動的相互作用を考慮した鋼斜張橋タワ - の大地震時非線形応答性状

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

北海道大学大学院工学研究科	F 正員	林川	俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
北海道大学大学院工学研究科	学生員	吉田	裕亮 (Yusuke Yoshida)
アシュート大学工学部土木工学科		シェハタ	エルラヘーム (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^{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。

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³⁾。 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⁴⁾。 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 析は比較的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、地震波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、タワー基部から高さ48mの位置に水平梁が取り付 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パターンとして解析を行う。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。



(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.		Outer dimension				Stiffener dimension				
Dim.		Α	В	t_1	<i>t</i> ₂	а	b	<i>t</i> ₁₁	<i>t</i> ₂₂	
Tower	parts	Ι	240	350	2.2	3.2	25	22	3.6	3.0
		Π	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



(b) ギャップ要素と地盤ばね

図 2 地盤構造のモデル化



図 3 Hardin Drnevich モデル



本研究では、地盤構造のモデル化として、骨組系ばね モデルとギャップ要素を用いる。

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。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。 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 3に 示す。HDモデルの骨格曲線は次式で与えられる。

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

ここで、G₀は初期せん断係数、 はせん断応力、 _{max} は最大せん断応力、 _rは基準ひずみ、 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。

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

ここで、(m, 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 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 355 MPa、 弾性係数を 200 GPa 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 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。また、本研究では、入力 地震波は図 4 に示す 3 つの地震波を用い、3 成分加速 度波形を用い、N S波は橋軸方向に、E W波は橋軸直 角方向に入力する。





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変位を図 5 に 示す。これより、Sylmar 波、Rinaldi 波では時刻歴応答変 位、最大変位ともに塔頂部の塔柱間隔が広がるほど大き くなり、鷹取波に関しては、b=13.0m と b=18.0m を比 較すると、最大変位は b=13.0m がより大きくなってい るが、全体を通して b=13.0m よりも b=18.0m が大きく 揺れていることがわかる。b=18.0m 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、地震波で比較する と Rinaldi 波、Sylmar 波、鷹取波の順に変位が大きくな り、E W 波は Sylmar 波が最も大きい加速度を持つが、 加速度の大きい時間が短いため、それほど大きな変位と しては出なかったものと考えられる。

3.2 鉛直反力および曲げモーメントと曲率

タワー基部の鉛直反力を図 6 に、タワー基部面内の 曲げモーメントと曲率との関係を図 7 に、水平梁端部 の曲げモーメントと曲率との関係を図 8 に示す。タワ ー基部では、鉛直反力は塔頂部の塔頂間隔が広がれば小 さくなることがわかる。曲げモーメントと曲率は b= 13.0m 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=3.0m のタワー における履歴ループが他の塔柱間隔のタワーに比べて小 さくなり、Sylmar 波と Rinaldi 波においては弾性領域内 に収まることが確認できる。水平梁端部では、タワー基 部と同様に b=13.0m のタワーにお



ける履歴ループが他の塔柱間隔のタワーに比べて小さく なり、Rinaldi 波においては全タワー形状で弾性領域内に 収まることが確認できる。

3.3 フーチングの鉛直変位および鉛直反力

フーチング基部の左右両端の時刻歴鉛直反力を図 9 に、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 10に示す。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からロッキング 振動が確認できる。また、鉛直反力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を無効化してい るため、正方向の力が発生しない。また、塔柱間隔が小 さくなるほど反力は大きくなり、地震波で比較すると、 U D波が最も大きい Rinaldi 波で反力は最も大きくな っており、U D波が同程度の大きさの鷹取波と Sylmar 波とではそれほど大きな違いは見られない。

鉛直変位では、塔頂部の塔柱間隔が狭まるほど変位は 大きくなり、地震波で比較すると、反力と同様に変位は Rinaldi 波で最も大きくなっており、鷹取波と Sylmar 波 とではそれほど大きな違いは見られない。





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、地震波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。

タワー形状の比較については、b=3.0mのタワーではタ ワー基部、水平梁における履歴ループが小さくなり、損 傷は少ないと思われるが、鉛直反力が大きく、タワー基 部では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。 b=13.0m では他のモデルと比較してタワー基部と水平梁 端部において特に鷹取波で大きな履歴ループが確認され、 損傷は大きいと思われる。b=18.0m では鉛直反力は他の モデルと比較して小さくなり、履歴ループも比較的小さ なものになったが、塔頂部の応答水平変位が他のモデル と比較して大きくなることが確認された。

地震波の比較については、全体的に鷹取波に対する応 答が他の2波に比べて大きくなったが、地盤内の鉛直方 向についてはU D波の大きい Rinaldi 波に対する応答 が大きく現れた。

【参考文献】

- 日本道路協会:道路橋示法書・同解説、 耐震設計 編、1996.12
- 日本道路協会:道路橋示法書・同解説、 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