形状記憶合金を用いた斜張橋鋼製タワーの耐震性能向上

Seismic Performance of Cable-stayed Bridge Towers with Shape Memory Alloys

北海道大学大学院工学研究科　Ｆ会員　林川俊郎　（Toshiro Hayashikawa）
北海道大学工学部土木工学科　○学生員　曽根原いつみ　（Itsumi Sonehara）
北海道大学大学院工学研究科　学生員　永田克司　（Katsushi Nagata)
北海道大学大学院工学研究科　正会員　松本高志　（Takashi Matsumoto）

１．　はじめに

斜張橋は補剛桁、ケーブル、塔から構成され、その構造形式から設計の自由度が大きく、経済的な設計、合理的な架設、多様な景観設計が可能である[1)]。このような理由から斜張橋の架設事例は多くなっている。また、その支間長が増大するにつれて非常に複雑な振動系を呈することになるため、大規模地震に対する斜張橋の動的応答性状を正確に把握し、耐震性能を向上させることが必要とされる[2) 3)]。

今日、想定し得る大地震に対して構造物の全ての部材が損傷を受けることなく健全性を保つことのできる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に加え、同時に構造物の特定箇所の部材断面を小さくするRBS結合や、構造物の特定箇所の部材に低降伏点鋼を用いるといった手法がある。これらの手法は、地震による構造物への入力エネルギーを損傷箇所とした特定箇所に集中させ、他の箇所よりも早期に塑性化させることで、ひずみエネルギーで入力エネルギーを吸収することを目的としている。これにより、塑性化を起こしやすい構造物の基部などの変形を弾性領域に抑え、構造物の耐震性能を保つことが可能であると考えられる。そこで近年注目を浴びている材料の一つとして形状記憶合金（Shape Memory Alloy：以下SMAと表記）がある。SMAは変形後も過熱または除荷によって形状回復が期待できる材料である。したがって、このSMAを斜張橋鋼製タワーに損傷部材として用いた場合、大地震により損傷を受けたあとも部材自身がもとの形状に戻るため、取り替えの必要がない。本研究では、断面内部に垂直補剛材を有する斜張橋鋼製タワーを3次元立体骨組構造にモデル化し、幾何学非線形性と鋼材の降伏を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて解析を行い、耐震性能向上手法の一つとして水平梁の一部へのSMAの使用の有効性を検討することを目的とする。

２．　形状記憶合金の特性[4) 5)]

数ある形状記憶合金の中で、最も優れた性能をもつNi-TiタイプのSMAについて機械的性質を述べる。可逆的変形である弾性ひずみは、通常の金属が0.1～0.2%であるのに対し、SMAの最大可逆的変形ひずみ量は約11%である。また、疲労に対する特性もよく、2%程度のひずみでは10万回ほどの繰り返し変形が可能であり、0.5%程度であれば1000万回もの繰り返し変形が可能である。

