

# 動的相互作用を考慮した鋼斜張橋タワーの非線形地震応答解析

Nonlinear Seismic Response Analysis of Steel Towers of Cable-Stayed Bridge with Dynamic Interaction

北海道大学大学院工学研究科  
北海道大学工学部土木工学科  
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 吉田 裕亮 (Yusuke Yoshida)  
シエハタ エルラハム (Shehata E. Abdel Raheem)

## 1. まえがき

1995年1月に発生した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改訂された<sup>1,2)</sup>。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。

一方、斜張橋は補剛桁、ケーブル、塔から構成されており、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<sup>3)</sup>。このような理由から斜張橋は高い需要を得ている。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、大規模地震動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。しかし、兵庫県南部地震以降、鋼製橋脚の耐震性能に関する研究は数多くなされているが、鋼斜張橋タワーに関する研究は比較的数少ない。

また、支間長の長い橋梁構造物は、橋脚ごとの地盤状態の違いがあるため、地盤の動的相互作用の影響が大きい。動的相互作用は、基礎と地盤の地震時の現象として存在するため、耐震安全性の確保の観点から見ても地盤変位の影響について設計に取り入れることが望まれる<sup>4)</sup>。さらに、動的相互作用の影響は、地盤条件はもとより基礎形式や上部構造との関連において決定されるため、地盤・基礎・構造物の条件を考慮して、それらの特徴に応じてその影響を設計に導入することが必要となる。しかし、橋梁全般において上部構造を対象とした地震応答解析は比較の数多くなされているが、下部構造および地盤を含めた鋼斜張橋タワーの動的相互作用に関する研究は数少ないのが現状である。

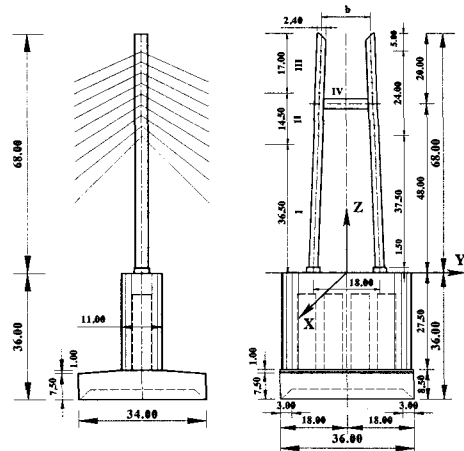
そこで本研究は、中空長方形断面と断面内部に溶接された垂直補剛材を有する鋼斜張橋タワーを3次元立体骨組構造にモデル化し、幾何学非線形性と鋼材の降伏を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて地盤と橋脚の動的相互作用を考慮したタワーモデルに対して非線形動的応答解析を行い、地盤モデルとタワー形状の変化、および動的相互作用が地震応答性状に与える影響について比較検討する。

## 2. 地震応答解析

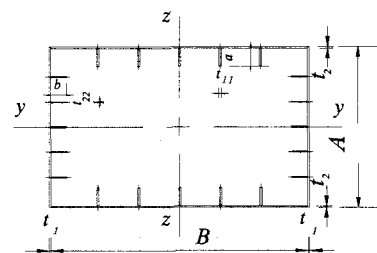
### 2.1 対象とした鋼斜張橋

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、その塔頂部の塔柱間隔を変化させたものを用いる。基本モデルのタワー形状を図-1に示す。基本寸法は、タワーの高さ68m、タワー基部の塔柱間隔18m

とし、水平梁はタワー基部から高さ48mの場所に取り付けられている。タワー塔頂部の塔柱間隔を $b$ とし $b=3m$ 、13m、18mの計3パターンを用いて解析を行う。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。



