

鋼斜張橋タワーの大地震時非線形挙動に与える水平梁の影響に関する研究

Effect of Horizontal Beam on Nonlinear Dynamic Behavior of Steel Towers of Cable-stayed Bridges under Great Earthquakes

北海道大学大学院工学研究科 F 会員 林川俊郎 (Toshiro Hayashikawa)

北海道大学大学院工学研究科 O 学生員 芳賀康司 (Yasushi Haga)

(株) 開発工営社 正会員 石塚雅章 (Masaaki Ishizuka)

1. まえがき

近年、橋梁の耐震設計性能に関する研究は数多く行われている。橋梁の耐震性を高めるためには、構造部材が非線形領域に入っても適切な靱性を保ち、エネルギー吸収性能を向上させることにより構造部材に生じる損傷を最低限度に留め、構造系全体としての損壊を防止することが必要であると考えられており、それに関わる研究も多方面で行われている。¹⁾ また、構造物に作用する大きな地震力を軽減する対策には、構造物に免震構造を取り入れ長周期化させることで、慣性力を変形で逃す免震の考え方が重要であると考えられる。²⁾ 一方、道路橋示方書では、橋梁の構造形式が複雑となる場合、非線形動的解析などによって耐震照査することを明記しており、一般に地震時の挙動が複雑であると考えられる斜張橋もその例外でない³⁾と考えられる。

そこで、本研究では鋼斜張橋タワーの水平梁に着目し、タワーのエネルギー吸収性能および免震機能を向上させることにより、タワーの3次元非線形動的挙動を明らかにし、水平梁の構造的変化がタワーの応答性状に与える影響について考察する。

2. 解析モデル

本研究において解析の対象としたタワーの形状は、図-1に示すような主塔高68m、塔基部幅18m、塔頂部幅13mである柱部がやや内側に傾斜したH型タワーである。ケーブルは二面吊り、多段式で高さ38mの位置から3mピッチで片面9本、計18本を定着している。この鋼斜張橋タワーを立体骨組構造にモデル化し、解析を行う。ケーブルは水平ばね要素でモデル化し、斜張橋の補剛桁の影響を考慮するため、タワー両側のケーブル定着部に補剛桁の自重を鉛直下向きにそれぞれ1.08MN作用させた。また、ケーブル一本あたりのばね定数として10.9MN/mを与えている。タワーの断面は図-2に示すような長方形断面であるが、表-1にあるように柱部は変断面となっており、タワー頂部から高さ51m（ケーブル定着部上から5つ目）まで（断面1）と高さ51mから基部まで（断面2）の板厚が若干異なる。一方、タワーの水平梁は等断面（断面3）である。また、タワー基部は固定として解析を行うこととする。

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、微小ひずみ理論に基づき、変位法を基礎として、接線剛性マトリックスを構造物の形状および材料特性より求める。また、質量マトリックスを集中質量および分布質量として求めることで、骨組系モデルとした解析方法であ

る。数値積分法としては、Newmark β 法 ($\beta=0.25$) による直接積分法を採用する。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-ひずみ関係をバイリニア型にモデル化する。タワー柱部の降伏応力度は 235.2MN/m^2 で一定とし、弾性係数を 206GN/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Rayleigh減衰を用いており、運動方程式の $\mathbf{C}$ に相当するマトリックスを、剛性マトリックス $\mathbf{K}$ 、質量マトリックス $\mathbf{M}$ に比例するものとし、 $\mathbf{C} = \alpha \mathbf{K} + \beta \mathbf{M}$ と定義する。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. 地震力に対する軽減対策

鋼斜張橋タワーの水平梁に低降伏点鋼を用いて水平梁を塑性させることで、タワー基部に加わる大きな地震力を軽減する。ここで、タワー柱部に用いる鋼材の降伏応力度は 235.2MN/m^2 と一定とする。水平梁に用いる鋼材