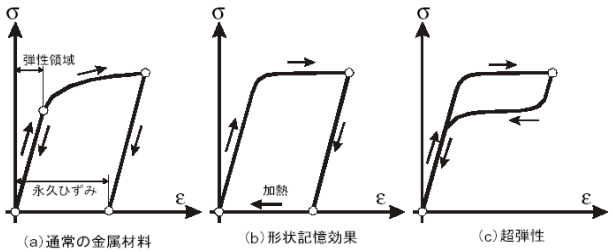


図１　金属材料の応力特性

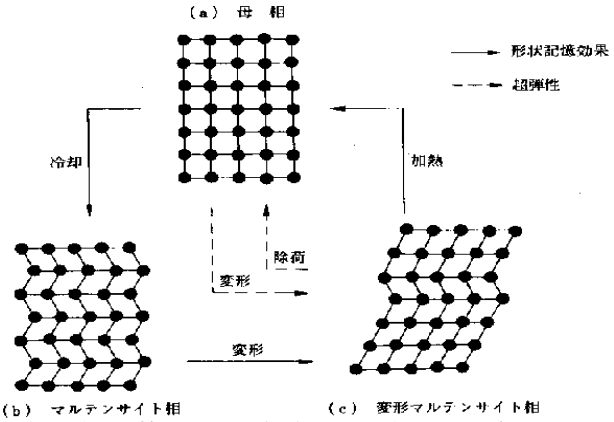


図２　形状記憶効果及び超弾性の発生メカニズム

SMAは逆変態終了温度（以下Af点と表記）を境にその性質が大きく変化する。Af点以下をマルテンサイト相、Af点以上をオーステナイト相（母相）といい、Af点はNiとTiの割合によって変えることができる。

SMAの主な特性には形状記憶効果と超弾性がある。形状記憶効果は温度がAf点以下で負荷し除荷することで残留ひずみが生じ、Af点以上まで加熱することで残留ひずみが除去される性質である（図１(b)）。また、超弾性はAf点以上で塑性変形が生じるまで負荷し除荷すると残留ひずみを生じないようなヒステリシスループを描く性質である（図１(c)）。これらの性質は、組織相がマルテンサイト変態を起こすことにより生じると考えられている。そのメカニズムを図２に示す。

３．　解析モデル

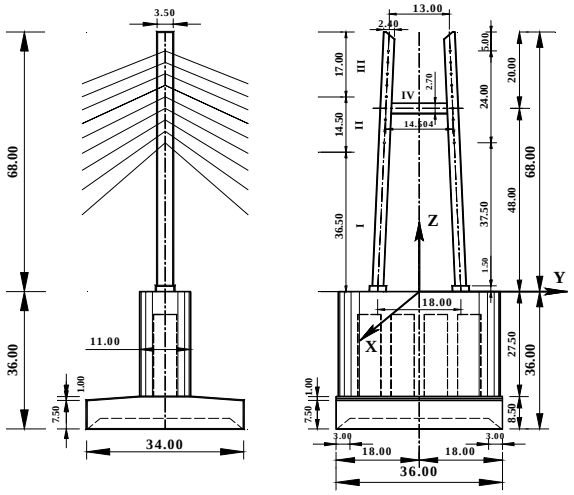
３.１　タワーモデル

本研究では、ファイバー要素により3次元骨組構造にモデル化されたたっぷ大橋の鋼製斜張橋タワーを基本モデルとしている。タワー形状を図３に示す。基本寸法は、タワーの高さ68m、タワー塔頂部の塔柱間隔13m、

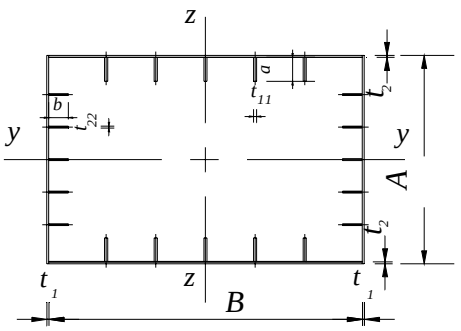
タワー基部の塔柱間隔18ｍとし、タワー基部から48ｍの位置に水平梁が取り付けられている。タワー断面は内部に垂直補剛材を用いた中空長方形断面であり、タワー高さ方向と水平梁には板厚と外形断面が異なる変断面が採用されている。各断面寸法の詳細は表１に示す。また、鋼製タワーの片側には9本のケーブルが定着されており、補剛桁の死荷重をケーブルの定着部に鉛直下向きに作用させている。ケーブルは水平ばね要素にモデル化する。また、補剛桁からタワーに作用する慣性力は、補剛桁が橋脚で支持されていることから無視する。

３.２　地盤構造のモデル化

本研究では、地盤構造のモデル化として骨組系ばねモデルにギャップ要素を加えたモデルを用いる。骨組系ばねモデルは、地盤と基礎構造物をばね－質量からなるいわゆる質点系で表現されたモデルである。この骨組系ばねモデルにギャップ要素を加えることで、基礎の真下の部分の地盤ばねの基礎に対する引張力を無効化する。



