

合理化2主桁橋の架設時横座屈特性に関する一考察

JFE エンジニアリング (株) 正会員 深谷 道夫
 東京都立大学大学院 正会員 野上 邦栄
 東京都立大学大学院 正会員 山沢 哲也

1. 背景と目的

最近、わが国では鋼橋の建設コスト縮減および疲労や腐食などの問題から構造形式を見直し、合理化・省力化を図ろうとする試みが始まり、PC床版2主桁橋が建設されるようになった。しかし、このような合理化橋梁は従来の設計に比べて新しい設計方針を採用しているため課題も多く残されている。その一つが架設時の安全性照査である。2主桁橋は架設時において非合成状態のプレートガーダであり、横座屈に対して不利な構造であることから、その安定性の照査法の確立が望まれている。

そこで、本研究では全橋 FEM モデルによる弾性有限変位解析および弾塑性有限変位解析により、合理化2主桁橋の横座屈特性および終局限界挙動を明らかにするとともに、架設時安定照査必要限界パラメータ値の提案を行う。

2. 解析モデルと解析条件

本研究では、図-1に示すような横桁のみで連結され、単純支持された合理化2主桁橋を対象とする。解析は、支間長 (L) 5400cm、主桁間隔 (B) および横桁間隔 (λ) が共に 600cm の2主桁橋を基本モデルとする。主桁断面は支間全長にわたり断面変化のない表-1のように試設計²⁾した1軸対称I型断面部材とし、横桁断面は $A_f = 192.5\text{cm}^2$, $I_f = 118000\text{cm}^4$ のH型鋼 (58.8×30.0×1.2×2.0cm) を主桁高さの2/5の位置に取り付ける。外力は鋼重を各要素に、コンクリート床版、ハンチ、架設工等は主桁上フランジとウェブの接合ライン上に等分布線荷重 (q) として載荷する。また、横座屈挙動の因子として重要な支間長、主桁間隔、横桁間隔および横桁剛性 (I_f) を表-2のように変化させた64ケースのパラメータ解析を実施する。

解析には、幾何学的および材料非線形を考慮した汎用有限要素法解析ソフトウェア MARC を使用する。解析 FEM モデルは、図-2のような4節点シェル要素を用い、十分な分割数をとることによって変位形状、応力状態を明確に表現する。また、横桁取り付け部にはその曲げ剛性を確保するために図-3のようなフランジ付の垂直補剛材を用いる。鋼材は全て SM520 とし、バイリニア型弾塑性体を仮定している。なお、解析上、弾性分岐挙動の特定が困難なことから、図-4に示す全体横座屈と横桁間座屈現象を評価できるような $\sin$ 半波の水平方向初期たわみを橋軸直角方向に与えている。

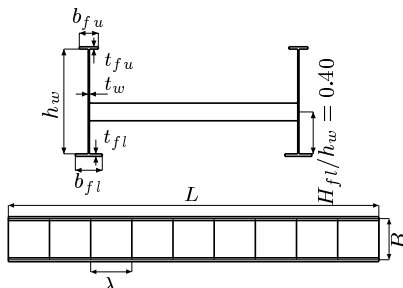


図-1 合理化2主桁橋

表-1 主桁の断面寸法

L (cm)	5400	7200	9000
h_w (cm)	288	352	400
t_w (cm)	1.8	2.2	2.5
b_{fu} (cm)	56.0	68.5	77.8
t_{fu} (cm)	3.5	4.3	4.9
b_{fl} (cm)	80.0	97.8	111.1
t_{fl} (cm)	3.8	4.7	5.3
$A \times 10^2$ (cm ²)	10.18	15.29	19.70
$I_m \times 10^6$ (cm ⁴)	13.97	31.40	52.24
$J_m \times 10^3$ (cm ⁴)	2.823	6.449	10.65

