

低降伏点鋼を用いた鋼製斜張橋タワーの大地震時非線形挙動

Nonlinear Seismic Response of Steel Tower of Cable-Stayed Bridges with Low Yield Point Material

北海道大学大学院工学研究科
北海道大学大学院工学研究科
アシュート大学工学部土木工学科

F 会員 林川 俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
○学生員 川上 隆司 (Takashi Kawakami)
シハタ エルハム (Shehata E. Abdel Raheem)

1. はじめに

兵庫県南部地震では、鋼製橋脚などの土木構造物が大きな被害を受けた。これに対して、道路橋耐震設計法の見直しが検討され、平成8年12月と平成14年3月に道路橋示方書が2度改訂された¹⁾²⁾。これらの改訂によって、非線形性を考慮した動的解析は、以前にも増して重要な位置付けとなっている。また、耐震性能を向上させるために構造部材の強度を上げ、構造物の剛性をより大きくするといった従来の手法では、大地震に対して抵抗するには限界がある。そのため、構造部材の変形が弾性領域に収まり、構造物全体の安全性を保つことを目的として、土木構造物にゴム支承、エネルギー吸収性能を持つ免震支承や免震デバイスを用いるケースが増えている。

しかし今日、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、同時に構造物としての機能を保つ範囲内で部分的な損傷を認めることが必要であると考えられる。これらを満たすため、構造物の特定箇所の部材断面を小さくする RBS 結合³⁾や、構造物の特定箇所の部材に低降伏点鋼を用いる⁴⁾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。また、取り替えが可能な部材を損傷箇所とすることで、地震後に損傷を受けた部材を取り替え、構造物を元の健全性を保った状態に修復することができる。鋼製斜張橋タワーの基部は、大地震後、その影響により塑性化する可能性が大きいと考えられる。鋼製タワーの基部が損傷を受けるということは、大地震後の斜張橋全体の使用性に大きく影響があると考えられることから、大地震に対する斜張橋鋼製タワーの耐震性能を保つ手法が必要となる。また、二面吊鋼製斜張橋タワーの水平梁は、大地震により損傷を受けたあと、他の部材に比べて取り替えが容易であると考えられる。このことから、鋼製斜張橋タワーの水平梁に低降伏点鋼を用いて履歴ダンパーの役割を課すことは有効であると思われる。

そこで本研究は、中空長方形断面と断面内部に垂直補剛材を有する鋼製斜張橋タワーを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への低降伏点鋼の使用の有効性を検討することを目的とする。

2. 解析モデル

2.1. 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岩見沢大橋の鋼製斜張橋タワーを基本モデルとして用いる。岩見沢大橋の鋼製斜張橋タワーの形状はH型で、基本寸法はタワーの高さ $H=68\text{m}$ 、水平梁の設置位置がタワー基部からの高さ $h=48\text{m}$ 、タワー基部の塔柱間隔 $B=18\text{m}$ 、タワー塔頂部の塔柱間隔 $b=13\text{m}$ である。本研究で解析対象とする H 型、A 型、門型タワー形状を図-1 に、寸法を表-1 に示す。タワー塔頂部の塔柱間隔を A 型タワーが $b=3\text{m}$ 、門型タワーが $b=18\text{m}$

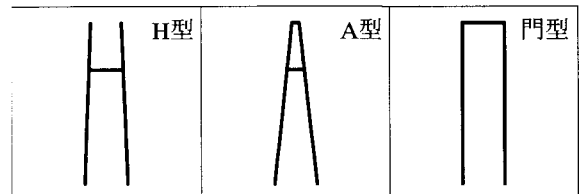


図-1 解析モデル

表-1 解析モデル寸法 (単位: m)

	H型	A型	門型
$H(\text{m})$	68	68	68
$h(\text{m})$	48	48	68
$B(\text{m})$	18	18	18
$b(\text{m})$	13	3	18

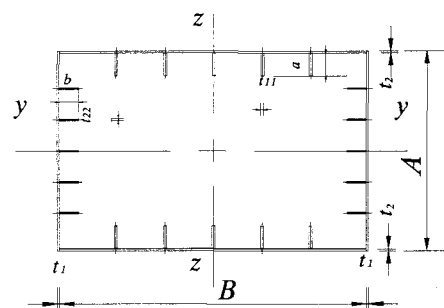


図-2 タワー断面図

表-2 断面諸元 (単位: cm)