(a)　タワー形状



(b)　タワー断面図

図３　たっぷ大橋の鋼製斜張橋タワー

表１　断面諸元（単位：cm）

		Outer dimension				Stiffener dimension			
		A	B	t_1	t_2	a	b	t_{11}	t_{22}
Tower parts	Ⅰ	240	350	2.2	3.2	25	22	3.6	3.0
	Ⅱ	240	350	2.2	3.2	22	20	3.2	2.8
	Ⅲ	240	350	2.2	2.8	20	20	2.8	2.2
	Ⅳ	270	350	2.2	2.6	31	22	3.5	2.4

骨組系ばねモデル、およびギャップ要素について図４に示す。それぞれのばねのばね定数は、図５,６に示される基礎に沿った地盤と基礎の真下の地盤条件によって求めることとする[3)]。

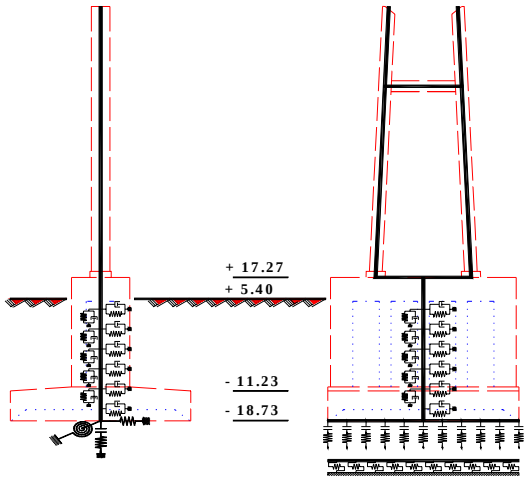
また、骨組系ばねモデルにおいての地盤のモデル化はHardin－Drnevichモデル（ＨＤモデル）を用い、図７に示す。ＨＤモデルの骨格曲線は次式与えられる。

$$\tau = G_0 \gamma / (1+|\gamma / \gamma_r|), \qquad \gamma_r = \gamma_{max} / G_0 \qquad (1)$$

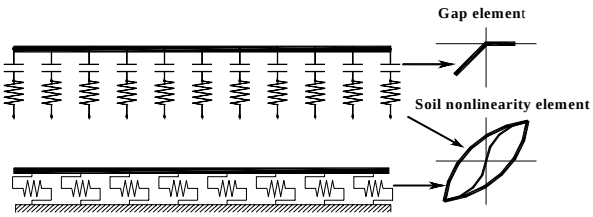
ここで、G_0は初期せん断係数、τはせん断応力、γ_{max}は最大せん断応力、γ_rは基準ひずみ、γはせん断ひずみとする。また、履歴曲線は次式のように表す。

$$\tau \pm \tau_m = G_0(\gamma \pm \gamma_m)/\{1+|(\gamma \pm \gamma_m)/2\gamma_r|\} \qquad (2)$$

