

動的相互作用を考慮した鋼斜張橋タワーの大地震時応答とその低減対策

Seismic Response of Steel Tower of Cable-Stayed Bridge with Dynamic Interaction and Reduction of Earthquake Forces

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 ○永田 克司 (Katsushi Nagata)
 北海道大学大学院工学研究科 学生員 吉田 裕亮 (Yusuke Yoshida)
 メール: オマール(Mohamed Omar)

1. まえがき

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震において、鋼製橋脚などの土木構造物が大きな被害を受けた¹⁾。これに対して、従来の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 月の 2 度にわたり道路橋示方書が改訂された^{2) 3)}。これらの改訂により、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、構造物の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う手法が従来は採用されてきた。しかし、想定される大地震に対して、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ような耐震設計は今日では困難となっており、構造物の剛性を向上させるだけで大地震に抵抗するには限界がある。そのため、構造物の強度を向上させることと同時に、構造物の機能を損なわない範囲内で一部の部材に損傷を認めることが必要である。これらの要求を満たすため、特定箇所の部材に低降伏点鋼を用いる他に、特定箇所の部材断面を小さくする RBS 結合(Reduced Beam Section Connection)を用い、故意に他の箇所よりも早期に塑性化を生じさせることで塑性ひずみエネルギー吸収をすることが可能である。これにより、塑性化が発生しやすい構造物の基部の塑性化を抑制し、構造物全体の健全性を維持できると考えられる。

一方、斜張橋はその支間長が増大するほど複雑な振動を生じることから、斜張橋の大地震時動的応答を正確に把握し、耐震性能を向上させることが必要である。また、支間長の長い斜張橋の場合、橋脚により地盤状態の相違があることから、地震時に基礎と地盤との間で生じる動的相互作用の影響が大きい。さらに、動的相互作用は地盤状態のみによらず基礎形式や上部構造とも関連性をもつことから、斜張橋タワーの耐震性能を考える際には地盤・基礎・上部構造の条件を考慮する必要がある。

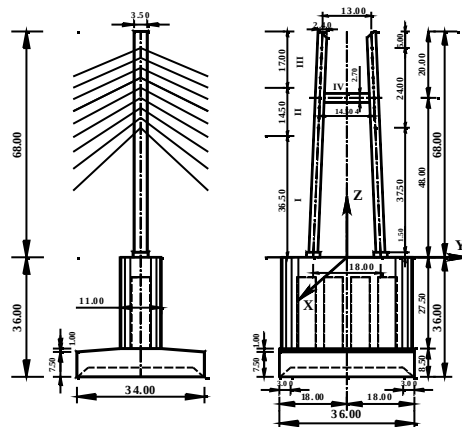
そこで本研究は、中空長方形断面と断面内部に垂直補剛材を有する鋼製斜張橋タワーを 3 次元立体骨組構造にモデル化し、幾何学非線形性と鋼材の降伏を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析法を用いて解析を行い、動的相互作用が地震応答に及ぼす影響の検討と、水平梁への低降伏点鋼の使用による耐震性能向上の検討を行う。

2. 解析モデル

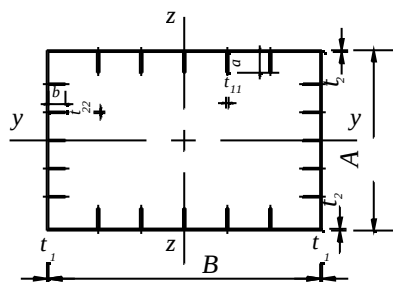
2.1 対象とした斜張橋タワー

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たっぷ大橋の鋼製斜張橋タワーを基本モデルとして用いる。タワー形状を図-1 に示す。タワー

の寸法は、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、水平梁はタワー基部から 48m の部分に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。