(a) タワー形状

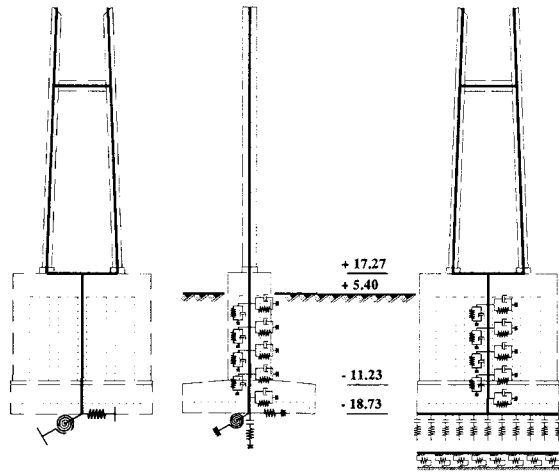


(b) タワー断面

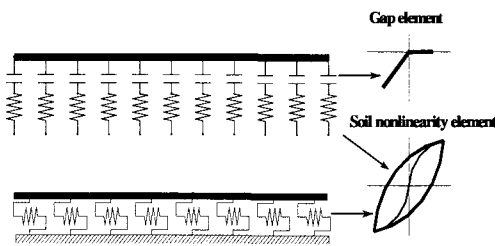
図-1 岩見沢大橋の鋼製タワー

表-1 断面諸元 (単位: cm)

C. S. 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	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



(a)集約ばねモデル (b)骨組系ばねモデル



(c)ギャップ要素と地盤ばね  
図-2 地盤構造のモデル化

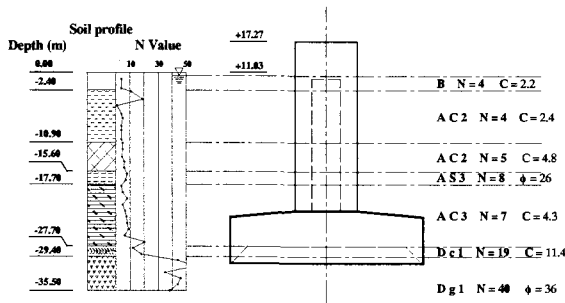


図-3 橋脚に沿った地盤の状態

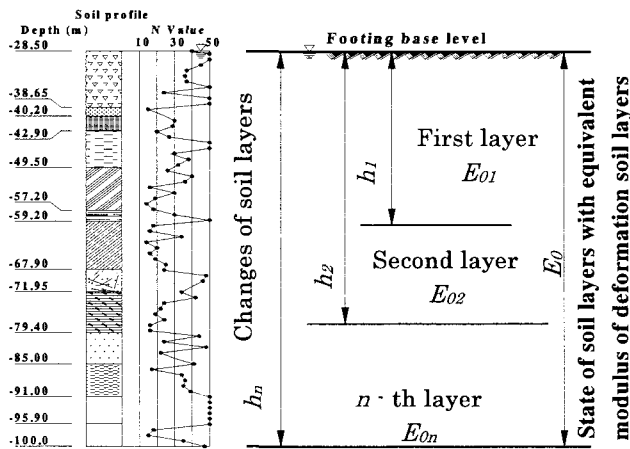


図-4 フーチング基礎真下の地盤

## 2.2 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、次の3パターンを用いる。

Case1: 集約ばねモデル

Case2: 骨組系ばねモデル

Case3: 骨組系ばねモデル+ギャップ要素

集約ばねモデルは、基礎の運動を並進と回転に限り、単純化した地盤モデルを仮定して、その動的な効果を並進および回転ばねとして算定するモデルである。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。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にある地盤ばねの基礎に対する引張力を無効化する。集約ばねモデル、骨組系ばねモデル、およびギャップ要素を図-2に示す。ばね定数は図-3、4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。

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-5に示す。HDモデルの骨格曲線は次式で与えられる。

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

ここで、 $G_0$ は初期せん断係数、 $\tau$ はせん断応力、 $\tau_{\max}$ は最大せん断応力、 $\gamma_r$ 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。

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

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される。

## 2.3 解析方法

本研究では、鋼材の降伏と幾何学非線形性を考慮した、はり柱要素の有限要素法とNewmark $\beta$ 法および修正Newton-Raphson法を併用した解析手法を用いる。接線剛性マトリックスは材料の非線形性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、鋼材の応力-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を0.01、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2のはり柱要素より構成され、鋼製タワーの要素分割数は46とした。このはり柱要素の断面方向の塑性化については、断面分割されたファイバー要素で表す。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、E-W波は橋軸方向に、N-S波は橋軸直角方向に入力する。

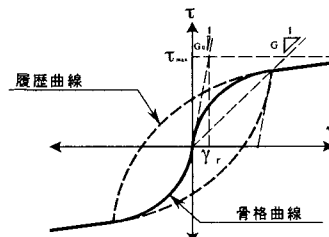


図-5 Hardin-Drnevichモデル

表 - 2 タワー塔頂部面内の最大変位 (単位 : m)