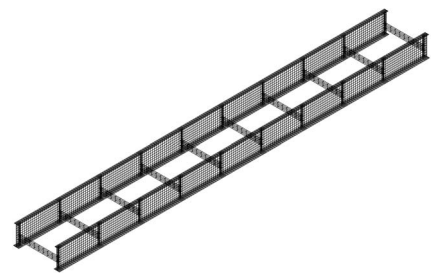


図-2 解析 FEM モデル

表-2 解析パラメータ

L (cm)	5400	7200	9000
λ (cm)	360,600, 1080	480,800, 1440	600,1000, 1800
I_f (cm ⁴)	28700,47800, 118000,292000	77600,118000, 201000,292000	118000,201000, 292000,411000
B (cm)	300,360, 450,600,900	400,480, 600,800	500,600, 750,1000

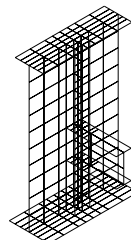


図-3 横桁取り付け部

$$u_{0l}(z) = L/10000 \cdot \sin(\pi z/L)$$

$$u_{0l\lambda}(z) = u_{0l} + \lambda/10000 \cdot \sin(\pi z/\lambda)$$

図-4 初期たわみ

3. 解析結果

図-5と図-6は、それぞれ $B = 600\text{cm}$ において支間長 (L) と横桁間隔 (λ) を変化させた場合と、 $L = 9000\text{cm}$ において横桁剛性 (I_f) と主桁間隔 (B) を変化させた場合の弾性および弾塑性有限変位解析結果である。図の横軸は支間長と主桁間隔の比 (L/B)、縦軸は限界強度 (q_Y) を2主桁橋の自重を考慮した主桁の降伏荷重 (q_{Y0}) で無次元化した値

キーワード: 2主桁橋, 横座屈, 弾塑性有限変位解析

連絡先: 〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1 TEL. (0426)77-1111 FAX. (0426)77-2772

($\alpha_Y = q_Y/q_{Y0}$) である．図から弾性横座屈限界強度は， L, λ の増大および B, I_f の低減に伴い低下している．一方，弾塑性解析による終局限界強度は L/B の増減により変化がある．これは終局限界挙動の違いによるものである．

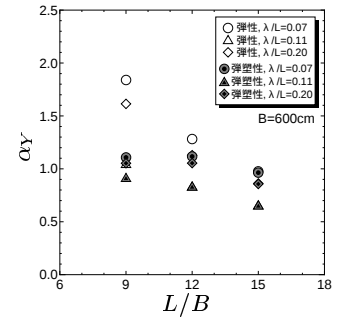
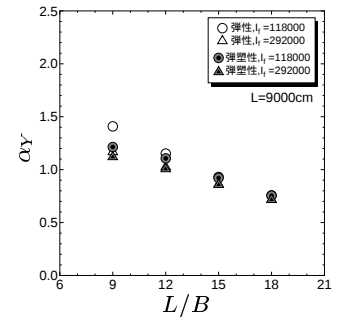
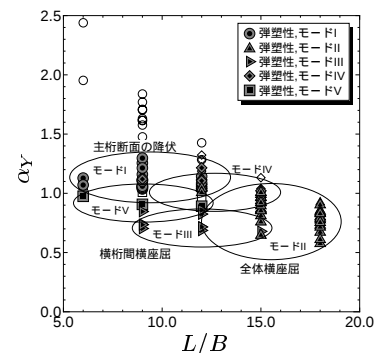
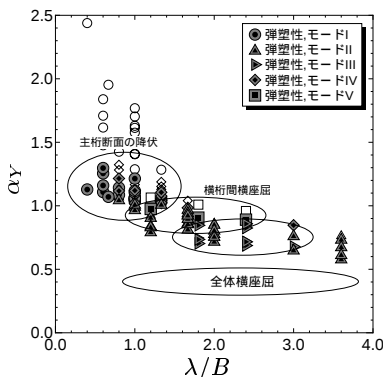
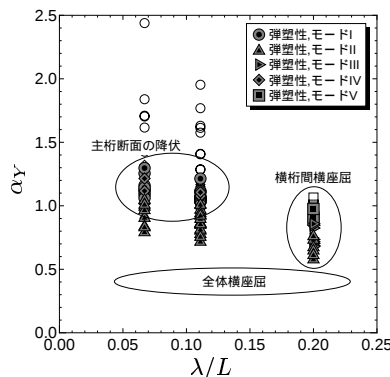
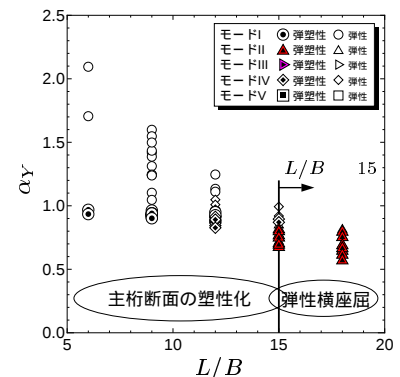
本研究で対象とする全パラメータに対する弾塑性解析による終局限界挙動は，表－3 に示す 5 つのモードに分類できる．例えば，基本モデル ($L/B = 9, \lambda/L = 0.11$) はモード I に分類でき，その挙動は全体横座屈荷重の約 65% の荷重で主桁断面に初期降伏が生じ終局限界を迎え，その後，塑性進展とともに全体横座屈を伴いながら崩壊に至る．