ここで、(γ_m, τ_m)はカーブの折り返し座標とする。また、地盤と基礎の動的相互作用は非線形ばねとダッシュポットによって表現される。



(a)骨組系ばねモデル



(b)ギャップ要素と地盤ばね

図４　地盤構造のモデル化

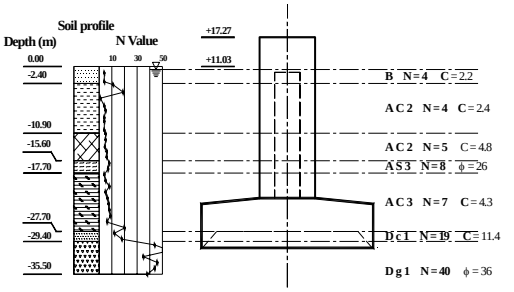


図５　橋脚に沿った地盤状態

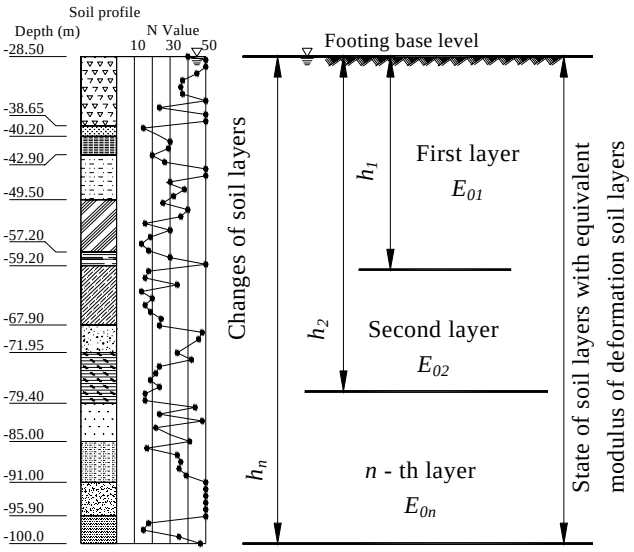


図６　フーチング基部真下の地盤状態

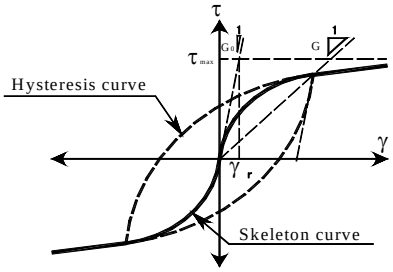


図７　Hardin－Drnevichモデル

３.３　解析方法

本研究では、鋼材の降伏と幾何学的非線形性を考慮した、はり柱要素の有限要素法とNewmark β 法および修正Newmark－Raphson法を併用した解析方法を用いる。接線剛性マトリックスは材料非線形とはり柱要素の応力－ひずみ関係を考慮している。弾塑性有限要素解析については剛性の応力－ひずみ関係をバイリニア型にモデル化し、塑性域のひずみ硬化0.01とする。基本鋼材はSM490Y材を想定し、降伏応力を355MPa、弾性係数を200GPaとする。さらに、損傷箇所とする水平梁の一部にはSMAを用い、降伏応力を160MPaとする。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のはり柱要素により構成され、鋼製タワーの要素分割数は46とした。水平梁の部分は6分割になっており、その分割幅を変えることで、SMAの適用幅および適用する位置を変えた。以下の数値解析結果では、SMA適用幅2.5ｍをCase１、1.25ｍをCase２、0.625ｍをCase３とし、SMA適用位置を水平梁端部から0ｍ、1.25ｍ、2.5ｍの３パターンに分け、それぞれCase－a、Case－b、Case－cとした。Case１－aからCase３－cの詳細を図８に示す。網掛け部分がSMA適用部である。鋼製タワーの減衰はRayliegh減衰を適用しており、減衰定数は１次固有振動モードの面内、面外に対して2%とした。入力地震波は兵庫県南部地震におけるJR鷹取駅記録の3成分加速度波形を用い、E－W成分を橋軸方向に、N－S成分を橋軸直角方向に入力する。