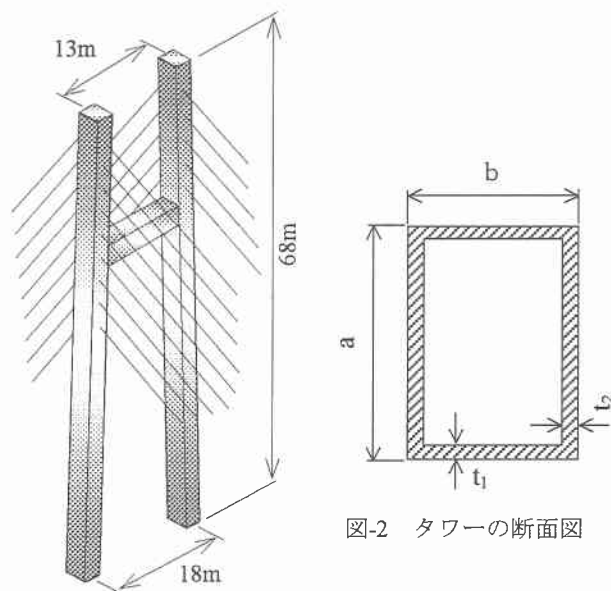


図-1 タワーモデル

図-2 タワーの断面図

表-1 タワーの断面諸元

	a(mm)	b(mm)	t ₁ (mm)	t ₂ (mm)
断面1	3500	2400	22	22
断面2	3500	2400	22	25
断面3	3500	2700	22	32

表-2 タワーの固有周期

	固有周期(sec)
L1	0.198
H1	0.760

表-3 鋼材の降伏応力

	降伏応力(MN/m ²)
Type1	235.2
Type2	225.4
Type3	215.6
Type4	205.8
Type5	196.0
Type6	186.2
Type7	176.4
Type8	166.6
Type9	156.8
Type10	147.0
Type11	137.2
Type12	127.4
Type13	117.6
Type14	107.8
Type15	98.0
Type16	88.2
Type17	78.4

化させることで、鋼材の違いによる水平梁での地震エネルギー吸収について検討した。また、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、鉛直方向のばね剛性を49~980000 kN/mまで変化させ、橋軸水平、橋軸直角、回転3方向は剛結とすることで、鉛直方向のばね剛性の違いによるタワーの応答の変化を検討した。

5. 解析結果

5.1. 低降伏点鋼を用いたタワーモデル

(1) 固有振動解析結果

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。水平梁に低降伏点鋼を用いたタワーモデルの固有周期を表-2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、橋軸方向1次に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要素による拘束力が働いたためと考えられる。

(2) 動的応答解析結果

次に、非線形動的応答解析結果を図-3~9に示す。表-3に示すように水平梁に用いる鋼材の降伏応力を9.8MN/m²ピッチで変化させた場合の、タワー頂部の変位、基部の曲げモーメント、反力のパラメトリック解析結果を示す。着目点は、変位、曲げモーメント、反力、ともにタワー左柱部の頂部、基部である。

図-3に降伏応力と橋軸直角方向変位の関係を示す。この図から、降伏応力がType11を下回ると応答変位が徐々に低下する傾向があることが分かる。次に、降伏応力と水平梁に生じる曲げモーメントの関係を図-4に示す。Type8を下回る辺りから、水平梁に生じる曲げモーメント

