

鋼管を用いたトラス橋梁における地震力を与えた場合の解析検討

新日鉄エンジニアリング(株) 正 ○西村 政倫 正 山崎 伸介

1. はじめに

鋼管トラス橋梁は、経済的な断面構成が採用可能であることから、スイスのルーリー高架橋や日本の永田橋において架設実績を有している。これらの橋梁はいずれも3角形断面のスペーストラス構造であるが、鋼管格点部の簡素化のためには、図-1のような平面鋼管トラス構造という選択も有りうる。鋼管トラス橋梁は格点部の局部溶接応力が大きくなるため、活荷重時ではなく疲労耐久性に対して部材断面が決定される。そのため、他の橋梁形式に比して剛な断面構成であり、横部材を省略しても横荷重に抵抗しうると想定できる。

そこで本稿では、少数2主鈑桁橋を置き換えた平面鋼管トラス橋を対象として、横部材を省略してLevel-2地震による時刻歴応答解析を実施し、常時と地震時に対する発生応力度を比較検討する。さらに、支承を免震ゴムとした場合においても、発生応力度の変化を検討する。

2. 解析条件

本検討では、支間長50m、幅員9.5mの1径間の平面鋼管トラス橋を対象とし、B活荷重により骨組断面を決定した。格点部の応力集中については、ISO19902¹⁾及び疲労設計指針²⁾に従い、疲労設計による板厚の増加は表-1のようになった。

図-2に解析モデルを示す。鋼管部を梁要素、床版部を板要素としてFEM解析を行い、鋼材はSM490とした。このモデルを対象に、表-2に示す支持条件と地震荷重により時刻歴応答解析を実施し、発生応力度を比較する。

地震荷重は、道路橋示方書(V耐震設計編)を参考にLevel2地震のType-I-I-1とType-II-I-1を橋軸方向と、橋軸直角方向に入力した³⁾。減衰モデルは、ひずみエネルギー比例減衰とし、減衰定数はトラス部材を0.03、床版部材を0.05とした⁴⁾。

支承条件はFix-Move、免震ゴム支承の2タイプとした。免震ゴムの諸元は、検討モデルと同径間、同重量の既設橋梁に適用されたものを参照し、等価剛性2.12kN/m、等価減衰定数0.23、設計変位193mmとして解析した。下部工は、支承条件の違いによる発生応力の影響のみを考慮するため、モデル化していない。解析結果に対し、支間中央、支間1/4、支点部の3ヵ所において、斜材と下弦材の発生応力度を比較する。

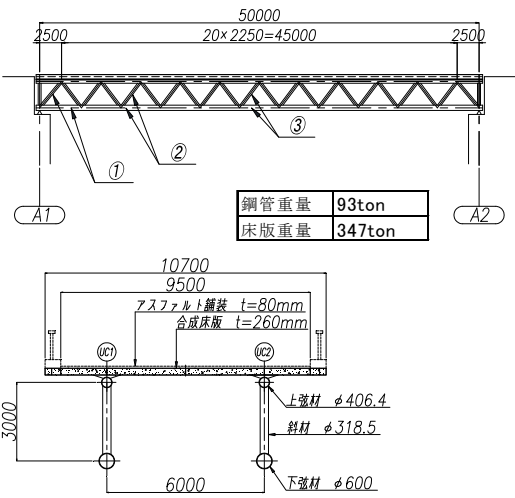


図-1 一般図

表-1 疲労設計による板厚増

部材	設計段階	①支点部	②支間1/4	③支間中央
斜材	疲労設計前	22mm	16mm	6mm
	疲労設計後	22mm	16mm	9mm
下弦材	疲労設計前	40mm	16mm	9mm
	疲労設計後	40mm	36mm	32mm

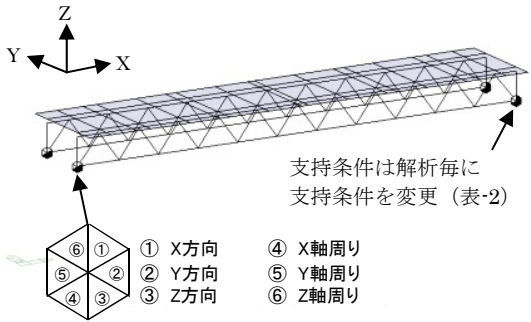


図-2 解析モデル(Case-0)

表-2 解析ケース

解析ケース	支持条件	荷重タイプ
Case-0	Fix-Move	B活荷重
Case-1	Fix-Move	Level 2 Type-I-I-1
Case-2	免震ゴム支承	Level 2 Type-I-I-1
Case-3	Fix-Move	Level 2 Type-II-I-1
Case-4	免震ゴム支承	Level 2 Type-II-I-1

Note : Case-1～Case-4は、地震荷重を橋軸方向と橋軸直角方向に与えた。

キーワード 鋼橋、トラス橋梁、鋼管、時刻歴応答解析、免震

連絡先 〒293-0011 千葉県富津市新富 20-1 新日鉄エンジニアリング(株) TEL0439-80-4449

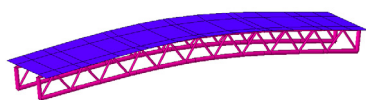


図-3 1次モード図

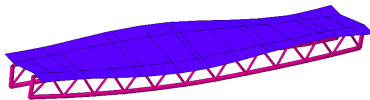


図-4 3次モード図

3. 解析結果

図-3, 図-4 に固有値解析による本モデルの主要モード図を示す。結果, 橋軸方向入力で卓越する1次モード(1次曲げ)と橋軸直角方向入力で卓越する3次モード(1次ねじり)が主要モードとなった。

