

低降伏点鋼を用いた鋼製斜張橋タワーの耐震性能に関する一考察

Consideration on Seismic Performance of Steel Tower of Cable-Stayed Bridge with Low Yield Steel

北海道大学大学院工学研究科      ○ 学生員   田中寿弥(Toshiya Tanaka)  
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      正会員   松本高志(Takashi Matsumoto)  
北海道大学大学院工学研究科      正会員   何興文(Xingwen He)

1. まえがき

斜張橋は、塔から斜めに張られたケーブルにより補剛桁を吊る構造形式である。その構造形式ゆえ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<sup>1)</sup>。しかし、斜張橋はその複雑な構造形式から、地震に対して非常に複雑な振動系を呈することになる。そのため、1995年の兵庫県南部地震のような大規模地震に対する、斜張橋の動的解析を用いて耐震照査を行い、その結果を耐震設計に反映させることが望ましいとされている<sup>2)</sup>。

近年、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である。そこで一部の部材損傷を許すことにより主要部材の損傷を和らげ、耐震性能を確保することが求められている。すなわち、地震による構造物への入力エネルギーを損傷箇所とする特定の部材に集中させ、他の箇所よりも早期に塑性化させる。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。

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、比較的取替えが容易な水平梁を損傷部材として考え、弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて解析を行う。既往の研究より、水平梁の両端に低降伏点鋼であるLY100(降伏応力：100MPa)を用い損傷部材とした場合、最も良い耐震性能が確認されている<sup>3)</sup>。そこで本研究は、様々なタワー形状に対して水平梁両端にLY100を用い、その効果を比較検討する。

2. 解析モデル

2.1 対象とした斜張橋タワー

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、北海道岩見沢市にあるたつぷ大橋の鋼製斜張橋タワーを基本モデルとしている。基本タワーの寸法は、塔の高さ  $H=68\text{m}$ 、塔頂部の塔柱間隔  $b=13\text{m}$ 、塔基部の塔柱間隔  $B=18\text{m}$ 、水平梁は塔基部から高さ  $h=48\text{m}$  の部分に取り付けられ、鋼材には SM490Y が採用されている。

本研究はこのタワーモデルを基本モデルとし、塔頂部間隔、水平梁高さを変化させ、その水平梁の両端 2.5m の部分に低降伏点鋼 LY100 を用いて解析を行う。タワー形状を図-1 に示す。塔頂部間隔は基本モデルの  $b=13\text{m}$  の他に、 $b=3\text{m}$ 、 $b=18\text{m}$  の3種類とする。 $b=3\text{m}$  のモデルは塔頂部を接合しているため A 型、 $b=13\text{m}$ 、 $18\text{m}$  は H 型モデルと呼ぶ。水平梁の高さは、基本モデルの

$h=48\text{m}$  の他に、既往の研究<sup>3)</sup>より入力エネルギーが最も小さな値を示した  $h=68\text{m}$  と、最も大きな値を示したタワーの中央付近( $h=31\text{m}$ )の3種類とする。水平梁の高さ  $h=31\text{m}$ 、塔頂部間隔  $b=3\text{m}$  のモデルを  $h31b3$ 、 $h=31\text{m}$ 、 $b=13\text{m}$  のモデルを  $h31b13$ 、 $h=31\text{m}$ 、 $b=18\text{m}$  のモデルを  $h31b18$ 、 $h=48\text{m}$ 、 $b=3\text{m}$  のモデルを  $h48b3$ 、 $h=48\text{m}$ 、 $b=13\text{m}$  のモデルを  $h48b13$ 、 $h=48\text{m}$ 、 $b=18\text{m}$  のモデルを  $h48b18$ 、 $h=68\text{m}$ 、 $b=3\text{m}$  のモデルを  $h68b3$ 、 $h=68\text{m}$ 、 $b=13\text{m}$  のモデルを  $h68b13$ 、 $h=68\text{m}$ 、 $b=18\text{m}$  のモデルを  $h68b18$  とする。さらに、斜張橋タワーの全ての部材が SM490Y 材で構成される場合をモデル a、水平梁端部 2.5m に LY100 を用いた場合をモデル b とする。

