

鋼 2 主桁橋架設時の横ねじれ座屈に関する一考察

日本鋼管(株) 正会員 加藤久人
日本電子計算(株) 正会員 ○田中克弘
日本電子計算(株) 正会員 丹羽量久

1. はじめに

近年、公共投資の削減、鋼橋構造物のライフサイクルコスト最小化をめざし、全国各地の鋼橋が、少数主桁橋として建設されている。このような少数主桁橋の建設においては、コンクリート床版硬化前の架設時での横倒れ座屈に対する安全性を検討することが重要である。

小松ら¹⁾は、側道歩道橋の横倒れ安定性に関し、横桁取付け部の垂直補剛材のねじり剛性が重要な要因となることを示している。また堀田ら²⁾は、2主桁道路橋の架設系について、主桁間隔と横桁間隔に着目して、全体横ねじれ座屈と横桁間の主桁の横ねじれ座屈の遷移領域を明らかにし、安全性の照査方法を示している。太田ら³⁾は、実橋の架設時構造系に対して、全橋 FEM モデルの弾性有限変位解析を行い、安全性の照査を行っている。

本報告では、横桁間隔が比較的狭い 2 主桁道路橋の架設系に対して、弾性座屈解析および弾塑性有限変位解析を実施し、横桁間隔および横桁取付け部の垂直補剛材のねじり剛度が、横ねじれ座屈に対する安定性に与える影響について検討した。

2. 解析モデル

文献 2)を参照して、図-1 に示すような横桁のみで連結された鋼 2 主桁橋の解析を行った。主桁寸法を表-1 に示す。スパン長 L と主桁間隔 B の比は、 $L/B = 20 > 18$ (全体座屈照査の必要限界値) である。横桁は、H 型鋼 (H-600 $\times$ 200 $\times$ 11 $\times$ 17) とし、支点上横桁は、桁高を主桁の 2/3 とした。また、荷重として、主桁 1 本あたりの鋼重 9.32kN/m、床版、ハンチ、および架設工等の重量 24.32kN/m を考慮した。

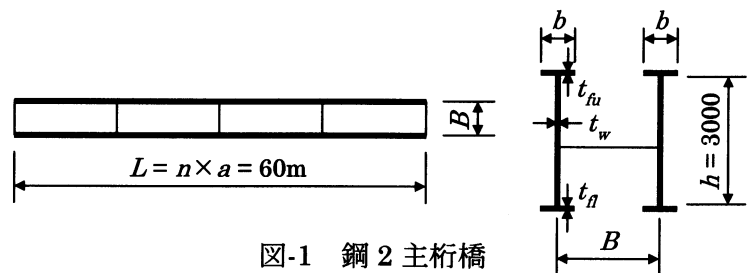
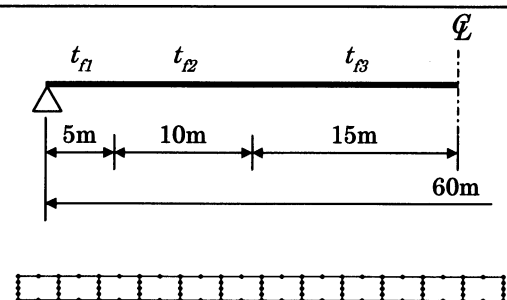


図-1 鋼 2 主桁橋

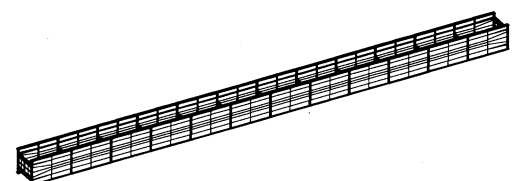
表-1 主桁寸法

Model	L (m)	B (m)	a (m)	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)
S60-3A,B,C,D	60	3	5~20	3000	430	15	18,64,82

