

大地震動を受ける鋼製タワーの免震効果について

Isolated Effect on Dynamic Behavior of Steel Tower of under Great Earthquake

北海道大学大学院工学研究科 フェロワー 林川 俊郎 (Toshirou Hayashikawa)
 北海道大学工学部土木工学科 学生会員 ○箭原 大祐 (Daisuke Yahara)
 北海道大学工学院工学研究科 学生会員 芳賀 康司 (Yasushi Haga)
 北海道大学工学院工学研究科 エルラヘム シェハワ (Shehata E. Abdelraheem)

1. まえがき

1995年に発生した兵庫県南部地震において、社会基盤としての交通施設が壊滅的被害を受け、長期間にわたる機能停止は社会的・経済的活動に多大な損害を与えた。都市機能で重要な役割を担っている高架橋構造物が、先の震災で最も大きな被害を受けた。構造物に想定外の地震動が働き、耐震設計の見直しを迫られることとなった¹⁾。

この震災を契機として、従来はRC橋脚にのみ規定されていた靱性を考慮した耐震設計法が、鋼製橋脚にも取り入れられることとなった。これを踏まえ、平成8年に道路橋示方書V耐震設計編が大幅に改定された²⁾。コンクリートを充填した鋼製橋脚ではRC橋脚に準じて、震度法から地震時保有耐力法で設計するよう規定された。しかしながら、コンクリートを充填しない鋼製橋脚はRC橋脚と比較して動的特性が大きく異なるため、吊橋や斜張橋のような複雑な形式の橋梁構造物は動的解析により照査を行うように規定されている。

また、移動方向を自由にしたゴム支承や、ゴム支承にエネルギー吸収性能を付け加えた免震支承の使用も取り上げられている。その内容が改定後の道路橋示方書にも盛り込まれることとなった「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様の解説(案)」によれば、ゴム支承・免震支承の使用が強く推奨されている³⁾。大規模の地震が作用する場合、構造部材の強度を上げ、構造物の剛性を向上させることで地震力に抵抗することには限界がある。そこで、エネルギー吸収性能を積極的に構造物に取り入れることで、構造部材が非線形領域に入っても損傷を最小限に抑え、構造物全体の安定性が失われないようにすることが重要とされている。

そこで本研究では、先に述べた免震支承の概念を導入し斜張橋タワーの水平梁に用いることで構造物のエネルギー吸収性能を高め、大地震動の際にも損傷を容易に補修できるような範囲に限定し、致命的な損傷を防止することを目的とした設計について検討する。

2. 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($\beta=0.25$)および修正Newton-Raphson法を採用した方法である。このとき、部材の内面と外面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-ひずみ曲線はバイリニ

ア型にモデル化した。構造減衰としてはRayleigh減衰を用いた。入力地震波は兵庫県南部地震JR鷹取駅記録の3成分波形を用い、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。

3. 鋼製タワーの解析モデル

本研究で解析対象となる斜張橋鋼製タワーのモデルの概略を、図-1 図-2、および表-1に示す。タワーの高さは60m、幅は18m、水平梁の高さは40mとした。また基部は地盤に完全に固定されているものとする。斜張橋の補剛桁、ケーブルの影響を考慮するため、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29.4MN/mと設定した。タワー断面は図-2に示すような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。