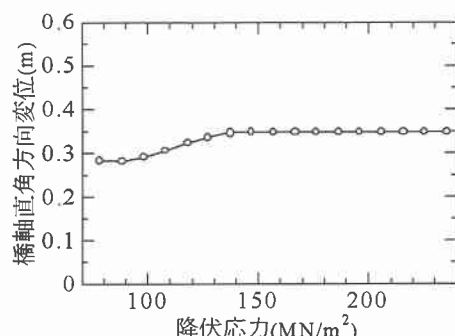


図-3 降伏応力と橋軸直角方向変位の関係

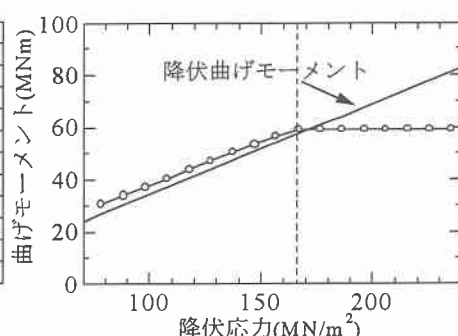


図-4 降伏応力と水平梁に生じる M の関係

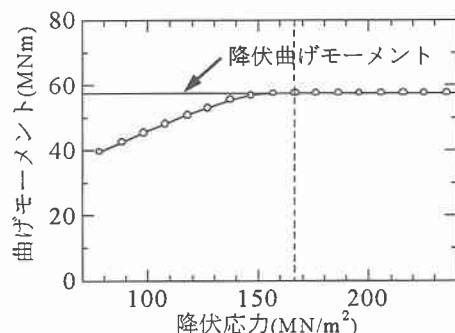


図-5 降伏応力と基部に生じる M の関係

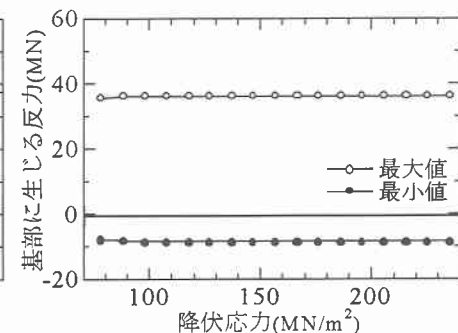


図-6 降伏応力と基部に生じる反力の関係

の降伏応力を235.2~78.4MN/m²まで変

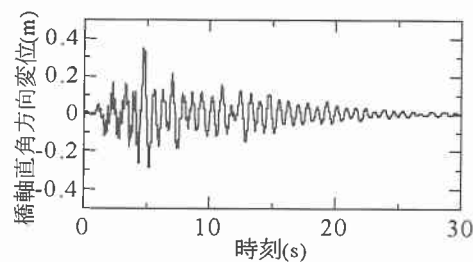
化させると考えられる。これは、水平梁が地震エネルギーを吸収することでタワー柱部に加わる地震力が低下するためと考えられる。また、降伏応力とタワー基部に生じる曲げモーメントの関係を図-5に示す。降伏応力が大きい場合には若干ではあるが塑性化していた基部が、水平梁が塑性化を始めるType10を下回る辺りから、発生する曲げモーメントが降伏曲げモーメントよりも小さくなり、弾性範囲内に納まると思われる。一方、図-6に示す降伏応力と基部に生じる反力の関係から、タワー基部に生じる反力は降伏応力を低下させても、その最大値は35~36MN、最小値で-9~8MNの値をとあまり変化が見られないことが分かる。

次に、橋軸直角方向の時刻歴応答変位を図-7に示す。それぞれ水平梁の降伏応力がType1、Type10、Type17の場合である。この図から、t=4.7sec 辺りの応答変位が降伏応力の低下とともに減少していることが確認できる。これは、タワーに加わる大きな地震力を水平梁が吸収することで、タワー頂部の応答変位が低下したためと考えられる。また、図-8に示す水平梁の曲げモーメント-曲率の関係から、降伏応力が低下するに従って、塑性ループが大きくなることが分かる。このことから、水平梁が地震エネルギーを吸収することでタワー柱部に加わる地震力が低下すると考えられる。これは、図-9に示す基部のM-φの関係からも確認できる。Type1では若干ではあるが塑性化していた基部が、Type10、Type17と降伏応力が低下するに従って弾性範囲内に納まり、さらに発生する曲げモーメントも小さくなることが分かる。

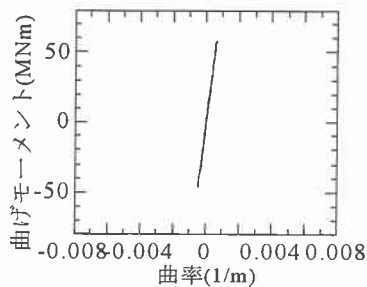
5.2 免震デバイスを挿入したタワーモデル

(1) 固有振動解析結果

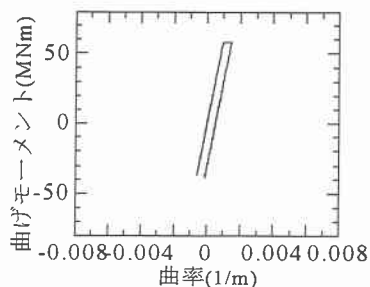
水平梁に挿入する免震デバイスの鉛直方向のばね剛性を、表-4に示すように変化させる。また、表-5に免震デバイスにおける鉛直方向のばね定数の変化による、タワ