解析モデルは、1 節点あたり 7 自由度の変位を考慮した梁要素を用いた骨組モデル、およびすべて板要素でモデル化した FEM モデルの二通りを考えた。図-2 にそれぞれの解析モデルを示す。骨組モデルに対しては弾性座屈解析を実施した。検討ケースは、横桁間隔 a が 5, 10, 15, 20m の 4 ケース、横桁取付け部の垂直補剛材のねじり剛性が、表-2 に示す補剛材形状に板と箱(角形鋼管)を用いた 4 ケースにピン結合および剛結合を加えた 6 ケースとした。ただし、垂直補剛材のねじり剛性は、主桁と横桁の結合条件として考慮し、文献 1)による回転ばね剛性 K_θ を用いて評価した。一方、FEM モデルに対しては、横桁間隔 a が 5, 20m の 2 ケース、補剛材形状が板と箱(300 $\times$ 300 $\times$ 6)の 2 ケースについて、弾性座屈解析、弾性有限変位解析、



(a) 骨組モデル



(b) FEM モデル

図-2 解析モデル

キーワード：2 主桁橋、横ねじれ座屈、弾塑性有限変位解析、FEM 解析

連絡先：〒532-0011 大阪市淀川区西中島 2-12-11 日本電子計算(株) TEL 06-6307-5462 FAX 06-6305-1968

および弾塑性有限変位解析を行った。初期たわみおよび残留応力分布は文献 2) によった。ただし、横桁には残留応力を考慮していない。図-3 に垂直補剛材が箱形状の場合の横桁取付け部のメッシュ図を示す。なお、解析には汎用パッケージ MSC/NASTRAN を用いた。

3. 解析結果

図-4 に骨組モデルの弾性座屈解析結果を示す。この図より、垂直補剛材を板形状とした場合の座屈倍率は、ピン結合とした場合の値とほぼ同じであることがわかる。横桁間隔に着目すると、横桁を密に配置した場合には、ねじり剛性が大きい箱形状の垂直補剛材を用いることにより、座屈安定性を大幅に向上できることがわかる。これは、横桁取付け部を剛結合に近づけることにより、横桁の補剛効果で、橋全体が一本の桁のように挙動するためと考えられる。一方、横桁を疎に配置した場合には、横ねじれ座屈は横桁間で生じ易くなるため、垂直補剛材のねじり剛性を増加させても座屈安定性の向上にそれほど寄与しない。

図-5 に FEM モデルの解析結果を示す。FEM モデルと同図に付記した骨組モデルとの弾性座屈荷重を比較すると、両者は概ね同じ値となっている。また、横桁間隔 $a = 5\text{m}$ の場合には、弾性有限変位解析による終局荷重は、弾性座屈荷重とほとんど等しいのに対して、 $a = 20\text{m}$ の場合には、座屈モードが全体と横桁間とで連成するために、若干低下している。次に、弾塑性有限変位解析と弾性有限変位解析とによる終局荷重を比較すると、いずれのケースの場合もほとんど同じである。これは、降伏荷重倍率 α_y が、2.97 とかなり大きいため、塑性化が進む前に終局に達しているものと考えられる。同様の理由により残留応力による安定性低下への影響も小さくなっている。

4. まとめ

今回の解析結果より、横桁間隔および横桁取付け部の垂直補剛材のねじり剛性が、横ねじれ座屈の安定性にかなり影響があることがわかった。今後は、主桁間隔を広くした場合や横荷重に対する影響などについても検討していきたいと考えている。

最後に、本報告の遂行にあたり、大日本コンサルタント株式会社の堀田毅氏からは有益な助言を頂いた。ここに、感謝の意を表します。

参考文献 1)小松定夫・西村宣男・大野正人：横桁で連結された 2 主桁橋の全体横倒れ座屈特性と補剛設計法，土木学会論文集，No.329，pp.69-79，1983.1 2)堀田毅・内藤純也・西村宣男：鋼 2 主桁橋梁架設系の横ねじれ座屈強度特性，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.287-296，1999.1 3)太田哲司・川尻克利・長井正嗣・大垣賀津雄・磯江暁・作川孝一：少補剛設計した合成 2 主桁橋の施工時安定性に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.1263-1272，1999.3