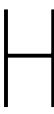
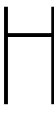
|                | A 型<br>$b=3\text{m}$                                                                         | H 型<br>$b=13\text{m}$                                                                          | H 型<br>$b=18\text{m}$                                                                          |
|----------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------|
| $h=31\text{m}$ |  $h31b3$ |  $h31b13$ |  $h31b18$ |
| $h=48\text{m}$ |  $h48b3$ |  $h48b13$ |  $h48b18$ |
| $h=68\text{m}$ |  $h68b3$ |  $h68b13$ |  $h68b18$ |

図-1 タワー形状

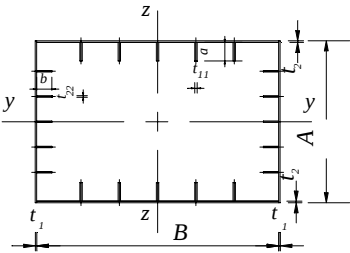


図-2 タワー断面

表-1 断面諸元(単位:cm)

| C.S.<br>Dim. |  | Outer dimension |     |                |                | Stiffener dimension |    |                 |                 |
|--------------|--|-----------------|-----|----------------|----------------|---------------------|----|-----------------|-----------------|
|              |  | A               | B   | t <sub>1</sub> | t <sub>2</sub> | a                   | b  | t <sub>11</sub> | t <sub>22</sub> |
| Tower parts  |  | 240             | 350 | 2.2            | 3.2            | 25                  | 22 | 3.6             | 3.0             |
|              |  | 240             | 350 | 2.2            | 3.2            | 22                  | 20 | 3.2             | 2.8             |
|              |  | 240             | 350 | 2.2            | 2.8            | 20                  | 20 | 2.8             | 2.2             |
|              |  | 270             | 350 | 2.2            | 2.6            | 31                  | 22 | 3.5             | 2.4             |

一方、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、位置により板厚と外形断面が異なる変断面が採用されている。タワー断面は図-2、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、解析ではそれぞれを水平ばね要素にモデル化する。補剛材の死荷重についてはケーブルの定着部に鉛直下向きに作用させている。なお、補剛材から斜張橋タワーに作用する慣性力は、補剛材が橋脚によって直接支持されていることから無視する。

## 2.2 地盤構造のモデル化

斜張橋では、橋脚と地盤間で生じる動的相互作用の影響が大きいので、橋脚部の地盤構造や地盤特性を無視できない。そこで本研究では、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・質量からなる質点系で表現したモデルである。この骨組系ばねモデルにギャップ要素を加えることで、基礎の真下部分の地盤ばねの基礎に対する引張力を無効化する。骨組系ばねモデル、およびギャップ要素について図-3 に示す。各層の地盤構造を表現する地盤ばねのばね定数は、図-4、5 に示される基礎に沿った地盤と基礎の真下の地盤状態によって求めることとする<sup>4)</sup>。地盤特性のモデル化には図-6 で示す Hardin - Drnevich モデル(HD モデル)を用いている。HD モデルの骨格曲線は次の(1)式で与えられる。

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

ここで、 $G_0$  は初期せん断係数、 $\tau$  はせん断応力、 $\gamma_{\max}$  は最大せん断ひずみ、 $\gamma_r$  は基準ひずみ、 $\gamma$  はせん断ひずみとする。また、履歴曲線は(2)式のように表される。

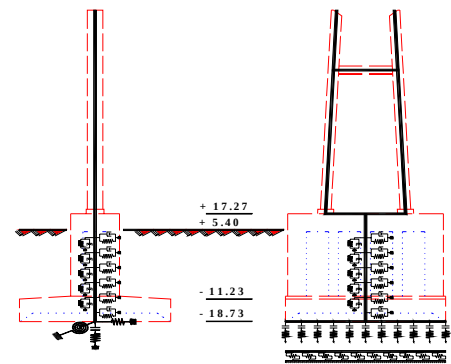
$$\tau \pm \tau_m = G_0 (\gamma \pm \gamma_m) / \{1 + |(\gamma \pm \gamma_m) / 2 \gamma_r|\} \quad (2)$$

ここで、 $(\gamma_m, \tau_m)$  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。