(a) タワー形状

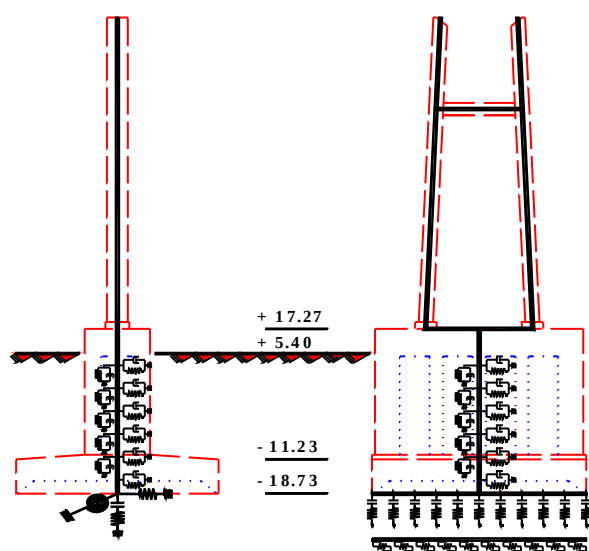


(b) タワー断面

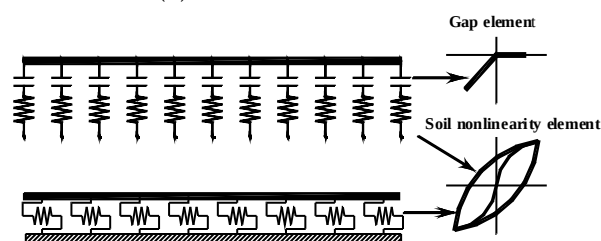
図-1 たっぷ大橋の鋼製斜張橋タワー

表-1 断面諸元(単位:cm)

C.S. Dim.		Outer dimension				Stiffener dimension			
		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>t₁</i>	<i>t₂</i>	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>t₁₁</i>	<i>t₂₂</i>
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)骨組系ばねモデル



(b)ギャップ要素と地盤ばね

図-2 地盤構造のモデル化

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。骨組系ばねモデル、およびギャップ要素について図-2に示す。それぞれのばねのばね定数は、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-5に示す。HDモデルの骨格曲線は次式で与えられる。

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

ここで、 G_0 は初期せん断係数、 τ はせん断応力、 γ_{max} は最大せん断ひずみ、 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。

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

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。

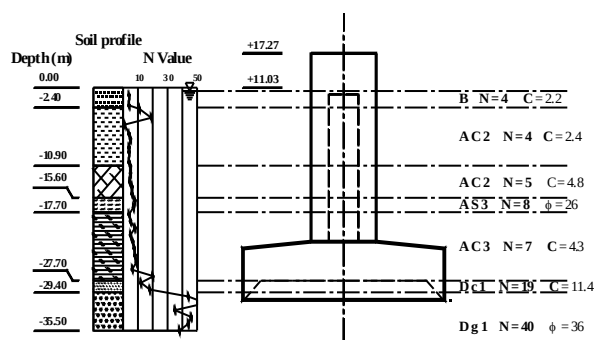


図-3 橋脚に沿った地盤状態

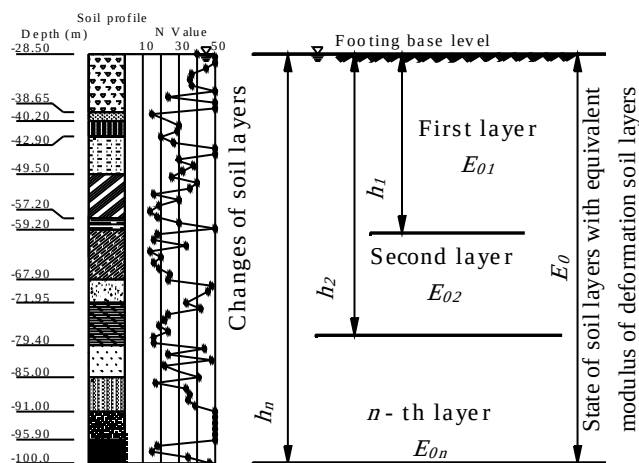


図-4 フーチング基部真下の地盤状態

2.3 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 Newton-Raphson 法を作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 とする。鋼材は SM490Y 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には SM490Y の他に LY100、SM400 を用いることとし、それぞれの降伏応力を 100MPa、235MPa とする。以下の数値解析結果では、水平梁に SM490Y を用いたものを Case1、SM400 を用いたものを Case2、LY100 を用いたものを Case3 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。鋼製タワーの減

