。解析モデルにおいては、タワーの高さを60m、幅を18mとし、基部は固定とした。斜張橋における補剛桁、ケーブルの影響を考慮するため、図2-aのように水平ばねでケーブルをモデル化し、図2-bのようにケーブル取り付け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<sup>1)</sup>。荷重は全長800mと想定した補剛桁から算定し、250tfをケーブル取り付け部8ヶ所に作用させた。動的解析においては、ケーブル1本あたりのばね定数として3000tf/mを基準

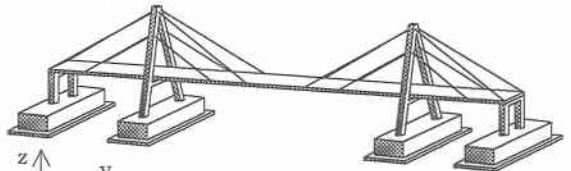
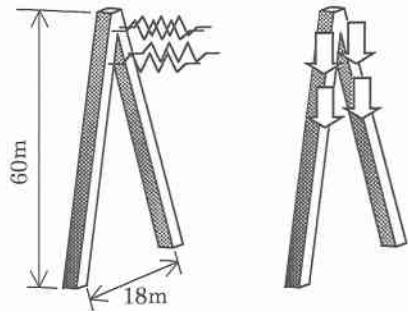


図1 斜張橋の全体図



a)ケーブルのモデル化 b)死荷重載荷

図2 A型タイプモデル

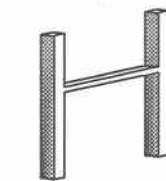


図3 H型タイプ



図4 門型タイプ

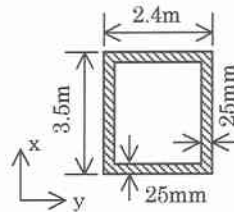


図5 タワー断面

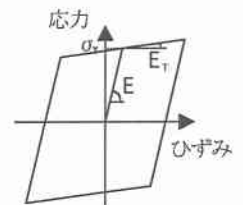


図6 応力-ひずみ関係

Nonlinear Seismic Response on Towers of Cable-Stayed Bridges and Isolation Improvement

by Tshiro Hayashikawa, Atsuo Otake and Koichi Sato

としている。また、斜張橋のタワー形状として、図2に示すA型タイプの他に、図3、4に示すようなH型タイプ(横梁は下から40mに位置する)、門型タイプについて検討する。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型タイプと同じ値を用いた。タワーの断面は、図5に示すような3.5m×2.4m、厚さ25mmの長方形断面とし、基部から頂部まで等断面とした。

### 3. 解析方法

ここで採用した立体骨組構造の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とニューマークβ法(β=0.25)および修正ニュートンラフソン法を併用した方法である。ここで、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クスを用い、ねじり変形については線形であるとした立体骨組の時刻歴応答解析を行った。

解析に際しては、鋼材の応力-ひずみ関係を図6に示すようなバイリニア型に理想化し、降伏応力度を24000tf/m<sup>2</sup>、弾性係数2.1×10<sup>7</sup>tf/m<sup>2</sup>、塑性域のひずみ硬化を0.01としている。また、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。動的解析に用いた入力地震波は兵庫県南部地震J R鷹取駅記録である。

### 4. 解析結果

#### 4.1 基本応答性状

タワーモデルの基本応答性状を以下に示す。地震応答解析に先立って、タワーモデルの固有振動解析を行った。各タワーモデルの固有周期を表1に示す。なお、L1、H1はそれぞれ橋軸方向1次、橋軸直角方向1次の固有振動モードに対応している。門型タイプは横梁が頂部に位置するため、A型タイプ、H型タイプよりも固有周期が長い。

また、各タワーモデルの頂部応答変位の軌跡と基部の橋軸直角方向曲げモーメント-曲率(M-φ)関係を図7~12に示す。応答変位の軌跡は縦軸が橋軸直角方向変位、横軸が橋軸方向変位である。曲げモーメント-曲率関係は縦軸が曲げモーメント、横軸が曲率である。A型タイプの変位は小さく、曲げモーメント-曲率関係の履歴ループは小さいが、H型タイプは橋軸直角方向変位が大きく、曲げモーメント-曲率関係の履歴ループが大きい。また、門型タイプは頂部に重量があるため橋軸直角方向変位がさらに大きくなっているが、鉛直部材の面内曲げ変形によって曲げモーメント-曲率関係の履歴ループが小さくなる傾向にある。門型タイプはタワーのねじり振動を伴うことにより、橋軸方向に他のタイプより大きな変位を生じている。

表1 固有振動解析結果(sec)

mode	A	H	門
L1	0.3229	0.3228	0.3719
H1	1.0355	1.2535	1.7832

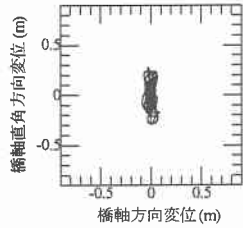


図7 応答変位(A型)