いま，このモード区分によると架設時横座屈に対する安定性は $I > IV, V > II, III$ の順で低下するといえる．図－7 は，横軸に L/B を示してこのモード区分をまとめたものである．図から L/B の増大に伴って各々のモデルに対する終局限界挙動は，主桁断面の塑性化によるモード I，全体横座屈との連成によるモード IV，弾性域の全体横座屈モード II が支配的な領域に分類できる．主桁の横桁間横座屈も同様に L/B の増大に伴って弾性横座屈が問題となる．また，図－8 と図－9 に示す $\lambda/B, \lambda/L$ と終局限界挙動の関係より， λ/B の増大に伴って横桁間横座屈および全体横座屈が， λ/L の増大に伴って主桁の横桁間横座屈が問題となる．ただし，実橋において $\lambda/L \approx 0.05$ 程度であり， $\lambda/L = 0.20$ は現実的な値でないため，実際に主桁の横桁間横座屈が問題となる可能性はほぼ無い．そこで， $\lambda/L < 0.20, I_{mx}/I_f < 300$ の時， α_Y と L/B の関係は図－10 のようになる．図は弾性全体横座屈を生じるモード II の限界値 L/B が 15 を示しており，それ以上の L/B の時に全体横座屈を起こす危険性がある．

したがって，今回対象とした 2 主桁橋のうち $\lambda/L < 0.20, I_{mx}/I_f < 300$ の場合，弾性座屈を生じる可能性のある $L/B = 15$ 以上で全体横座屈に対する架設時安定照査を行う必要がある．ただし， λ/L や I_{mx}/I_f の増大によってこの安定限界 L/B を向上させることは可能な場合もある．

表－3 終局限界挙動

モード I	主桁断面の降伏	
モード II	弾性全体横座屈	
モード III	弾性全体横座屈と横桁間横座屈の連成	
モード IV	主桁の降伏と全体横座屈の連成	
モード V	主桁の降伏と横桁間横座屈の連成	

図－5 $\alpha_Y - L - \lambda$ の関係図－6 $\alpha_Y - B - L$ の関係図－7 $\alpha_Y - L/B$ の関係図－8 $\alpha_Y - \lambda/B$ の関係図－9 $\alpha_Y - \lambda/L$ の関係図－10 $\alpha_Y - L/B$ の関係

4. 結論

合理化 2 主桁橋は，支間長，主桁間隔，横桁間隔および横桁剛性が横座屈限界強度に与える影響が大きいことが明らかになった．また，本研究で対象とした橋梁のうち，ある程度現実的な $\lambda/L < 0.20, I_{mx}/I_f < 300$ の 2 主桁橋における架設時安定照査の必要限界パラメータ値として $L/B = 15$ を提示できた．

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：合理化桁に関するデザインマニュアル，2000．
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，1996．