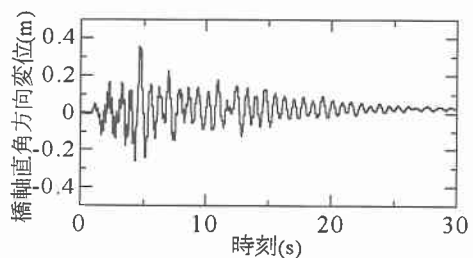
(Type1)



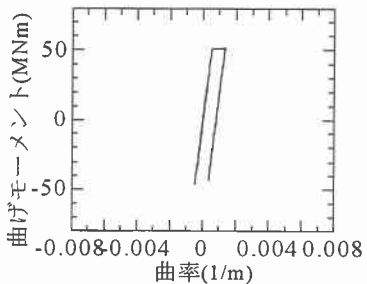
(Type1)



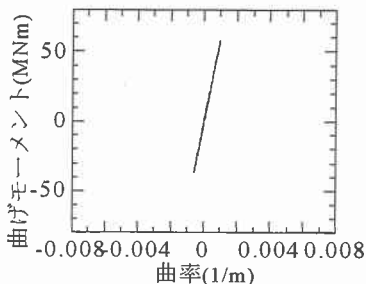
(Type1)



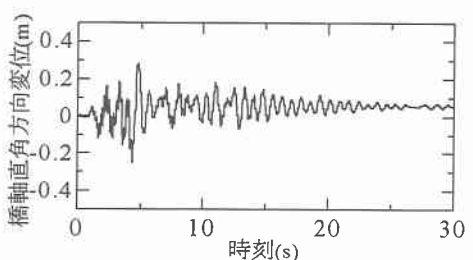
(Type10)



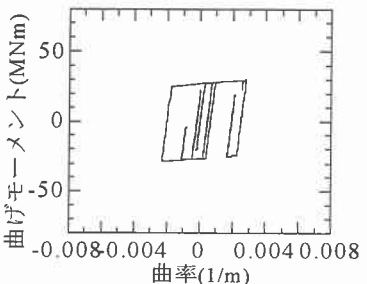
(Type10)



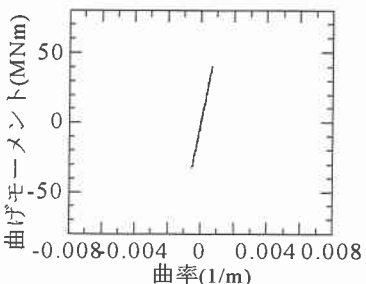
(Type10)



(Type17)



(Type17)



(Type17)

図-7 橋軸直角方向の時刻歴応答変位

図-8 水平梁の M- ϕ の関係

図-9 タワー基部の M- ϕ の関係

一の第 1 次固有周期を示す。L1、H1 はそれぞれ橋軸水平 1 次、橋軸直角 1 次の固有振動モードを表わしている。表-5 から橋軸水平 1 次の固有周期は変化しないが、ばね定数が大きくなるにつれて、橋軸直角 1 次の固有周期が短くなることから分かる。これは、鉛直方向のばねの剛性が大きくなるにつれ、タワーの橋軸直角方向の剛性が大きくなるためと考えられる。

(2) 動的応答解析結果

水平梁中央に挿入した免震デバイスをモデル化したばね要素のうち、鉛直方向のばね剛性を変化させた場合の、タワー頂部の変位、基部に生じる曲げモーメント及び反力のパラメトリック解析を行った。図-10～14 に非線形動的応答解析結果を示す。まず、図-10 にばね剛性とタ

表-4 鉛直方向ばね剛性

	ばね剛性 (kN/m)
Case1	49
Case2	4900
Case3	9800
Case4	19600
Case5	24500
Case6	29400
Case7	39200
Case8	58800
Case9	98000
Case10	980000