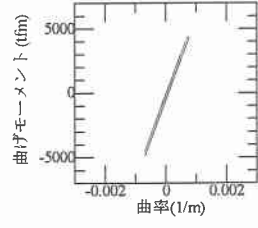


図8 M-φ関係(A型)

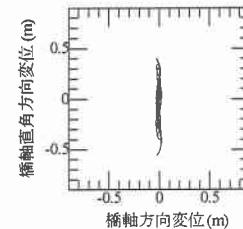


図9 応答変位(H型)

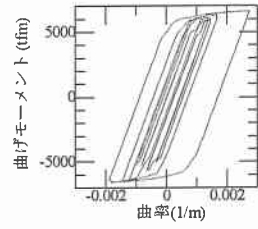


図10 M-φ関係(H型)

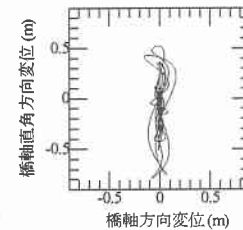


図11 応答変位(門型)

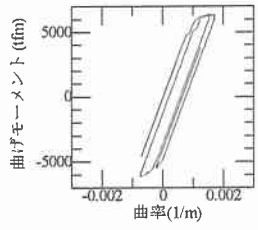


図12 M-φ関係(門型)

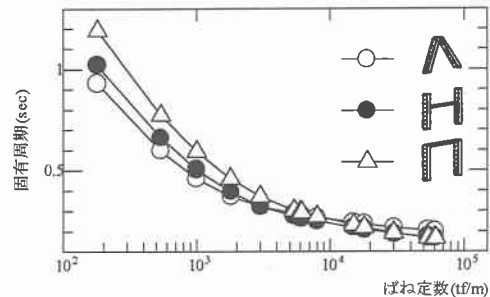


図13 ばね定数と固有周期(L1)の関係

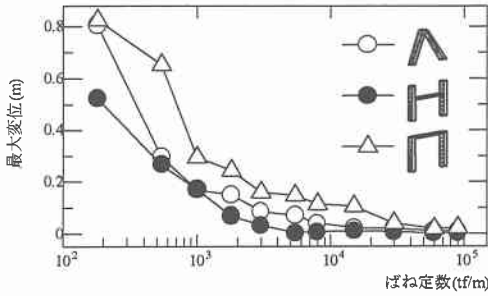


図 14 ばね定数と最大橋軸方向変位の関係

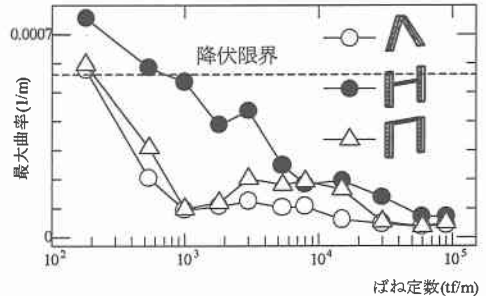


図 15 ばね定数と基部の最大橋軸方向曲率の関係

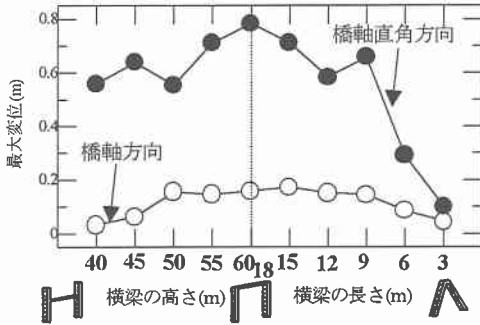


図 16 タワー形状と最大変位の関係

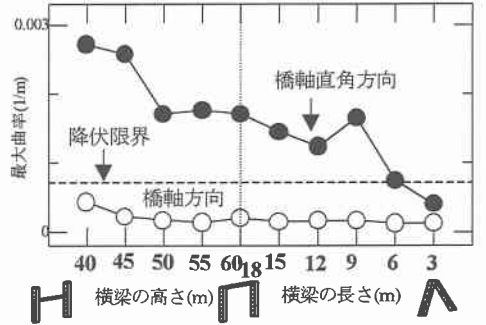


図 17 タワー形状と最大曲率の関係

#### 4.2 ばね定数によるパラメトリック解析結果

ばね定数と橋軸方向 1 次の固有周期の関係を図 13 に示す。各モデルとも固有周期が近接しているが、門型タイプが最も固有周期が長く、いずれのモデルもばね定数が 1000tf/m 付近より固有周期がゆるやかに変化している。次に、ばね定数とタワー頂部の橋軸方向最大変位の関係を図 14 に、ばね定数とタワー基部の橋軸方向最大曲率の関係を図 15 に示す。基本応答性状と同様に門型タイプの変位が大きく、H型タイプの曲率が大きいことがわかる。特に 200~10000tf/m の間ではH型タイプの曲率が大きいことがわかる。また、固有周期と同様にばね定数が 1000tf/m 付近より最大曲率はゆるやかに変化している。いずれにしる橋軸方向の最大曲率に関しては、ほとんど弾性範囲内であり、現実的な値を考慮すると、橋軸方向は耐震上安全であると考えられる。