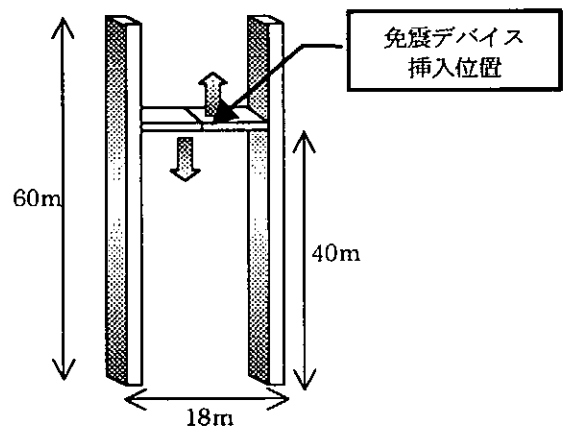


図-1 斜張橋のタワー形状

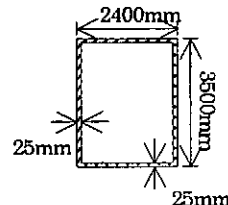


図-2 鋼製タワーの断面形状

表-1 鋼材の特性

鋼材のヤング率 (MN/m)	2.1×10^5
ひずみ硬化係数	0.01
降伏応力度 (MN/m ²)	235.2

表一 免震デバイスの特性

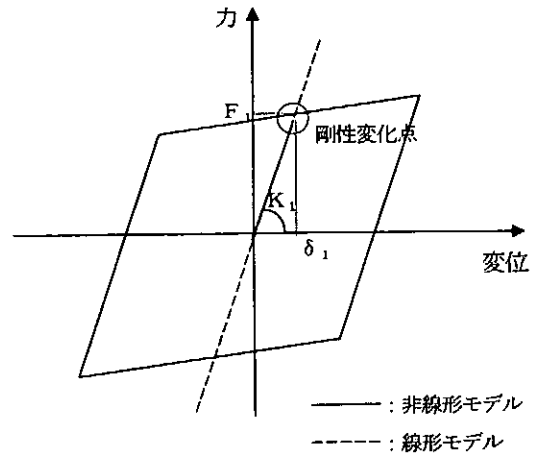
モデル名	初期剛性 K (kN/m)	F ₁ (kN)	δ ₁ (m)
L1 (線形)	49000	—	—
L2 (線形)	4900	—	—
B1 (非線形)	98000	5880	0.06
B2 (非線形)	27500	4410	0.16
B3 (非線形)	1960	980	0.20

表一 3 K₁のの違いによる d_{max}の推移

K ₁ (kN/m)	d _{max} (m)	H1 (sec)
49	0.61	2.31
490	0.61	2.27
4900	0.44	1.66
49000	0.20	1.39
490000	0.025	1.15

4. 免震デバイスのモデル化

本研究では、水平梁中央部に鉛直方向にのみ変位を許すような免震装置（これ以下免震デバイスと呼ぶ）を用いる。免震デバイスとは、構造系の剛性を低下させ、長周期化することを目的とした装置である。長周期化することにより、地震波の卓越周期をはずし、応答加速度を減少させることで地震力の軽減対策となる。また、免震デバイスにエネルギー吸収性能をもたせ、構造物に減衰性能を付加する。さらに補修が容易となるように損傷の発生部位を限定し、構造系で重要な部位には損傷を発生させないような効果をもつものと考えられる。解析をするにあたり免震デバイスのモデル化を行い、線形ばねモデル2つ・非線形（バイリニア型）ばねモデル3つを作成した。バイリニア型モデルの二次剛性の値は、一次剛性の1%を用いることとした。表一2に免震デバイスの特性について示す。免震デバイスをモデル化する際に、初期剛性K₁と剛性変化点のF₁またはδ₁を決定することが重要である（図一3参照）。モデル化の際、上に述べた2点について決定するために事前に動的解析を行った。まず、デバイスとして線形ばねを用い、その剛性の値 K₁=49~49000(kN/m)まで変化させて動的解析を行った。ここではタワーに地震波が作用する際のデバイスの変位を求めた。表一3に K₁の違いによるデバイスの変位の最大値 d_{max}および、面内方向における固有周期H1を示す。K₁が大きくなるに伴い、タワーは水平梁にデバイスを挿入していない状態に近づくため、d_{max}は小さくなっていくことが分かる。K₁=490000(kN/m)とした場合 d_{max}が極端に小さくなり、固有周期もデバイスを挿入していない場合と大きな違いが見られなかった。固有周期についても長周期化を図り、地震波の卓越周期をはずすという目的を満足できないと判断し、初期剛性の範囲を K₁<100000(kN/m)とすることとした。δ₁または F₁の決定については、あらかじめ K₁を定めておき表から想定される d_{max}の値の約半分程度の変位量で剛性を低下を起すように δ₁を定めた。



図一 3 デバイスの特性

表一 4 固有値解析結果

	K ₁ (kN/m)	H1 (sec)	L1 (sec)
Model 00	—	1.13	2.923
Model B1	98000	1.28	2.923
Model L1	49000	1.39	2.923
Model B2	27500	1.52	2.923
Model L2	4900	1.66	2.923
Model B3	1960	1.99	2.923

5. 解析結果

5. 1 固有値解析結果

動的解析に先立ち、タワーの固有値解析を行った。初期剛性 K₁の違いによる結果を表一4に示す。一次剛性が低下するに伴い、橋軸直角方向の一次モードでは周期が大きくなるという結果を得た。免震デバイスの目的の一つである構造物の長周期化を達成しているといえる。また解析を行う上で免震デバイスは鉛直方向にのみ変形を許し、橋軸方向・橋軸直角方向・回転3方向は固定していると仮定しているため、橋軸方向の固有周期 L1 に変化は認められなかった。