地盤構造の モデル化	タワー形状		
	$b=3.0\text{m}$	$b=13.0\text{m}$	$b=18.0\text{m}$
Case1	0.66	0.97	0.89
Case2	0.63	0.95	0.86
Case3	0.63	0.94	0.86

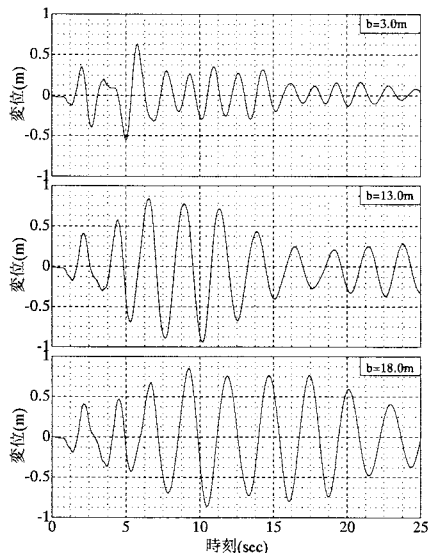


図 - 6 タワー塔頂部の時刻歴応答変位

### 3. 数値計算結果

#### 3.1 タワー塔頂部の変位

タワー塔頂部における橋軸直角方向の最大変位を表 - 2 に、Case3 の時刻歴応答変位を図 - 6 に示す。これより、 $b=3.0\text{m}$  では最大変位と時刻歴応答変位の両方が最も小さくなるのがわかる。しかし、 $b=13.0\text{m}$  と  $b=18.0\text{m}$  を比較すると、最大変位は  $b=13.0\text{m}$  が最も大きくなっているが、全体を通して  $b=13.0\text{m}$  よりも  $b=18.0\text{m}$  が大きく揺れていることがわかる。 $b=18.0\text{m}$  が大きく揺れるのは、塔柱間隔が広がれば固有振動数が小さくなるので変位が大きくなるためと考えられる。また、Case1 に比べて Case2、3 の最大変位が若干ではあるが減少している。これは、地盤の履歴によってエネルギー消失が起こるためと思われる。

#### 3.2 タワー基部の鉛直反力およびモーメントと曲率

タワー基部の最大鉛直反力の関係を図 - 7 に示す。これより引張力、圧縮力ともに塔頂部の塔頂間隔が広がれば小さくなるのがわかる。また、Case1 に比べて Case2、3 の引張力、圧縮力ともに若干減少していることが確認できる。これは地盤-基礎の境界面での非線形性がタワーの反力を軽減する効果があるためと考えられる。

またタワー基部面内の曲げモーメントと曲率との関係を図 - 8 に示す。これより、すべてのタワー形状で塑性領域が見られる。この中でも、 $b=13.0\text{m}$  のタワーが最も大きな履歴ループを描き、損傷が他と比べて大きいと思われる。また、 $b=3.0\text{m}$  のタワーは塑性化しているものの、他の塔柱間隔のタワーに比べて履歴応答が小さく、損傷がもっとも小さいと考えられる。

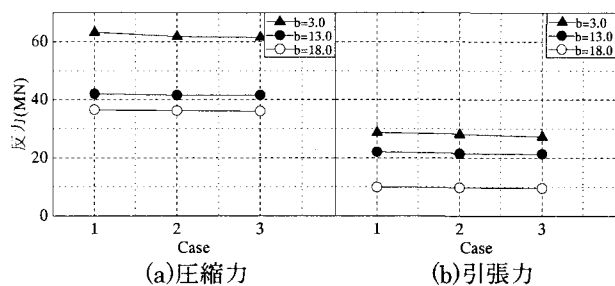
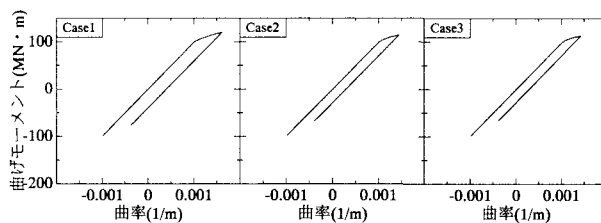
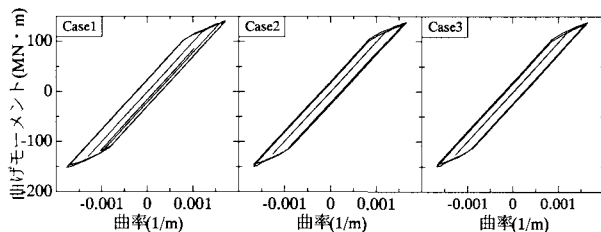