C. S. Dim.	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
	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

とし、水平梁の設置位置はタワー基部からの高さを A 型タワーが $h=48\text{m}$ 、門型タワーが $h=68\text{m}$ とする。タワーの高さ、タワー基部の塔柱間隔は H 型タワーから変更しない。各タワー基部は固定としている。各タワー断面は内部に垂直補剛材をもつ中空長方形断面であり、タワーの高さ方向と水平梁には板厚と外形寸法が異なる変断面が採用されている。各断面図と断面寸法の詳細は図-2 と表-2 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、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、補剛桁が橋脚上で直接支持されていることから無視する。

2.2. 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 Newton-Raphson 法を併用した平面骨組のための弾塑性有限変位動的応答解析を 3 次元的に拡張した解析手法を用いる。塑性域のひずみ硬化を 0.01 とし、鋼材は SM490Y を想定する。降伏応力と弾性係数の値はそれぞれ 355MPa、200GPa とする。さらに、損傷箇所とする水平梁に LY100、SM400 を用いることとし、それぞれの降伏応力の値は 100MPa、235MPa である。鋼製タワーの減衰には Rayleigh 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 JR 鷹取駅記録における 3 成分加速度波形を用いる。

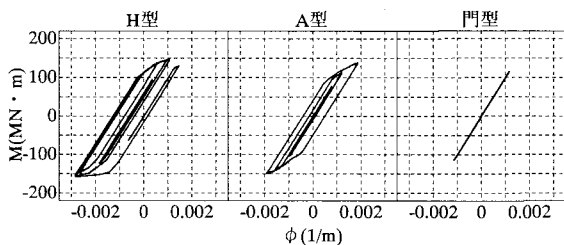


図-3 タワー基部面内の曲げモーメントー曲率

表-3 タワー基部の鉛直反力とせん断力

タワーモデル	鉛直反力(MN)		せん断力(MN)	
	正方向	負方向	橋軸直角方向	橋軸方向
A型	61.81	44.36	12.56	3.10
H型	41.20	16.97	7.92	3.49
門型	23.23	0.79	3.49	3.37

表-4 タワー塔頂部の最大応答変位

タワーモデル	橋軸直角方向変位(m)	橋軸方向変位(m)
A型	0.47	0.42
H型	1.02	0.51
門型	0.98	0.58

3. 解析結果

3.1. 非線形動的応答解析

まず、水平梁に低降伏点鋼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-3 よりタワー基部の曲げモーメントー曲率関係に着目する。A 型と H 型タワーではタワー基部において大きく塑性化することが、また門型タワーでは、タワー基部の変形が弾性領域内に収まることが確認できる。

計算されたタワー基部の鉛直反力とせん断力を表-3 に示す。タワー形状の違いにより、鉛直反力およびせん断力にそれぞれ特徴が見られる。特に、A 型タワー基部の圧縮力と負反力が他のタワーモデルよりも大きくなるのがわかる。A 型タワーの基部では負反力によるアンカーボルトの引き抜きや、自重のおよそ 6 倍の圧縮力による局部座屈が発生する可能性がある。

表-4 よりタワー塔頂部の最大応答変位に着目する。A 型タワーの橋軸直角方向の最大応答変位は H 型、門型タワーのそれに比べ、小さくなっており、H 型、門型タワーの最大応答変位はおよそ 1m である。橋軸方向の最大応答変位はタワー形状の違いによる大きな違いは見られない。

3.2. 低降伏点鋼を用いた非線形動的応答解析

前節の結果から、A 型、H 型タワー基部面内で塑性化することが確認された。次に、A 型、H 型タワーの水平梁に低降伏点鋼を用いる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) 曲げモーメントー曲率関係

図-4 よりタワー基部面内と水平梁端部面内の M- ϕ 関係に着目する。水平梁に SM490Y を使用すると塑性化するタワー基部が、LY100、SM400 を用いることで塑性領域が小さくなる。H 型タワー基部では、LY100 を用いると、塑性化が抑制され弾性領域内に収まることが確認できる。A 型タワー基部では、LY100 を用いても塑性化は抑制されない。しかし、SM490Y を用いる場合と比べると低降伏点鋼を用いることで塑性領域が小さくなることから、タワー基部の損傷レベルは低減するものと思われる。水平梁端部においては、A 型、H 型ともに降伏応力が小さい鋼材を水平梁に用いることで、塑性領域