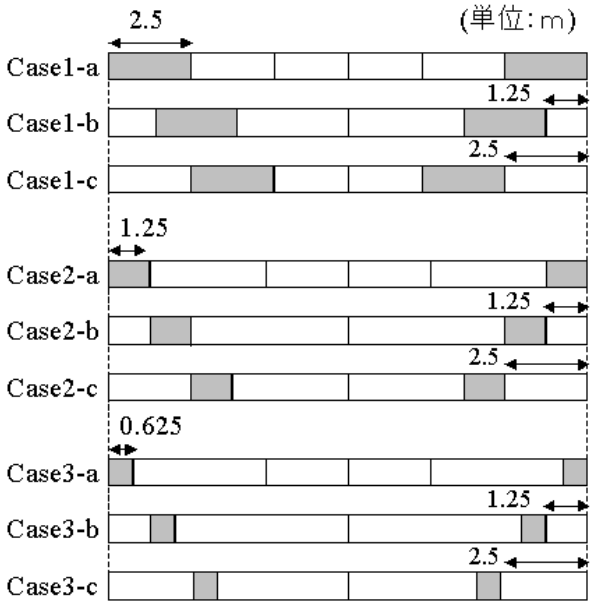


図８　水平梁の分割方法

４．　解析結果

４.１　非線形動的応答解析

まず、水平梁にSMAを用いない場合のタワーモデルの非線形動的応答解析を行う。図９より、タワー基部、水平梁端部および下部の曲げモーメント－曲率関係に着目すると、それぞれの箇所で塑性化が確認できる。また、タワー基部の鉛直反力の正方向および負方向の最大値は、それぞれ40.97MN、21.13MNであった。さらに、タワー塔頂部の橋軸直角方向の最大応答変位は、0.91ｍであった。

４.２　形状記憶合金を用いた非線形動的応答解析

次に、水平梁の一部にSMAを用いた場合の非線形動的応答解析を行い、その動的応答性状を比較検討する。

(1)水平梁SMA適用部の曲げモーメント－曲率関係

まず、図10より、SMA適用部の面内Ｍ－φ関係に着目する。どのケースでも、SMAが塑性化し、エネルギーを吸収していることがわかる。SMAの適用幅が小さいほど、またSMA適用位置が水平梁端部に近いほど、エネルギー吸収は大きい。

(2) タワー塔頂部の応答変位

表２より、SMAの位置が水平梁の中央に近いほど、タワー塔頂部の最大応答変位は大きくなる。また、SMAの適用幅による大きな差は見られない。

(3) 水平梁端部の曲げモーメント－曲率関係

図11より、水平梁端部面内Ｍ－φ関係に着目する。ここで、Case１～３－aでは、水平梁端部にSMAを適用しているため、端部のひとつ内側の部材について示した。SMAの適用位置が水平梁中央に近いCase１～３－ｃで塑性化が確認できる。また、SMAの適用幅による大きな違いは見られない。

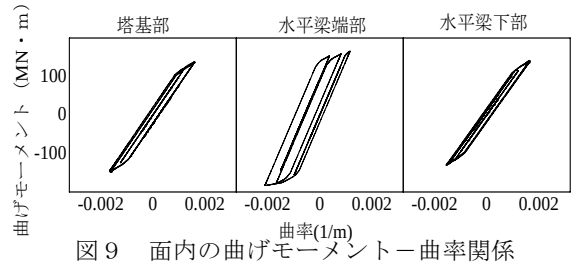


図９　面内の曲げモーメントー曲率関係

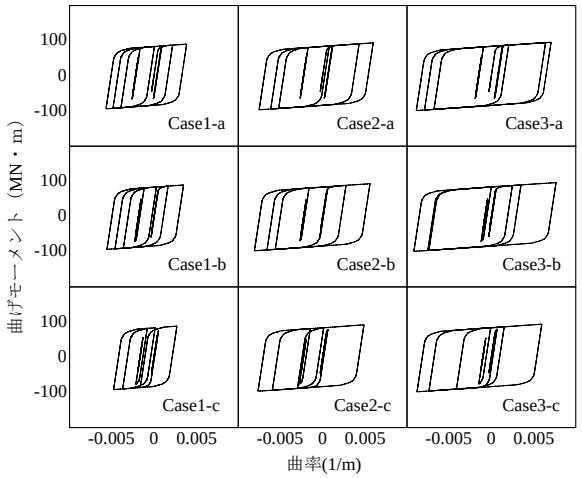


図10　SMA適用部の曲げモーメントー曲率関係

表２　タワー塔頂部の最大応答変位（m）

	Case1	Case2	Case3
a	0.6942	0.6664	0.6486
b	0.7631	0.7344	0.7291
c	0.8847	0.8529	0.8496