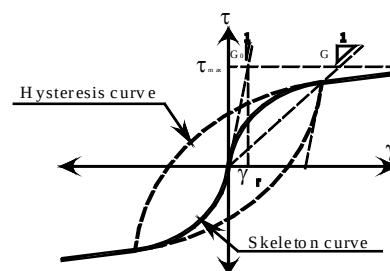


図-5 Hardin-Drnevich モデル

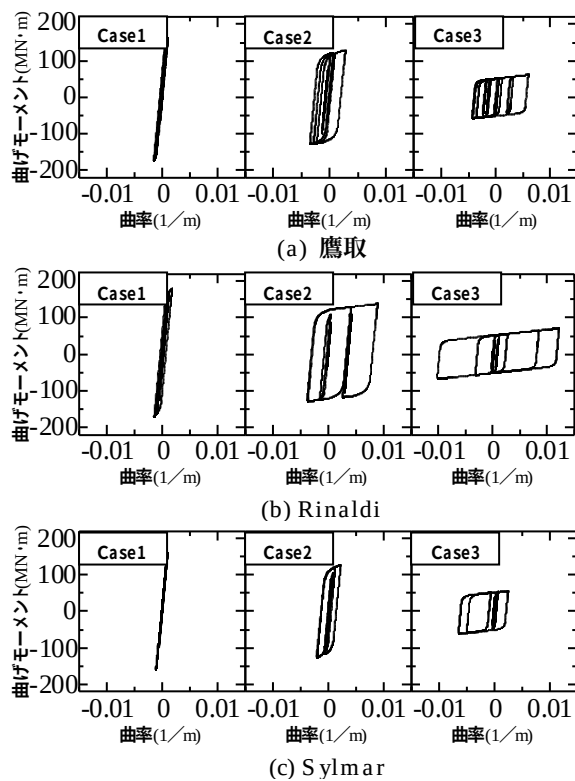


図-6 水平梁端部面内の曲げモーメントー曲率関係

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における JR 鷹取駅記録の他に、ノースリッジ地震における Rinaldi 記録と Sylmar 記録の計 3 種類の 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。

3. 数値解析結果

3.1 水平梁端部のモーメントと曲率

水平梁端部面内の曲げモーメントー曲率関係を図-6 に示す。これより、Case1 では鷹取と Rinaldi において塑性化が認められる。また、Case2、Case3 ではいずれの入力地震波においても大きな履歴ループを描く。その中でも特に大きな履歴ループを描く Case3 は塑性化が著しく、大きな塑性ひずみエネルギー吸収が期待できる。

3.2 タワー基部のモーメントと曲率および鉛直反力

タワー基部面内の曲げモーメントー曲率関係を図-7 に示す。これより、Case1 ではいずれの入力地震波においても塑性領域が見られるが、水平梁に SM400、LY100 を用いた Case2、Case3 では徐々に塑性領域が小さくなり、Case3 ではいずれも弾性領域内で収まることが確認できる。これは、降伏応力が小さい鋼材を用いた水平梁が早期に塑性化することで塑性ひずみエネルギーが増加し、タワー基部の損傷を低減できることを示している。

次にタワー基部の最大鉛直反力の関係を表-2 に示す。これより、引張力、圧縮力はいずれの入力地震波においても Case1 で最大となり、Case3 で最小となることが確認できる。