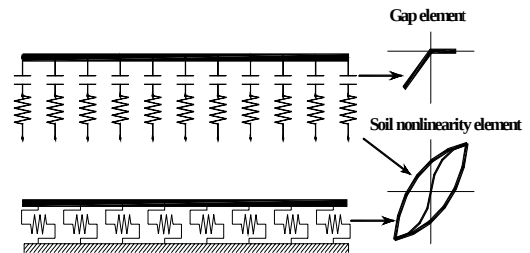
## 2.3 解析方法と入力地震波

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  $\beta$  法( $\beta=0.25$ )および修正 Newton - 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 - ひずみ関係をパイリニア型にモデル化し、塑性域のひずみ硬化を 0.01 としている。基本鋼材は SM490Y を想定し、降伏応力を 355MPa、弾性係数を 200GPa 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は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。剛性タワーの減衰には Rayleigh 減衰を採用し、減衰定数は1次固有振動モードの面内、面外に対してそれぞれ2%とした。入力地震波には兵庫県南部地震における JR 鷹取駅記録の3成分加速度波形を採用した。地震波の時刻歴加速度成分を図-7 に示す。本研究では、N-S 成分を橋軸方向に、E-W 成分を橋軸直角方向に、U-D 成分を鉛直方向に入力した。



(a) 骨組系ばねモデル



(b) ギャップ要素と地盤ばね

図-3 地盤構造のモデル化

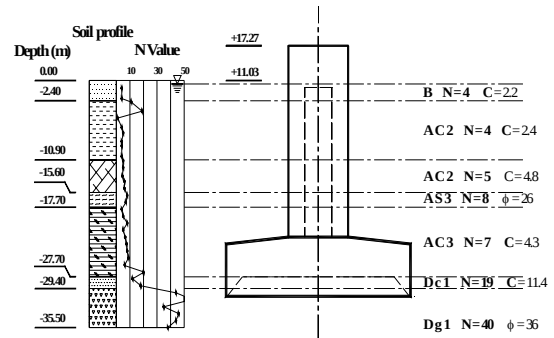


図-4 橋脚に沿った地盤状態

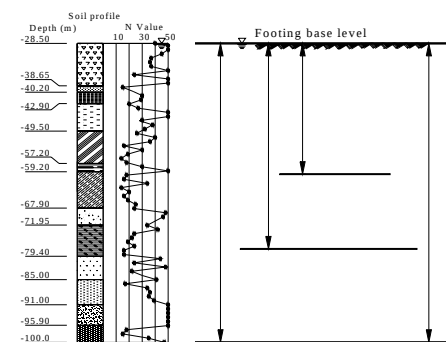


図-5 フーチング基部真下の地盤状態

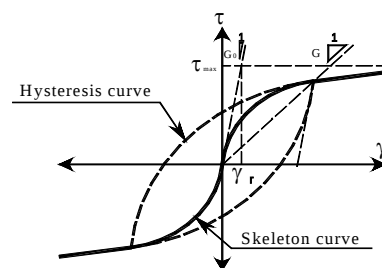


図-6 Hardin-Drnevich モデル

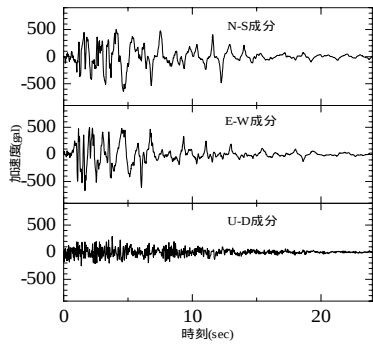


図-7 鷹取駅観測波の時刻歴加速度成分

### 3. 動的応答性状

#### 3.1 水平梁端部における曲げモーメント - 曲率関係

水平梁端部の曲げモーメント - 曲率関係を図-8 に示す。タワー全部材に SM490Y 材を用いたモデルは、水平梁の高さが低くなるほど最大曲げモーメント、塑性ループが大きくなる。また、塔頂部が接合されている A 型タワー ( $b=3\text{m}$ ) の履歴ループは、H 型タワー ( $b=13\text{m}, 18\text{m}$ ) とくらべ小さい。しかし、水平梁端部に LY100 を用いたモデルの履歴ループの大きさはこれに比例せず、塔頂部間隔が狭いほど、そして水平梁の高さが低いほど大きな履歴ループを描く。水平梁高さ  $h=68\text{m}$  の 2 つは LY100 を用いても履歴ループは小さくエネルギー吸収は期待できない。