ワー頂部の橋軸直角方向変位の関係を示す。図-10 から、ばね剛性が大きくなるに従って橋軸直角方向変位が小さくなる傾向

があることが分かる。これは、5-2-(1)の固有振動解析結果で示したように、ばね剛性が小さい場合、タワーの周期は長周期化するが、ばね剛性が増大するにつれ、周期は短くなるためと考えられる。また、Case3 において、橋軸直角方向変位が大きく現れているが、これはこの時のタワーの固有振動数 (0.774Hz) と橋軸直角方向に入力した地震波の卓越した周波数 (0.846Hz) が近く、かつ、ばね剛性が比較的低いためと考えられる。次に、図-11 にばね剛性と基部に発生する曲げモーメントの関係を示す。Case1～Case3 などばね剛性が比較的低い段階では、タワー頂部の応答変位が大きいため、基部に生じる曲げモーメントが降伏曲げモーメントよりも大きくなり、タワー基部が大きく塑性すると思われる。その後、ばね剛性が大きくなるにつれて、発生する曲げモーメントは低下し、Case6 を境界に弾性範囲に納まると考えられる。また、Case8 を超えると徐々に曲げモーメントの値は増大し、Case10 では再び塑性化することが分かる。以上の考察から、免震デバイスに用いるばね剛性の値としては、30～

表-5 タワーの固有周期

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
L1(sec)	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198
H1(sec)	1.691	1.435	1.292	1.136	1.088
	Case6	Case7	Case8	Case9	Case10
L1(sec)	0.198	0.198	0.198	0.198	0.198
H1(sec)	1.054	0.996	0.934	0.873	0.772

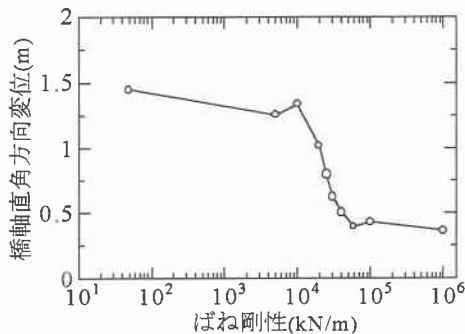


図-10 ばね剛性と橋軸直角方向変位の関係

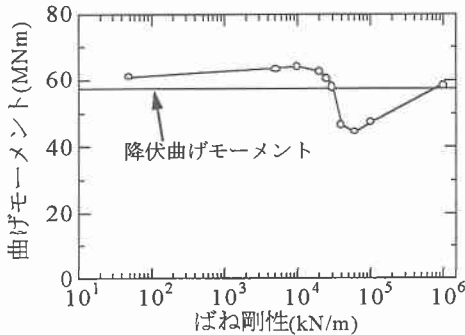


図-11 ばね剛性と基部に生じる M の関係

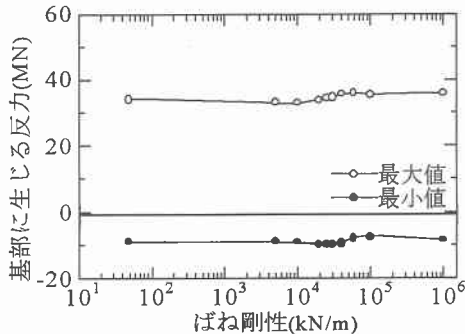
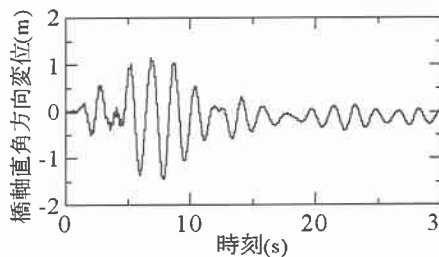
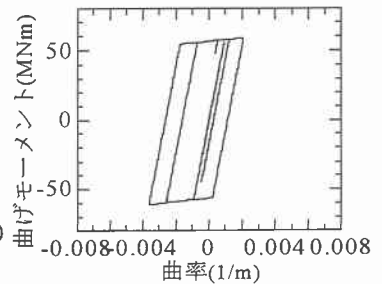