5. 2 動的解析結果

(1) タワー基部の曲率—曲げモーメント

基部のモデル別 M—φ 関係を図一4に示す。免震デバイスとして線形ばねを用いた場合、ばね剛性が下がるにつれて基部への損傷が軽減されると予想したが、Model L1 の塑性化が最も大きくなった。これは、デバイスを用いることで水平梁の変形が弾性範囲で納まり、またデバイスとして線形ばねモデルを用いているため、デバイスでのエネルギー吸収が期待できないため、基部でのエネルギー吸収量が増加したと考えられる。Model L2 に関しては、Model 00 より若干塑性化が大きくなるという結果になった。このモデルは、ばね剛性が小さいためタワー全体としての剛性が低下し、変形が大きくなったものと考えられる。また、バイリニア型のデバイスを用いた場合、免震デバイスでエネルギーを吸収することが可能なため、基部への損傷が大幅

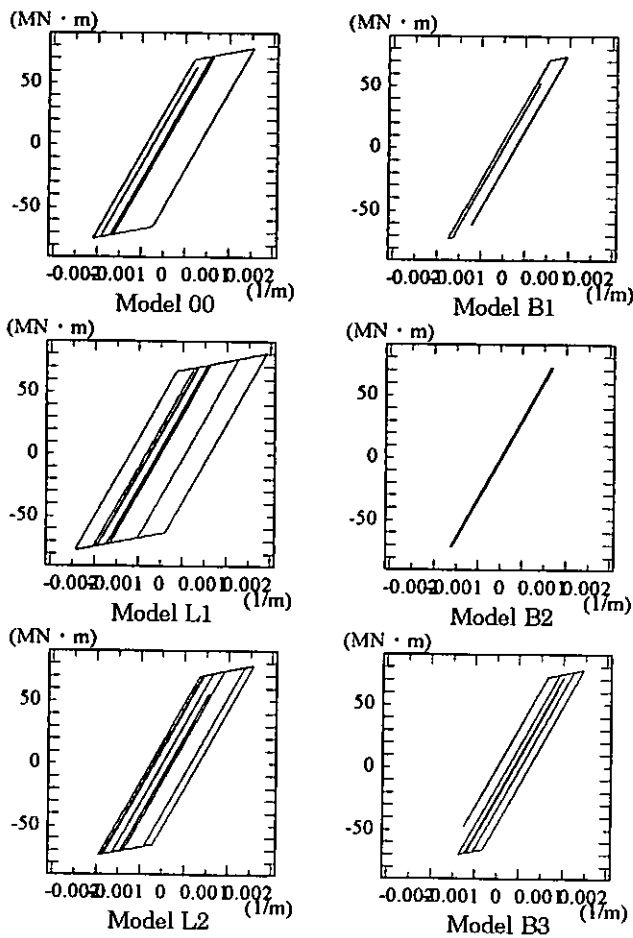


図-4 タワー基部のM- Φ 関係

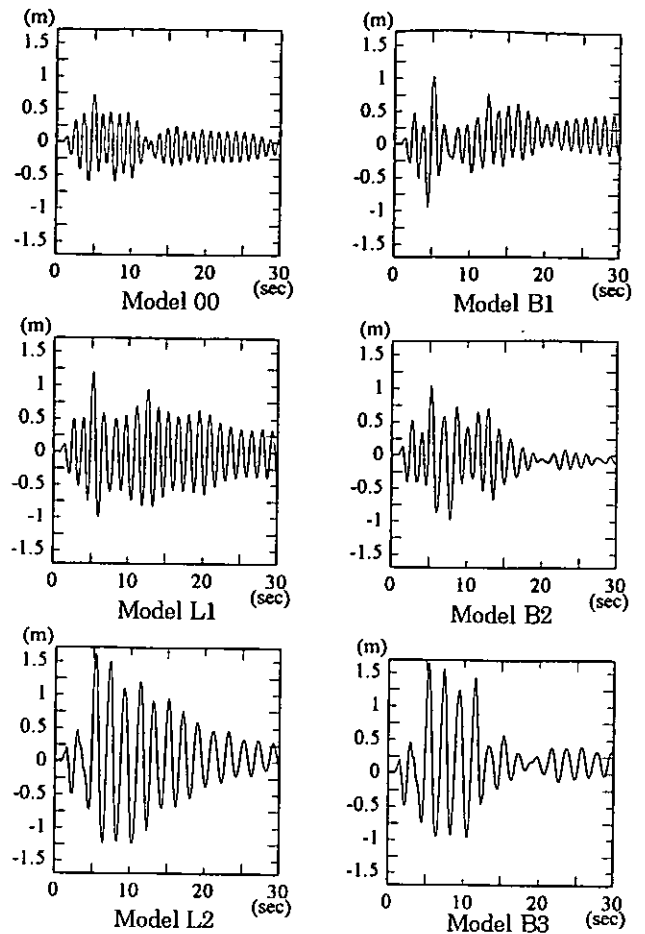


図-5 タワー頂部の橋軸直角方向時刻歴応答変位

に軽減されていることが分かる。Model B1, Model B3 共に塑性化を起しているが、Model B1 の塑性化の主な原因としては、初期剛性 $K_i=98000$ (kN/m) と非常に大きいためタワー全体の剛性があまり低下しなかったためと考えられる。B3 の塑性化の原因は、B1 とは異なり、初期剛性が他のモデルと比較して一番小さく $K_i=1960$ (kN/m) となっているため、エネルギー吸収はするものの、タワーの剛性が低下したことにより、タワーに過度の変形を許したためと考えられる。

(2) タワー頂部の応答変位

タワー頂部の橋軸直角方向の応答変位を図-5 に示す。初期剛性が下がるにつれて頂部の応答変位の最大値は増加していることが分かる。これはデバイスを挿入したことにより、タワーが長周期化したためと思われる。タワーの固有周期が大きくなれば応答変位もそれに応じて大きくなる傾向がある。線形ばねを用いた Model L1, Model L2 を比較するとばね剛性が小さくなるにつれて最大変位は大きくなっている。また、デバイスにバイリニア型を用いている Model B2, Model B3 については応答変位の最大値こそ Model 00 より大きくなっているものの、振動がすみやかに収束しており免震デバイスのエネルギー吸収の効果が発揮されているといえる。この二つのモデルはいずれもタワー頂部において残留変位が生じている。しかし、その値はタワーの高さと比べて、約 0.4% 以下に抑えられている。