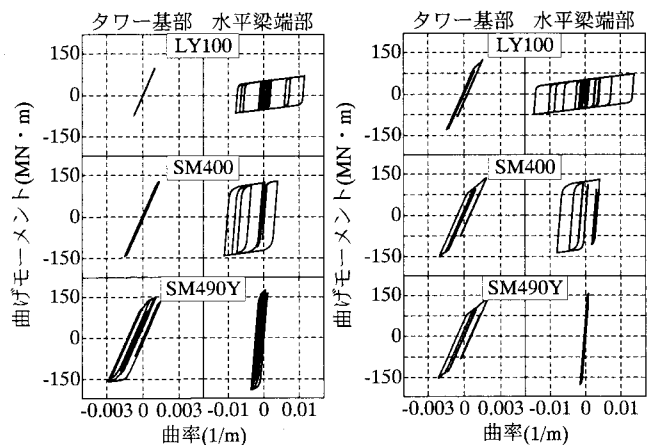


図-4 タワー面内の曲げモーメントー曲率

が大きくなる。このことから、水平梁端部が大きく塑性化することで、塑性ひずみエネルギーが増加し、タワー基部の損傷レベルを低減することができると考えられる。

(2) 応答変位

表-5、図-5 よりタワー塔頂部の応答変位に着目する。H型タワーの水平梁に低降伏点鋼を用いると、橋軸直角方向の最大応答変位が減少することがわかる。水平梁にSM490Yを使用すると橋軸直角方向の最大応答変位は1.02mだが、LY100を使用すると0.79mに減少する。しかし、A型タワーに低降伏点鋼を用いる場合は、最大応答変位に大きな変化は見られない。また、A型、H型タワー共に、橋軸直角方向の最大応答変位には大きな変化は見られない。このことから、低降伏点鋼を水平梁に使用すると、H型タワー塔頂部の橋軸直角方向の最大応答変位を抑制することができると考えられる。しかし、A型タワー塔頂部の橋軸直角方向の最大応答変位は抑制することができない。これは、水平梁端部に低降伏点鋼を用いてもタワー基部の塑性化が抑制されないことが原因であると考えられる。

(3) せん断力と鉛直反力

表-6、図-6 よりタワー基部のせん断力に着目する。水平梁に低降伏点鋼を用いると、橋軸直角方向のせん断力は小さくなる。特にH型タワーの場合、およそ47%減少する。A型タワーのせん断力は、低降伏点鋼を用いることで減少傾向にあるが、時刻歴応答図からは大きな変

表-6 最大せん断力

タワーモデル	せん断力	LY100	SM400	SM490Y
H型	橋軸直角方向(MN)	4.16	6.28	7.92
	橋軸方向(MN)	3.04	3.07	3.49
A型	橋軸直角方向(MN)	10.93	12.08	12.56
	橋軸方向(MN)	3.05	3.14	3.10

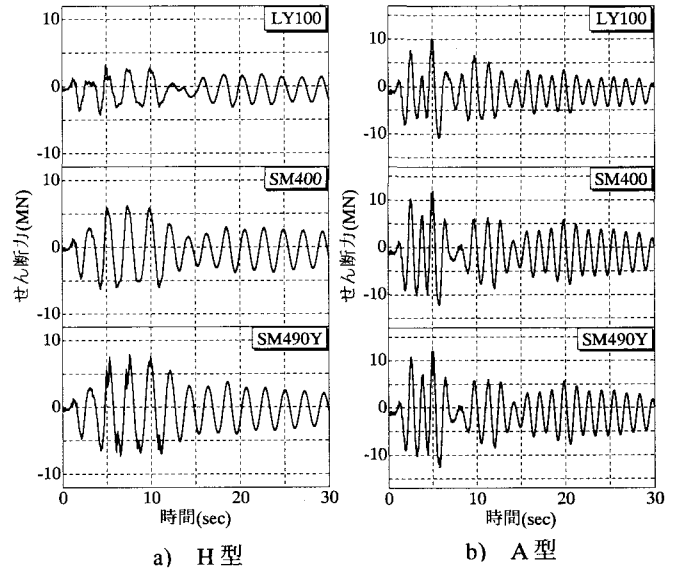


図-6 せん断力時刻歴応答

表-5 最大応答変位

タワーモデル	応答変位	LY100	SM400	SM490Y
H型	橋軸直角方向(m)	0.79	1.00	1.02
	橋軸方向(m)	0.45	0.51	0.51
A型	橋軸直角方向(m)	0.45	0.49	0.47
	橋軸方向(m)	0.43	0.42	0.42