各解析ケースにおける支点部, 支間1/4, 支間中央の下弦材に発生する最大応力度を図-5 と図-6, 斜材に発生する最大応力度を図-7 と図-8 に示す。図-5 と図-7 は地震荷重を橋軸方向に, 図-6 と図-8 は橋軸直角方向に与えた結果である。また, B活荷重載荷時の最大応力度を抽出した Case-0 を, 地震荷重に対する比較対象として追加した。

下弦材に発生する最大応力度を, 図-5 と図-6 に示す。地震荷重を与えた Case-1~Case-4 の中では, Case-3 の応力度が最大となった。Case-0 との比較では, 橋軸直角方向に地震荷重を与えた場合, Case-3 と Case-0 が同程度の発生応力度となった。ただし, 道路橋示方書に記載されている許容応力の割増 1.5 を考慮すると常時の応力度が最大となり, 地震時において部材が決定されないことがわかる。

斜材に発生する最大応力度を, 図-7 と図-8 に示す。橋軸方向に地震荷重を与えた場合は支間1/4の応力度が(図-7), 橋軸直角方向は支点部と支間中央の応力度が Case-0 を超える結果となった(図-8)。地震荷重を橋軸方向に与えた場合, 図-9 のように2本の下弦材が側面に変形し, 水平方向の曲げモーメントが発生する。そのため, 下弦材に比して, 地震荷重による斜材の応力度が大きくなったと考えられる。ここで, 下弦材と同様に許容応力の割増を考慮すると, Case-0 の応力度が最大となることから, 現状の解析モデルにおいても地震時で部材が決定されないことがわかった。

図-5~図-8 の Case-2 と Case-4 は, 免震ゴム支承による解析であるが, 応力度は Case-0 を大きく下回った。本検討では, 既設橋梁で適用されたゴム諸元を適用しているため支承条件の最適化が必要であるが, 免震ゴム支承により平面鋼管トラス橋梁の部材応力度を大きく低減できることがわかった。

5. まとめ

平面鋼管トラス橋を対象として時刻歴応答解析を行った結果, 横部材を設けずに Level 2 地震を与えても発生応力度を常時以下に抑えられることがわかった。ただし横部材の有無については, 今後座屈等の追加検討が必要である。

【参考文献】 1) ISO 19902:2007(E), ISO, 2007.12 2) 鋼道路橋の疲労設計指針, 日本道路協会, 2002

3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 日本道路協会, 2002.3 4) 橋の動的耐震設計法マニュアル, 土木研究センター, 2006.5

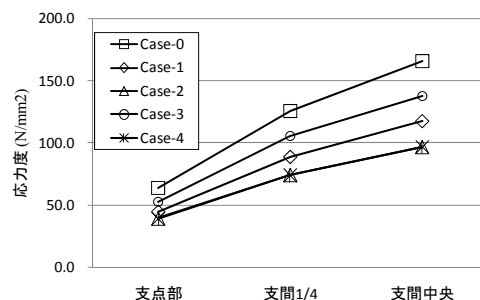


図-5 下弦材応力度(橋軸方向)

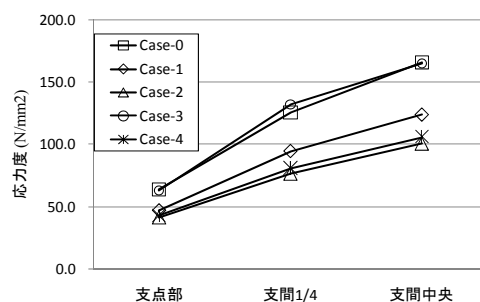


図-6 下弦材応力度(橋軸直角方向)

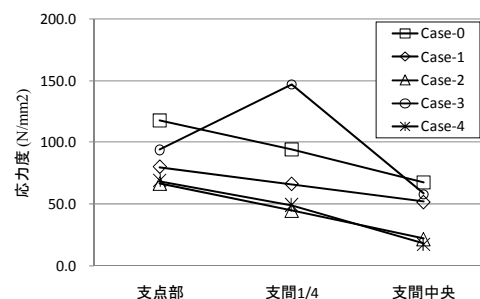


図-7 斜材応力度(橋軸方向)

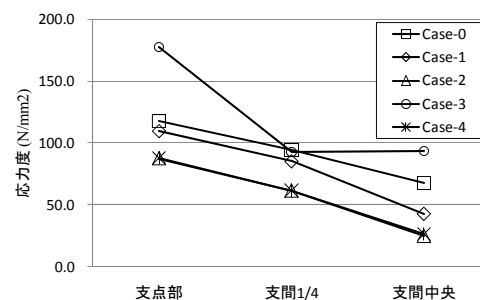


図-8 斜材応力度(橋軸直角方向)

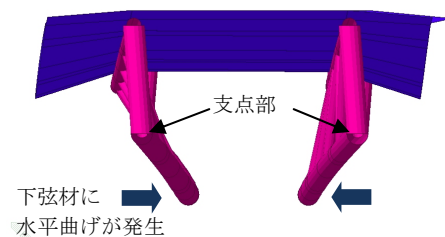


図-9 変形図(橋梁横断面)