(3) タワー基部の軸力

次に、基部に発生する軸力の時刻歴応答を図-6 に示す。基

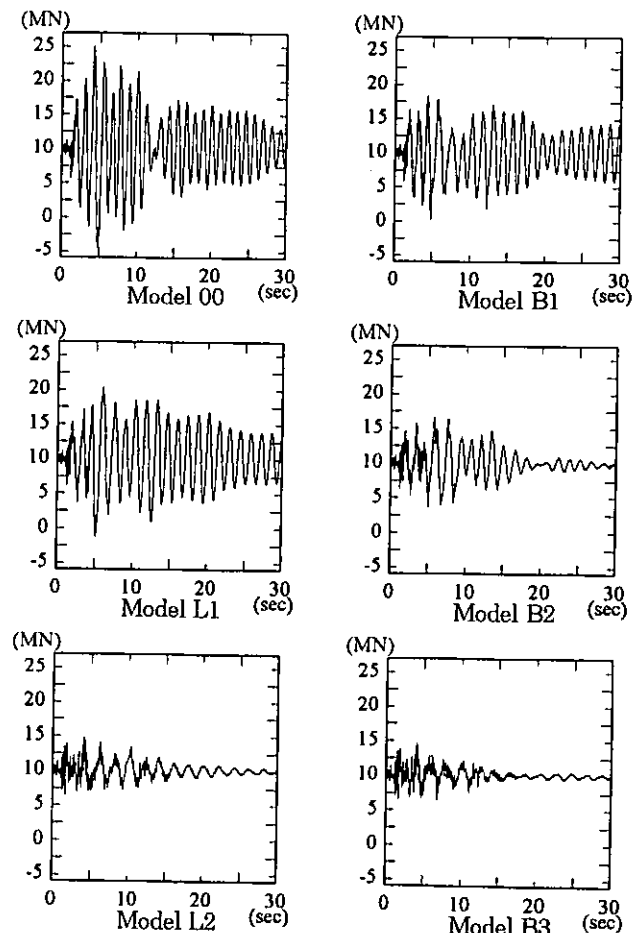


図-6 タワー基部の時刻歴軸力

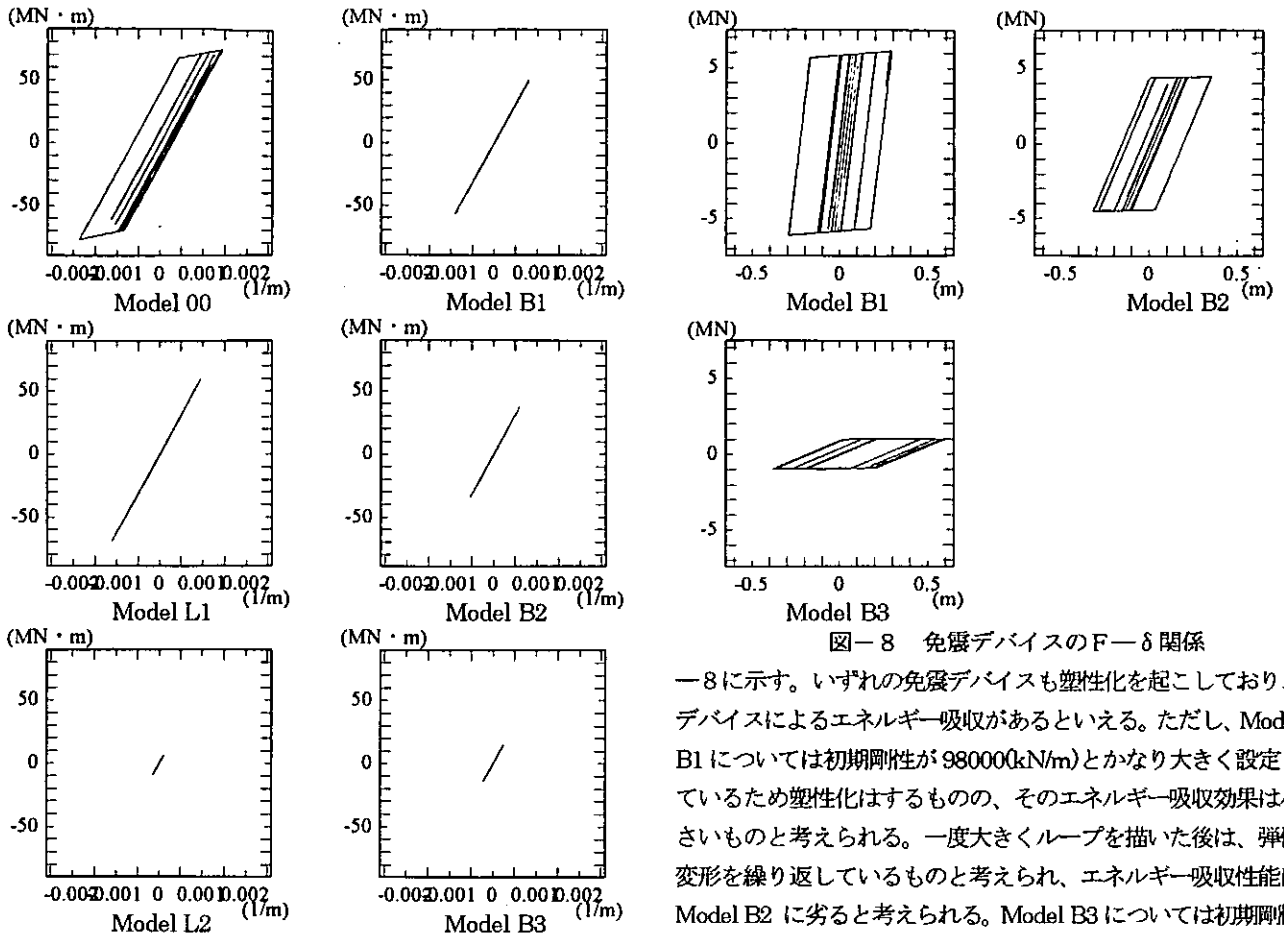


図-7 水平梁のM-φ関係

部の軸力については、初期剛性 K_1 が小さくなるにつれて、最大値最小値間の振れ幅が小さくなっていくことが確認できる。ばね剛性が下がると水平梁で結ばれている2本のタワーが、1本ずつ独立したタワーとみなすことができるため、タワー間の動的相互作用が減少し、このような傾向になると考えられる。Model 00 では、-5MN もの負反力が発生していたが、Model L1 を除く全てのモデルでは、ほぼ負反力の発生が抑えられている。また、Model L1 と Model B1 を比較してみると Model B1 の方が K_1 が大きいにもかかわらず振れ幅が小さいことが分かる。これは免震デバイスでエネルギー吸収効果が現れているためと考えられる。