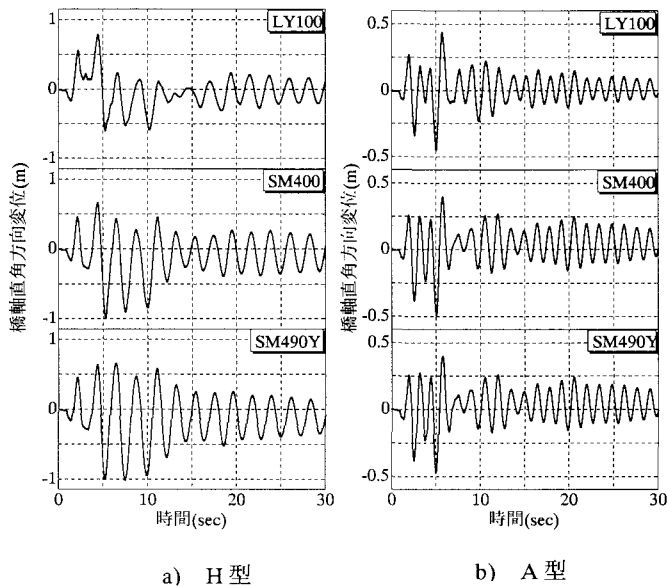


図-5 橋軸直角方向の応答変位時刻歴応答

表-7 最大鉛直反力

タワーモデル	鉛直反力	LY100	SM400	SM490Y
H型	圧縮力(MN)	29.79	38.76	41.20
	負反力(MN)	1.77	11.46	16.97
A型	圧縮力(MN)	60.03	61.34	61.81
	負反力(MN)	35.33	41.70	44.36