表-2 横桁取付け部の垂直補剛材形状と回転ばね剛性

形状	寸 法	ねじり定数 $J_s(\text{cm}^4)$	回転ばね剛性 $K_\theta(\text{kNm})$	
			中間横桁	端横桁
板	215×19	184	244	585
	125×125×6	1231	1630	3911
箱	200×200×6	5333	7061	16945
	300×300×6	18562	24574	58978

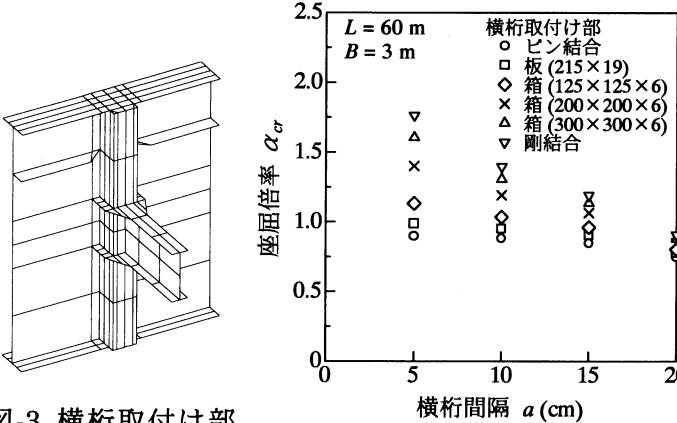


図-3 横桁取付け部のメッシュ図

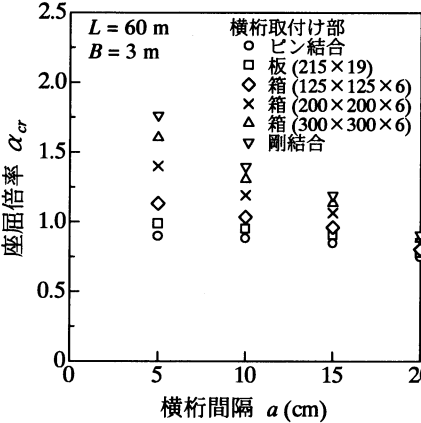


図-4 骨組モデルの弾性座屈解析

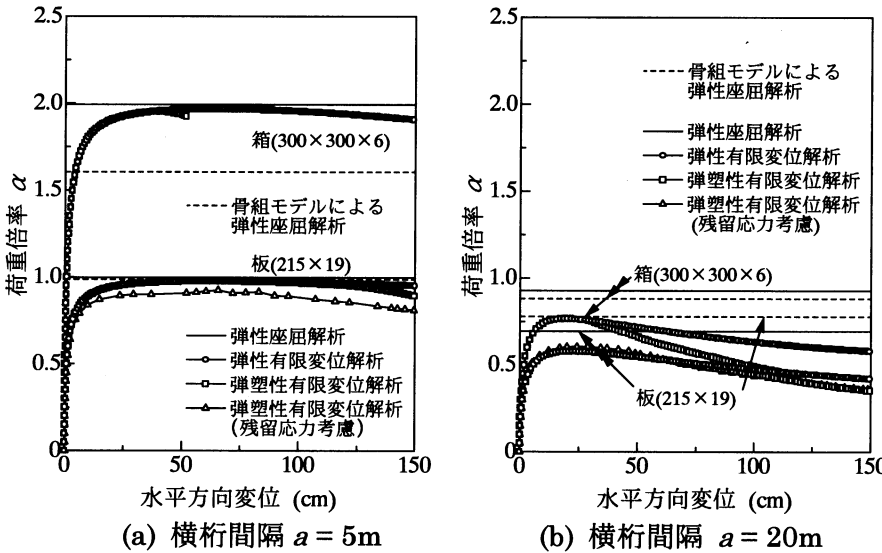


図-5 FEM モデルの荷重－水平変位曲線