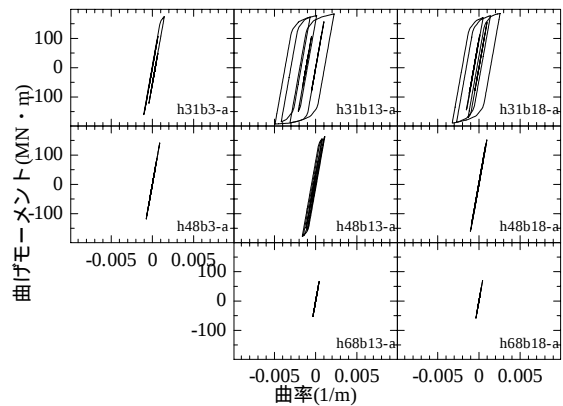
#### 3.2 塔基部における曲げモーメント - 曲率関係

塔基部の曲げモーメント - 曲率関係については図-9 に示す。まず、タワー全部材に SM490Y 材を用いたモデルについて考察する。A 型タワー ( $b=3\text{m}$ ) と水平梁高さ  $h=48\text{m}$  のモデルにおいて塔基部の塑性が確認できる。 $h=31\text{m}$  のモデルは入力エネルギーが大きいため、塑性化の可能性を示していたが弾性領域内に収まっている。これは、LY100 を用いていないモデルにおいても  $h31b13$  と  $h31b18$  の水平梁端部で大きな履歴ループを描いていたために塔基部の負担を軽減したと考えられる。

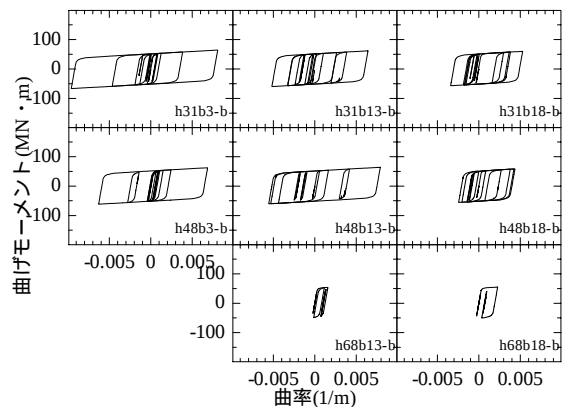
LY100 を水平梁端部に用いたモデルに関しては、全てのモデルの塔基部の変形が弾性領域内に収まっていることが確認できる。このことから、水平梁端部が大きく塑性化することで塑性ひずみエネルギーが増加し、タワー基部の損傷レベルを低減できると考えられる。

#### 3.3 塔基部における応答鉛直反力

塔基部の最大応答鉛直反力については、表-2,3 に示す。タワー全部材に SM490Y 材を用いたモデルは、正反力(圧縮力)、負反力(引張力)ともに塔頂部間隔が狭いほど、そして水平梁高さが低いほど大きな値を示している。中でも、塔頂部が接合されている A 型タワーは H 型タワーに比べ非常に大きな値を示している。次に LY100 を水平梁端部に用いたモデルと比較する。水平梁の高さ  $h=31\text{m}, 48\text{m}$  のモデルは LY100 を用いたモデルの方が大幅に減少している。これに対し水平梁の高さ  $h=68\text{m}$  のモデルは、LY100 を水平梁端部に使用してもほぼ違いが見られない。これは、水平梁端部の曲げモーメント - 曲率関係のグラフにおいて、 $h=31\text{m}, 48\text{m}$  のモデルは大きな履歴ループを描き水平梁端部でエネルギーを吸収した

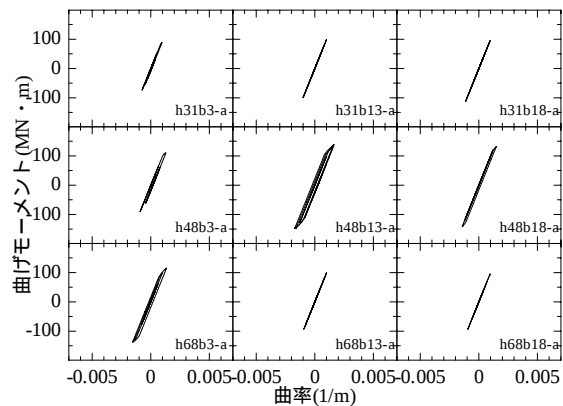


(a) タワー全部材 SM490Y(モデル a)