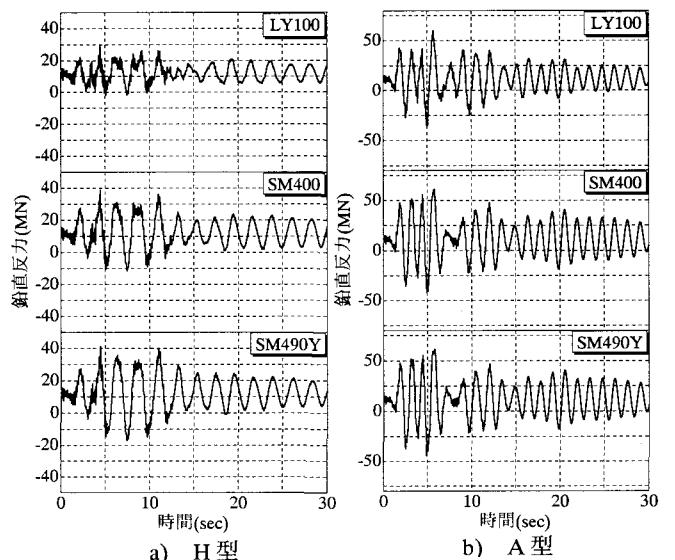


図-7 鉛直反力時刻歴応答

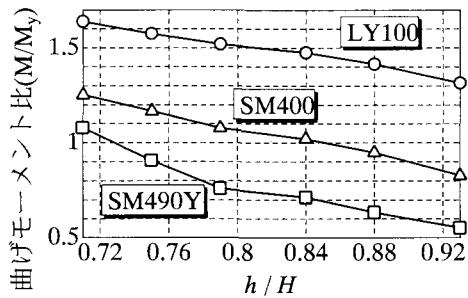


図-8 水平梁端部面内の曲げモーメント比

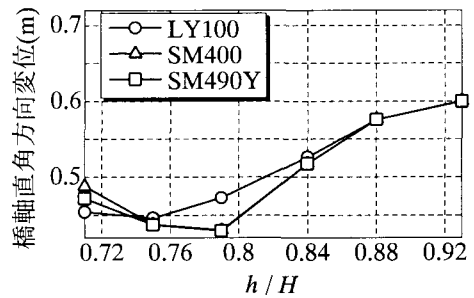


図-10 タワー塔頂部の橋軸直角方向変位

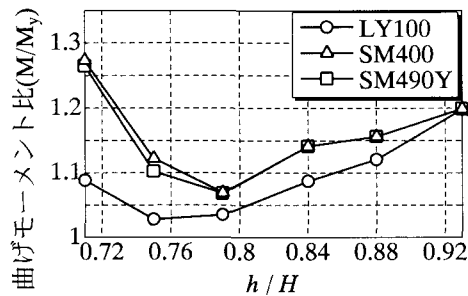


図-9 タワー基部面内の曲げモーメント比

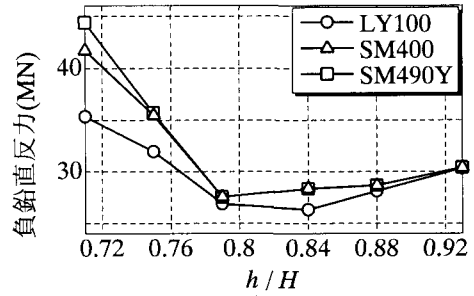


図-11 タワー基部の負反力

化は見られない。橋軸方向のせん断力は、低降伏点鋼の使用に関わらずほぼ一定の値を示し、低降伏点鋼を用いて得られる効果が小さいことがわかる。

表-7、図-7 よりタワー基部の鉛直反力に着目する。A型タワーは負反力や圧縮力が大きいので、タワー基部のアンカーボルトの引き抜き、局部座屈が発生する可能性が考えられる。水平梁に低降伏点鋼を用いると、負反力は小さくなるのが時刻歴応答図から確認できるが、圧縮力には大きな変化が見られない。負反力は LY100 を使用すると、およそ 20%減少する。このことから、低降伏点鋼を用いても、A型タワーでは基部の負反力のみが低減される。H型タワーの場合、負反力、圧縮力共に大きく改善され、特に負反力はおおよそ 90%減少する。

3.3. A型タワーの水平梁設置位置の影響

$h=48\sim 63\text{m}$ ($h/H=0.71\sim 0.93$) の範囲で A型タワーの水平梁の設置位置を検討する。 $h=48\text{m}$ から水平梁の設置位置を高くすると、図-8 より水平梁端部面内の曲げモーメント比は徐々に小さくなる。反対に、図-9 よりタワー基部面内の曲げモーメント比は一度減少するが、再び増加を始める。図-10 よりタワー塔頂部の橋軸直角方向の最大応答変位は、水平梁の設置位置が高くなると、水平梁に使用される鋼種に関係なく増加する。図-11 よりタワー基部の負反力は、水平梁設置位置が高くなるにつれ減少傾向にあるが、大きな値を示す。SM400 と SM490Y を水平梁に用いる場合、設置位置によっては水平梁端部の変形が弾性領域に収まり、水平梁端部は履歴ダンパーとしての役割を發揮していない。また、LY100 を用いても水平梁端部の曲げモーメント比が小さくなると、塑性ひずみエネルギーも小さくなる。これにより、タワー基部の塑性化が抑制されるなどの効果が小さくなる。これより、水平梁の設置位置により低降伏点鋼を用いて得られる効果に変化が現れることがわかる。

4. まとめ

本研究は、鋼製斜張橋タワーを対象とし非線形動的応答解析を行い、耐震性能向上手法として水平梁への低降伏点鋼の使用の有効性を検討した。

H型タワーでは、水平梁端部が早期に塑性化し入力エネルギーを吸収することで、タワー基部の変形を弾性領域に抑えることが可能であると思われる。また、タワー塔頂部の橋軸直角方向の応答変位、タワー基部の橋軸直角方向のせん断力と鉛直反力を抑制することができると思われる。

A型タワーでは、タワー塔頂部の橋軸直角方向の応答変位を抑制することができるが、タワー基部のせん断力と鉛直反力の抑制効果は小さい。また、タワー基部の変形を弾性領域内に抑制することはできないが、タワー基部の損傷レベルを低減することは可能であると思われる。

水平梁端部に低降伏点鋼を用いることは、大地震時での鋼製斜張橋タワーの耐震性能を保つ手法として有効であると思われる。しかしながら、低降伏点鋼を用いた水平梁端部の塑性領域が小さい場合は、水平梁が履歴ダンパーとして得られる効果が十分發揮されないと考えられる。また、タワー形状によっては得られる効果に差が生じる。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、2002.3
- 3) Alan Williams: Seismic Design of Buildings and Bridges.2003
- 4) 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.