表３　タワー基部の鉛直反力（MN）

	Case1	Case2	Case3
a	34.42	34.49	34.92
b	36.48	36.33	36.52
c	38.85	38.68	38.85

(4)タワー基部のモーメントー曲率関係および鉛直反力

図12より、タワー基部面内Mーφ関係に着目する。ここでもCase１～３－ｃで塑性化が確認できる。SMAの位置が水平梁の端部に近い方が、効果が大きいことがわかる。ここでもSMAの適用幅による大きな違いは見られない。また表３より、タワー基部の鉛直反力の正方向最大値は、SMAの適用幅によって大きな違いは見られなかったが、適用位置が水平梁中央に近い方が鉛直反力は大きくなった。

５．　まとめ

本研究では、鋼製斜張橋タワーを対象とし、耐震性能向上対策として水平梁の一部へのSMAの使用の有効性を検討した。

水平梁の一部にSMAを用いない場合と用いた場合のタワー塔頂部の最大応答変位を比較すると、SMAを用いた方が小さくなることがわかる。また、塔基部鉛直反力についても、SMAを用いた方が小さくなることがわかる。

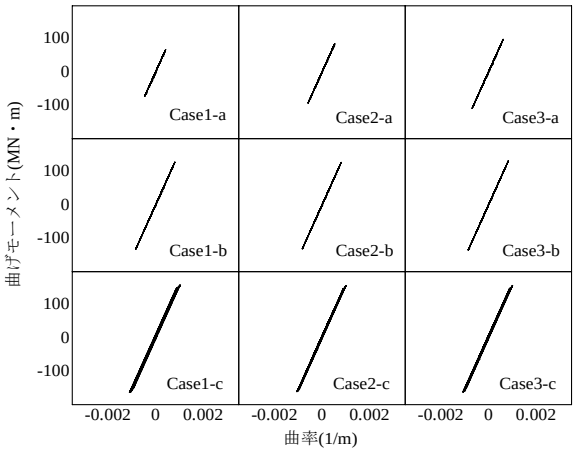


図11　水平梁端部の曲げモーメントー曲率関係

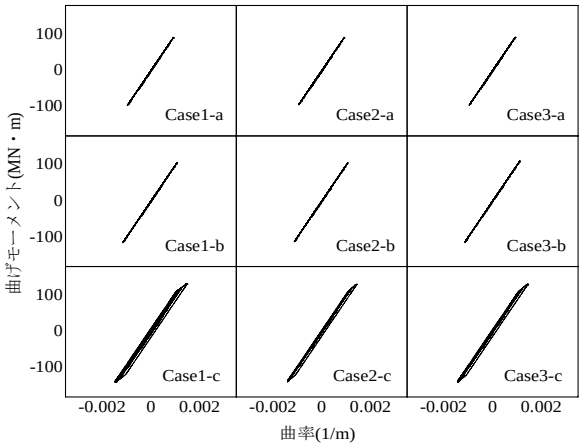


図12　タワー塔基部の曲げモーメントー曲率関係

SMAの適用幅の比較については、幅が小さい方がエネルギー吸収は大きいが、塔基部や水平梁端部の損傷を抑える意味では大きな違いは見られなかった。

SMAの適用位置の比較については、その位置が水平梁の端部に近い方が、SMAでのエネルギー吸収が大きく、タワー塔頂部の最大応答変位も小さくなることが確認された。また、タワー基部も弾性範囲に収まり損傷が抑えられ、大地震に対してより大きな効果が得られることがわかった。

【参考文献】

1) 林川俊郎:橋梁工学、朝倉書店、2001.3.
2) 日本道路協会:道路橋示方書･同解説Ⅴ耐震設計編、1996.12.
3) 日本道路協会:道路橋示方書･同解説Ⅴ耐震設計編、2002.3.
4) 宮崎修一ほか:形状記憶合金の特性と応用展開、シーエムシー、2001.1.
5) 石川昇治ほか:図解･最新特許にみる形状記憶合金応用アイディア集、工業調査会、1987.12.