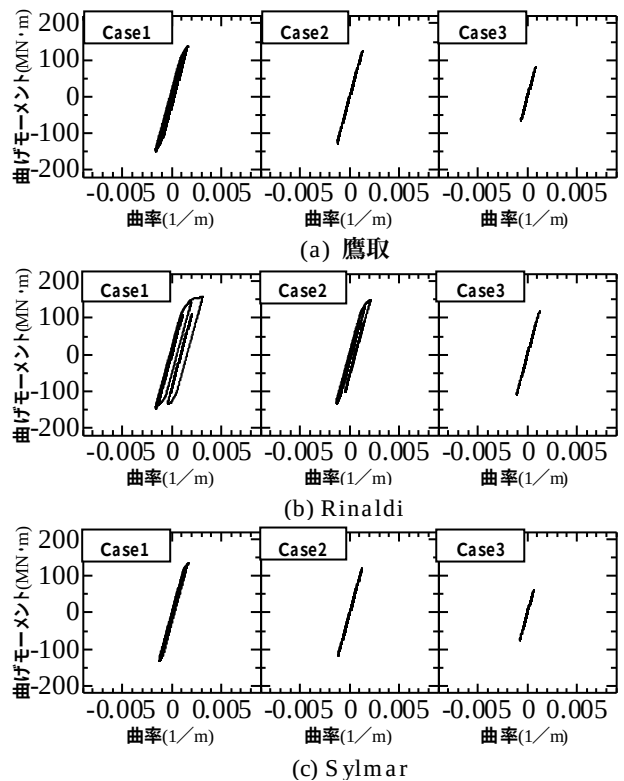


図-7 タワー基部の曲げモーメントー曲率関係

表-2 タワー基部の最大鉛直反力(単位:MN)

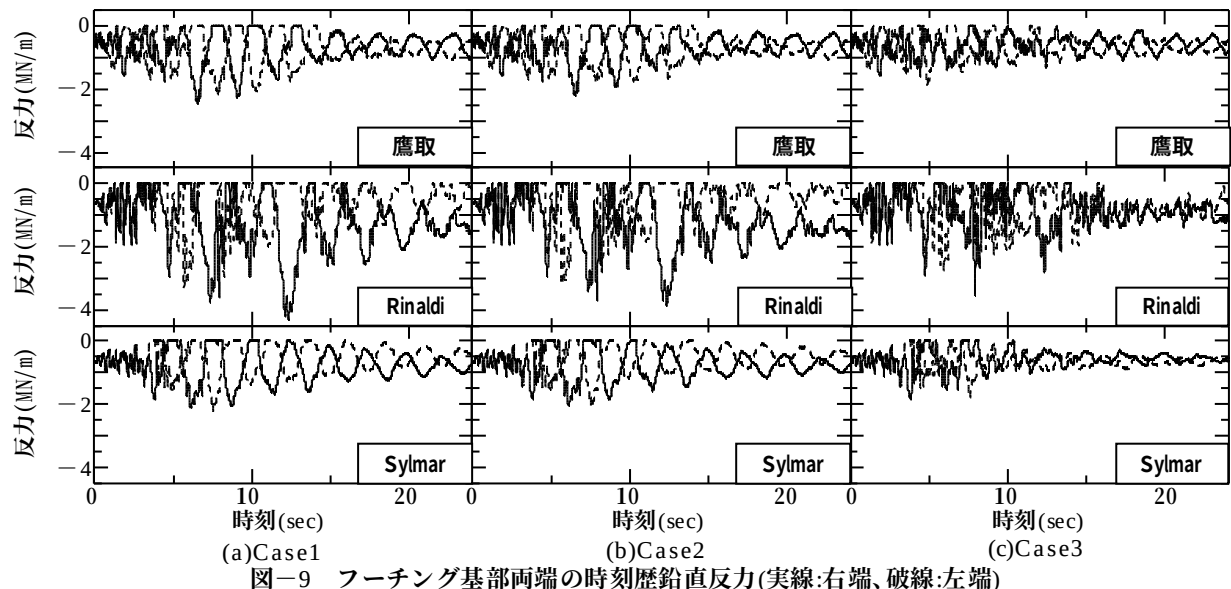
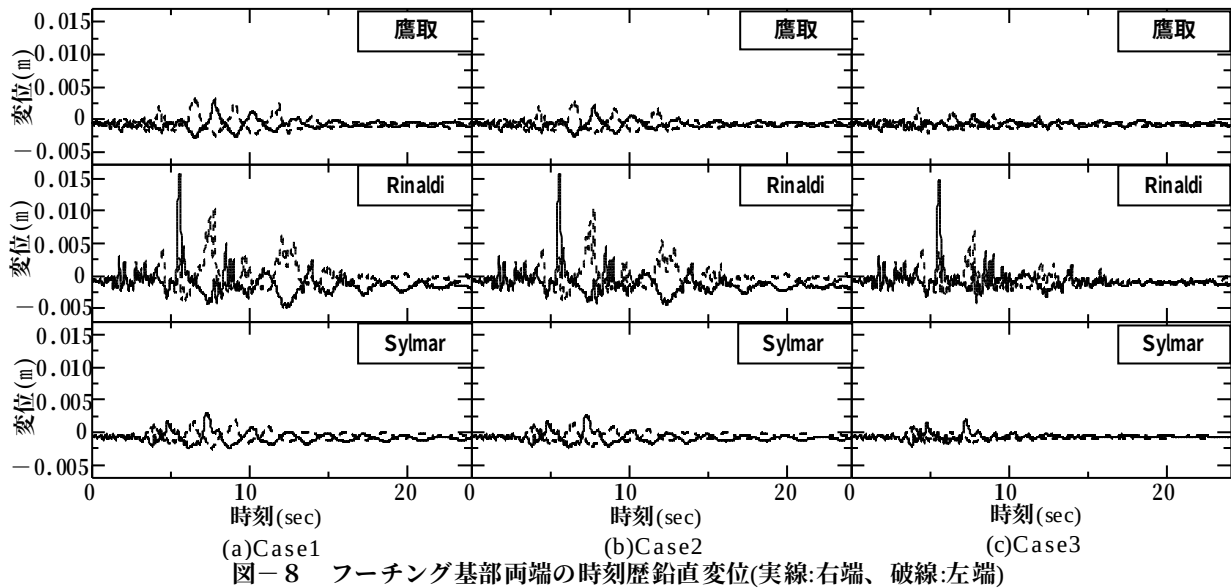
		入力地震波		
		鷹取	Rinaldi	Sylmar
Case1	圧縮力	41.0	50.1	40.5
	引張力	21.2	29.9	11.2
Case2	圧縮力	37.2	45.0	37.1
	引張力	16.9	28.6	8.0
Case3	圧縮力	30.2	34.4	28.9
	引張力	5.9	18.4	0.3