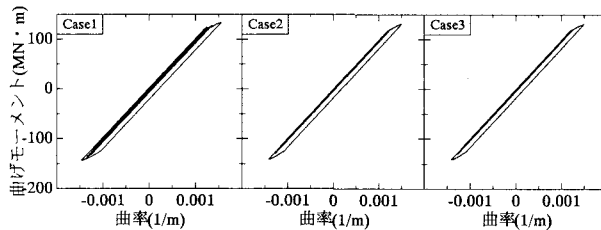
図 - 7 タワー基部の最大鉛直反力



(a)  $b=3.0\text{m}$



(b)  $b=13.0\text{m}$



(c)  $b=18.0\text{m}$

図 - 8 タワー基部面内の曲げモーメントと曲率

#### 3.3 フーチングの鉛直変位および鉛直反力

フーチング基部の塔面内左右両端における時刻歴鉛直変位を図 - 9 に、フーチング基部の左右両端の時刻歴鉛直反力を図 - 10 に示す。これより右端と左端で鉛直変位と鉛直反力のどちらもほぼ対称になっていることがわかる。このことよりフーチング基部でのロッキング振動が確認できる。また、鉛直変位は塔頂部の塔柱間隔が狭まるほど大きくなっている。そして、Case3 で鉛直変位は正方向に非常に大きくなるのがわかる。これはギャップ要素によって基礎の真下にある地盤ばねの引張力が無効化されるために、基礎の浮き上がりが大きくなるためと思われる。次に、鉛直反力は塔柱間隔が狭まるほど大きくなる傾向がある。また、Case3 では正方向の力、つまり引張力が発生しない。これは、ギャップ要素によって基礎の真下にある地盤ばねの引張力が無効化されているので、その反力が発生しないためである。