#### 4.3 タワーの形状変化によるパラメトリック解析結果

タワーの形状を変化させた場合のタワー頂部の橋軸、橋軸直角方向最大変位を図 16 に、タワー基部の橋軸、橋軸直角方向最大曲率を図 17 に示す。本解析で対象とした 3 つのタワーモデルの相互関係を確認するため、H型タイプの横梁の高さを変えて門型タイプとし、さらに横梁の長さを変えてA型タイプとした。図の中心から左側は横梁の位置を下から 40, 45, 50, 55, 60mとした場合、右側は横梁の長さを 18, 15, 12, 9, 6, 3mとした場合である。最大変位・曲率ともに橋軸方向に関しては、タワーの形状変化による影響はあまり見られない。しかしながら橋軸直角方向に関しては、門型タイプの変位が最も大きく、H型タイプの曲率が大きくなる傾向が認められる。このことは、図 15 に示したばね定数とタワー基部の最大橋軸方向曲

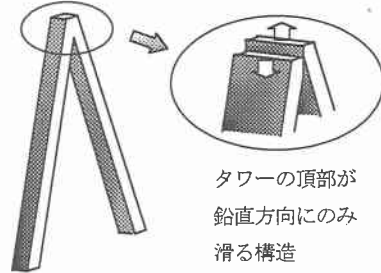


図 18 タワーモデル図(制震構造)

タワーの頂部が鉛直方向にのみ滑る構造

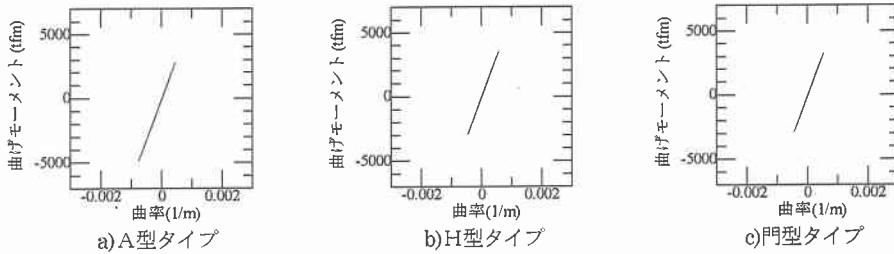


図 19 制震対策を施したモデルのタワー基部の曲げモーメントー曲率関係(橋軸直角方向)

率との関係と同様の傾向が確認できる。特に、橋軸直角方向の最大曲率より、H型タイプの横梁の位置が低いほど曲率が大いことがわかる。さらにA型タイプは、橋軸方向および橋軸直角方向ともに最大変位と曲率が小さくなる傾向にある。

#### 4.4 制震対策

基本応答性状で示したように、タワー基部の橋軸直角方向の曲げモーメントー曲率関係は大きな履歴ループを描くことがわかった。そこで、タワーの頂部を図 18 に示すように鉛直方向にのみ滑るような構造(制震デバイス)とし、その制震効果を比較した。解析モデルにおいては、タワー頂部に水平 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を設定し、その他は剛な結合条件を表すよう十分大きなばね定数を設定した。制震デバイスを導入したモデルの固有振動解析を行った結果、橋軸直角方向 1 次の固有周期は、A型タイプが 2.6191sec、H型タイプが 2.5192sec、門型タイプが 2.9818sec といずれも 1 秒程度長周期化している。

動的解析から得られた各モデルのタワー基部の橋軸直角方向曲げモーメントー曲率( $M-\phi$ )関係を図 19 に示す。いずれの場合においても制震効果が発揮され、弾性範囲内の応答を示している。特に、制震対策以前に大きな履歴ループを描いていたH型タイプは、この制震構造を取り入れることで、A型タイプの応答よりも小さくなり、有効となることわかる。

#### 5. おわりに

本研究では、斜張橋タワーを対象とし、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行うことによって、おもに定性的な傾向について検討を行った。その結果、ケーブル、タワー形状などによって動的挙動が大きく変化することがわかった。したがって、斜張橋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ると考えられる。また、制震対策の一つとして、塔頂の鉛直変位を許す構造を考え、その有効性を確認することができた。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：鋼斜張橋-技術とその変遷-, 1990. 9.
- 2) 林川俊郎・大嶽敦郎・平沢秀之・佐藤浩一：三成分地震波入力による鋼製橋脚の非線形挙動，土木学会北海道支部論文報告集，第 53 号(A)，pp. 102-105，1997. 2.
- 3) 中島章典・大嶽敦郎・安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第 4 巻，pp. 9-16，1996. 11.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，1996. 12.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，1996. 12.
- 6) Hosam-Eddin M. ali, Ahmed M. Abdel-Ghaffar : Modeling of Rubber and Lead Passive-Control Bearings for Seismic Analysis, Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 7, pp. 1134-1144, 1995. 7.
- 7) Hosam-Eddin M. ali, Ahmed M. Abdel-Ghaffar : Seismic Energy Dissipation for Cable-Stayed Bridges Using Passive Devices, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol23, pp. 897-893, 1994.