表-3 タワー塔頂部面内の最大変位(単位:m)

		入力地震波		
		鷹取	Rinaldi	Sylmar
Case1		0.91	1.27	0.80
Case2		0.82	1.31	0.74
Case3		0.64	1.13	0.68

3.3 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の関係を表-3 に示す。これより、Rinaldi では Case2 で最大変位をとっているが、鷹取と Sylmar では全体を通して Case1 が最も大きく揺れていることが確認できる。また、いずれの入力地震波においても最大変位は Case3 で最も小さくなるのがわかる。これは、水平梁に LY100 を用い水平梁端部に損傷が集中したことにより、タワー基部の損傷が抑制できたことが原因であると考えられる。



3.4 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両端における時刻歴鉛直変位を図-8に、時刻歴鉛直反力を図-9に示す。これより、鷹取と Sylmar の場合、右端、左端では鉛直変位、鉛直反力がともにおおよそ対称になっており、フーチング基部でのロッキング振動の発生が確認できるが、Rinaldi の場合ではロッキング振動は確認できない。また、Case1、2、3を比較すると、どの入力地震波においても時刻歴鉛直変位、時刻歴鉛直反力はともに Case3で最も小さくなる。さらに本研究では、ギャップ要素によりフーチング基部の真下にある地盤ばねの引張力が無効化されているために、いずれの場合においても正方向の力(引張力)は発生していない。

4. まとめ

本研究は鋼製斜張橋タワーを対象に、地盤と橋脚の動的相互作用を考慮したモデルに対して非線形動的応答解析を行い、動的相互作用が地震応答に及ぼす影響の検討、

および水平梁への低降伏点鋼の使用による耐震性能向上の検討を行った。

水平梁端部では、低降伏点鋼を用いた場合に大きな履歴ループを描くことが確認できた。水平梁端部が早期に塑性化し、塑性ひずみエネルギー吸収がなされたことで、水平梁に低降伏点鋼を用いなかった場合にタワー基部で見られた塑性化を抑制することができた。塔頂部の変位、タワー基部の鉛直反力やフーチング基部両端の鉛直変位、鉛直反力はいずれも水平梁に低降伏点鋼を用いた場合に最小値をとっており、水平梁への低降伏点鋼の使用が耐震性能向上に有効であると考えられる。

＜参考文献＞

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告—土木構造物の被害、橋梁—、1996.1
- 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