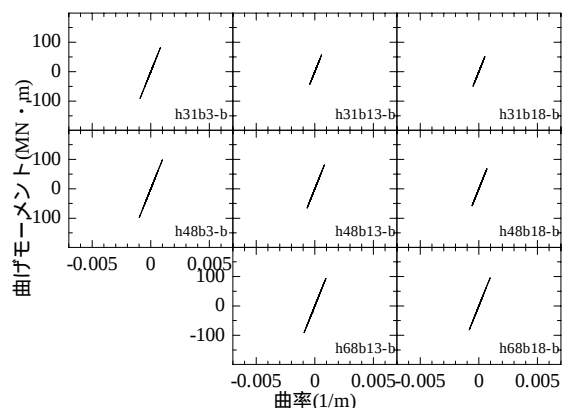


(b) 水平梁端部 LY100(モデル b)

図-8 水平梁端部 M -  $\phi$  関係



(a) タワー全部材 SM490Y(モデル a)



(b) 水平梁端部 LY100(モデル b)

図-9 塔基部 M -  $\phi$  関係

のに対し、 $h=68\text{m}$  のモデルの履歴ループは小さく鉛直反力を抑制できなかったものと考えられる。A 型タワーと H 型タワーをくらべると、H 型タワーの方が効果が大きいことがわかる。

### 3.4 塔頂部における応答変位

塔頂部の応答変位については図-10 に示す。まず、タワー全部材に SM490Y 材を用いたモデルについて考察する。A 型タワー( $b=3\text{m}$ )は H 型タワー( $b=13\text{m}, 18\text{m}$ )にくらべ変位は小さい。これは、A 型タワーの塔頂部が接合しているため、塔面内の剛性が高くなったものと考えられる。次に LY100 を水平梁端部に用いたモデルと比較する。水平梁の高さ  $h=31\text{m}, 48\text{m}$  のモデルは LY100 を用いたモデルの方が大幅に減少している。これに対し水平梁の高さ  $h=68\text{m}$  のモデルは、LY100 を水平梁端部に使用してもほぼ違いが見られない。これは、水平梁端部の M -  $\phi$  関係のグラフにおいて、 $h=31\text{m}, 48\text{m}$  のモデルは大きな履歴ループを描き水平梁端部でエネルギーを吸収したのに対し、 $h=68\text{m}$  のモデルの履歴ループは小さく塔頂部変位は抑制されなかったものと考えられる。A 型タワーと H 型タワーを比べると、H 型タワーの方が効果が大きいことがわかる。また、水平梁端部に LY100 を用いたモデルにおいて  $h=31\text{m}, 48\text{m}$  の H 型モデルは残留変位を生じているが、水平梁端部が大きく塑性したために発生したものだと考えられる。しかし、この残留変位は、道路橋示方書で規定される残留変位の許容値  $h/100$  ( $h$ :塔高)を大きく超えることはないことから耐震設計上問題はないものと考えられる<sup>2)</sup>。

### 4. まとめ

本研究では、様々なタワー形状に対して水平梁両端 2.5m に LY100 を使用し、その効果を比較した。タワー形状は基本モデル( $b=13\text{m}$ )の他に A 型( $b=3\text{m}$ )、H 型( $b=18\text{m}$ )の 3 種類、水平梁高さは  $h=31\text{m}, 48\text{m}, 68\text{m}$  の 3 種類を組み合わせた計 9 種類のモデルを採用した。

水平梁の高さが 31m、48m のモデルは水平梁端部に LY100 を使用した場合、水平梁端部の曲げモーメント - 曲率関係の履歴ループは大きくなり、塔基部、塔頂部における応答は減少した。このことより、LY100 がエネルギー吸収部材として機能したと言える。その中でも A 型は H 型( $b=13\text{m}, 18\text{m}$ )よりもその効果は小さい。これは、塔頂部が剛結合されていることによるものと考えられる。一方、水平梁の高さが 68m のモデルは、LY100 を水平梁端部に使用してもほとんど差がなかった。