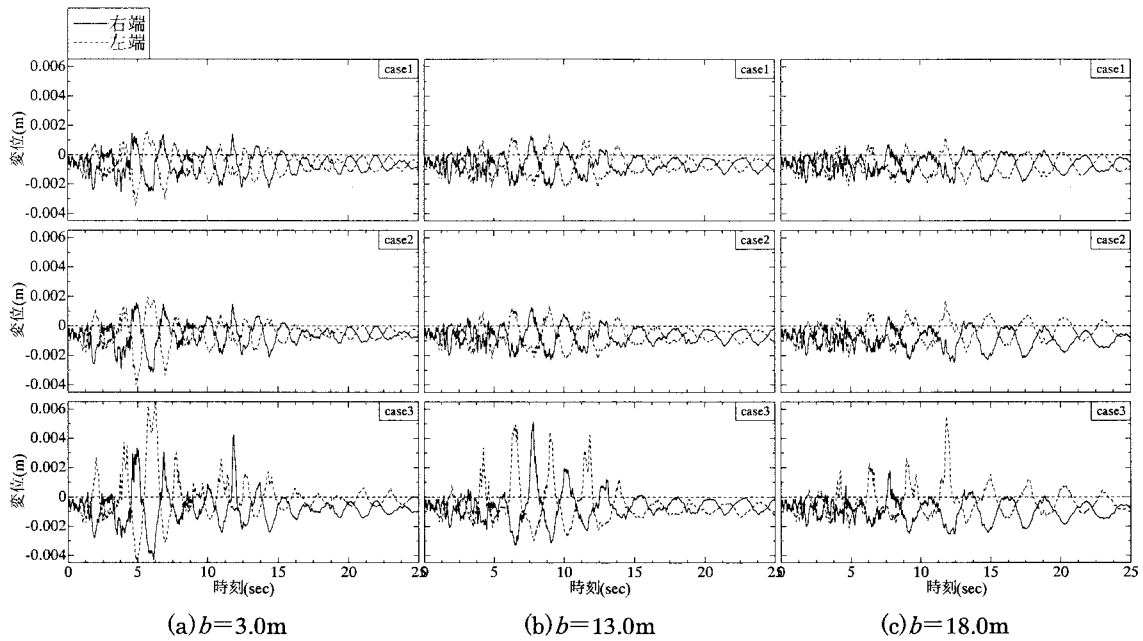


図 - 9 フーチング基部の鉛直変位

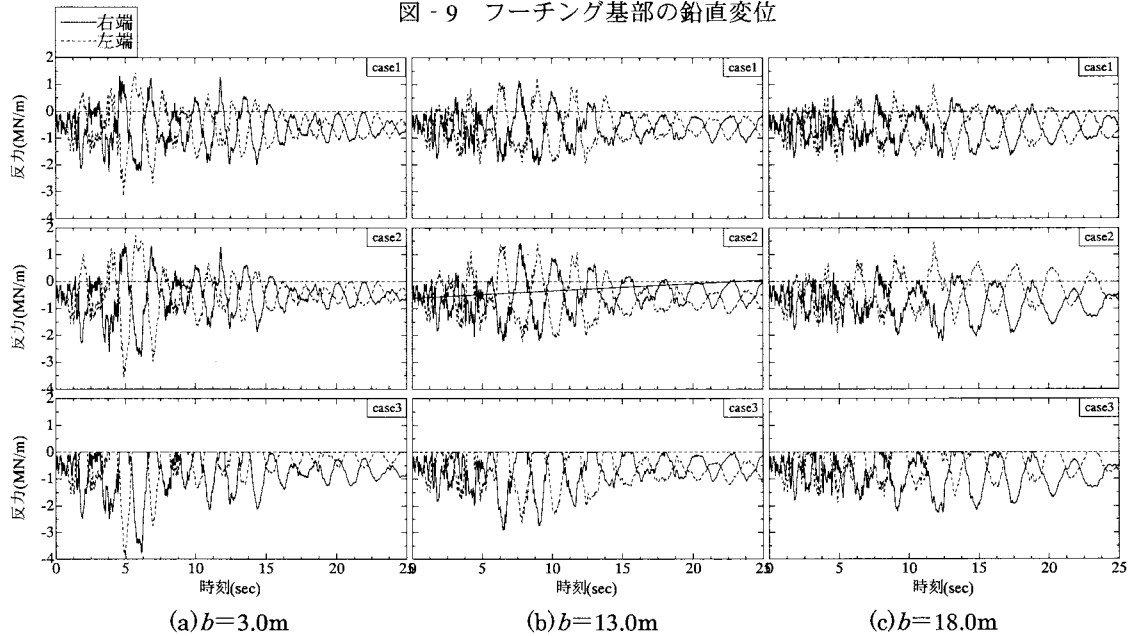


図 - 10 フーチング基部の鉛直反力

#### 4. あとがき

本研究は鋼斜張橋タワーを対象とし、地盤と橋脚の動的相互作用を考慮したタワーモデルに対して非線形動的応答解析を行い、地盤モデルとタワー形状の変化、および動的相互作用が地震応答性状に与える影響について比較検討した。

タワー形状によって塔頂部の応答水平変位が大きく異なり、塔柱間隔が広がるにつれて変位も大きくなることが確認できた。タワー基部面内の曲げモーメントと曲率の関係については、すべてのタワー形状で塑性化した。その中で、 $b=3.0\text{m}$ のタワーが塑性化したものの、他のタワーに比べて損傷が少ないことが認められた。しかし、タワー基部の鉛直反力は塔柱間隔が狭まるほど大きくなるため、アンカーボルトの浮き上がりが懸念され、設計時には十分注意が必要と思われる。フーチング基部では

鉛直変位、鉛直反力ともに塔柱間隔が広がるほど小さくなった。これより地盤内での地震時挙動については塔柱間隔が広い方が良好と思われる。また、上部構造の応答に対して、ギャップ要素の有無による違いがそれほど出てこなかったが、これは本研究で使用した地盤がⅡ種地盤の中でも良好なものだったため基礎の浮き上がりがそれほど如実に出てこなかったためと考えられる。

#### 【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示法書・同解説、Ⅴ耐震設計編、1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋示法書・同解説、Ⅴ耐震設計編、2002.3
- 3) 林川俊郎：橋梁工学、朝倉書店、2000.4
- 4) 土木学会：橋の動的耐震設計、2003.3