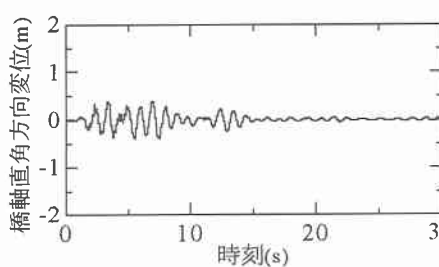
図-12 ばね剛性と基部に生じる反力の関係



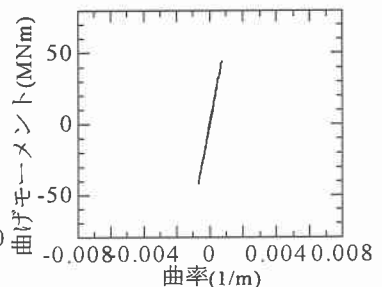
(Case1)



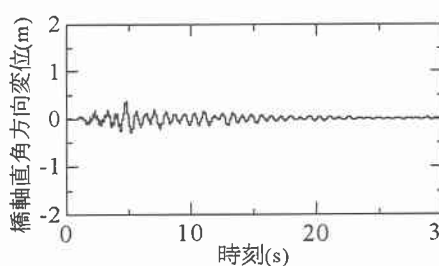
(Case1)



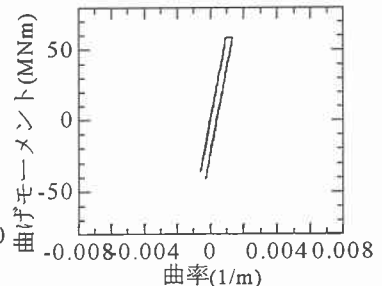
(Case8)



(Case8)



(Case10)



(Case10)

図-13 橋軸直角方向の時刻歴応答変位

図-14 タワー基部の M-φ の関係

60MN/m が適当と考えられる。ばね剛性とタワー基部に生じる反力の関係を図-12 に示す。鉛直方向のばね剛性が低い Case1 においてもその最大値が 34.89MN、最小値も -9.06MN と、ともに大きな値を示していることが分かる。また、ばね剛性を高くしても、概ね最大値が 33MN ~ 37MN、最小値で -9MN ~ -7MN の値を示し、反力の最大値、最小値ともにあまり変化しないことが分かる。

次に、図-13 に橋軸直角方向の時刻歴応答変位を示す。Case1、Case8、Case10 とばね剛性が大きくなるにつれて、タワーの橋軸直角方向の剛性が大きくなるため周期が短くなり、応答変位も小さくなることが分かる。また、図-14 は Case1、Case8、Case10 におけるタワー基部の曲げモーメント-曲率の関係である。これらの図から、Case1 では大きな塑性ループを描いているが、Case8 では弾性範囲内に納まり、Case10 で再び塑性化していることが確認できる。

6. まとめ

本研究は鋼斜張橋タワーを対象として、低降伏点鋼を用いる、または、免震デバイスを挿入することによる地震力の軽減効果についての考察を行った。本研究で得られた結果をまとめると、鋼斜張橋タワーの水平梁に低降伏点鋼を用い、水平梁を塑性化させることで、塑性ループを描いていたタワー基部が弾性範囲内に納まる傾向があることが分かった。また、水平梁中央に線形ばねを用いた免震デバイスを挿入し、タワーを長周期化させることで、タワー基部に生じる地震力が軽減される可能性があることが分かった。一方、線形ばねの剛性によっては応答変位が大きくなり、基部の塑性化が増大することが確認できた。このことから、デバイスに用いる剛性を適切に与えることで、タワー基部に加わる大きな地震力を低減する可能性があるものと考えられる。

以上から、水平梁の構造的に変化させることにより、大地震時において鋼斜張橋タワーに加わる大きな地震力を軽減し、その機能を保持できる可能性があるものと考えられる。

参考文献

- 1)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.
- 2)玉木利裕, 小川一志, 河東鎭, 鶴野慎史, 比志島康久: 摩擦減衰免震装置の摩擦特性に関する実験的検討, 鋼構造年次論文報告集 第7巻, pp.89-94, 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, pp.2353-2358, 1998.