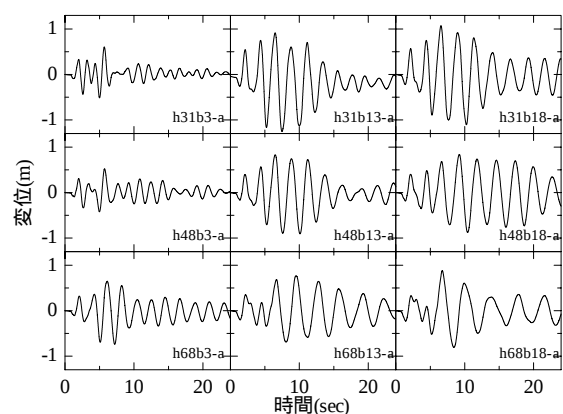
以上より、水平梁端部に大きな曲げモーメントが作用するモデルに対し、その箇所に低降伏点鋼 LY100 を用いることは、大地震時における耐震性能向上に有効である。しかし、水平梁高さ  $h=68\text{m}$  のモデルのように水平梁端部に大きな曲げモーメントが作用しないモデルに対しては、LY100 を用いてもエネルギー吸収部材としての役割を果たさず効果は小さい。このことから、斜張橋タワーにエネルギー吸収部材として LY100 を含む水平梁を設置する際、その高さが最も重要になるだろう。また、塔頂部が接合されている A 型タワーより、塔頂部が接合されていないモデルのほうが LY100 の効果が大きいことが確認できた。

表-2 塔基部最大鉛直正反力(単位:MN)

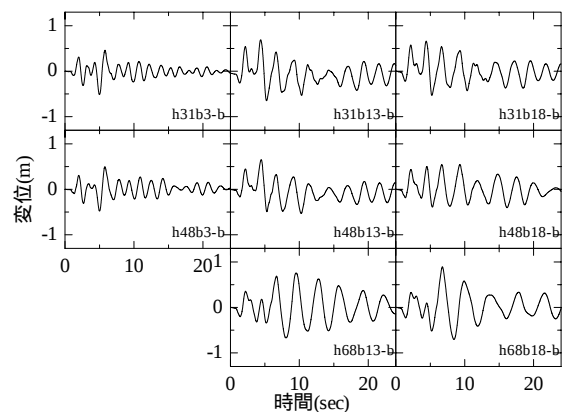
|                | A 型<br>( $b=3\text{m}$ ) |       | Original<br>( $b=13\text{m}$ ) |       | H 型<br>( $b=18\text{m}$ ) |       |
|----------------|--------------------------|-------|--------------------------------|-------|---------------------------|-------|
|                | a                        | b     | a                              | b     | a                         | b     |
| $h=31\text{m}$ | 72.25                    | 52.51 | 42.16                          | 27.88 | 39.52                     | 26.83 |
| $h=48\text{m}$ | 58.73                    | 52.36 | 40.60                          | 29.84 | 34.83                     | 27.20 |
| $h=68\text{m}$ | 54.14                    |       | 26.59                          | 26.53 | 26.32                     | 26.10 |

表-3 塔基部最大鉛直負反力(単位:MN)

|                | A 型<br>( $b=3\text{m}$ ) |       | Original<br>( $b=13\text{m}$ ) |      | H 型<br>( $b=18\text{m}$ ) |      |
|----------------|--------------------------|-------|--------------------------------|------|---------------------------|------|
|                | a                        | b     | a                              | b    | a                         | b    |
| $h=31\text{m}$ | 40.49                    | 27.76 | 22.82                          | 4.59 | 18.89                     | 3.49 |
| $h=48\text{m}$ | 24.35                    | 23.29 | 21.64                          | 5.90 | 9.41                      | 3.47 |
| $h=68\text{m}$ | 29.09                    |       | 3.29                           | 3.29 | 1.42                      | 1.42 |



(a) タワー全部材 SM490Y(モデル a)



(b) 水平梁端部 LY100(モデル b)

図-10 塔頂部応答変位

### 参考文献

- 1) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、耐震設計編、2002。
- 3) Shehata E.abdel Raheem and Toshiro Hayashikawa : Parametric study on steel tower seismic response of cable-stayed bridges under great earthquake ground motion・Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol.20, No.1, pp.1-17, 2003。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、下部構造編、2002。