(4) 水平梁の曲率—曲げモーメント

水平梁のM-φ関係を図-7に示す。剛性が低下するにつれて水平梁にかかる曲げモーメントが減少する傾向が確認できる。Model 00 では水平梁は塑性化していたが、免震デバイスを用いた全てのモデルで弾性範囲に収めることができた。Model L2, Model B3 についてはばね剛性がかなり小さいこともあり大幅に曲げモーメントが減少している。先に述べた軸力の場合と同じように水平梁に免震デバイスを挿入することでタワー間の動的相互作用が減少したためと思われる。また、Model L1 と Model B1 を比較すると K_1 が大きいにもかかわらず水平梁にかかるモーメントは Model B1 のほうが減少していることがわかる。

5. 3 免震デバイスの鉛直力—変位関係

非線形ばねでモデル化した免震デバイスの力—変位関係を図

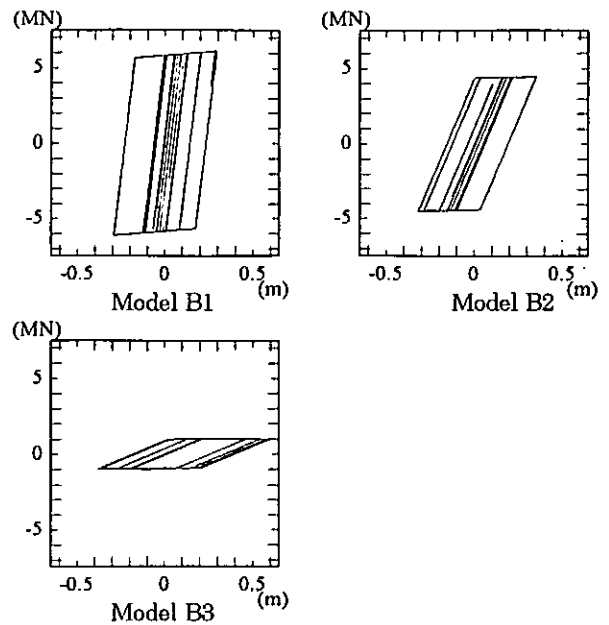


図-8 免震デバイスのF-δ関係

8に示す。いずれの免震デバイスも塑性化を起こしており、デバイスによるエネルギー吸収があるといえる。ただし、Model B1 については初期剛性が98000(kN/m)とかなり大きく設定しているため塑性化はするものの、そのエネルギー吸収効果は小さいものと考えられる。一度大きくループを描いた後は、弾性変形を繰り返しているものと考えられ、エネルギー吸収性能は Model B2 に劣ると考えられる。Model B3 については初期剛性を19600(kN/m) に設定しているため、0~15 秒ではほぼ塑性化を起しているが、初期剛性が小さいため履歴ループで囲まれる面積が小さくなりエネルギー吸収量が少ないといえる。

6. まとめ

免震デバイスとして線形・非線形ばねを用いた解析を行った。線形・非線形ばね両方の場合とも、初期剛性が極端に偏った値をとると地震力を軽減するには至らないといえる。初期剛性が大きすぎると、長周期化を図り、応答加速度を減少させるという観点から見てデバイスの効果が薄くなってしまい、また、初期剛性が小さすぎるとタワー全体の変形量が大きくなってしまいうため、結果として基部への損傷が生じてしまうからである。デバイスの種類として線形・非線形ばねを比較してみると、基部のM-φ曲線や軸力図で示されるように、エネルギー吸収性能をもつ非線形ばねの方が、地震波の影響を比較的すみやかに収束することができ、デバイスとしての優位性があるといえる。今回用いたタワーモデルでは、Model B2 では、基部への損傷を避けることができ、また、残留変位もごく僅かな値になった。このように、適切なデバイスの特性を用いることで地震力を軽減できる可能性があるものと考えられる。

参考文献

- 1)REPORT ON HIGHWAY BRIDGE DAMEGE CAUSED BY THE HYOGO-KEN NANBU EARTHQUAKE OF 1995, pp137-140, 1995.12
- 2)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編, 1996.12.
- 3)日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様および復旧仕様の解説(案), 1995.6.