

並列桁橋モデルの連成横倒れ座屈実験

金沢工業大学 正員○西田 進

1. まえがき

側道橋などにみられるスレンダーな2主並列桁の横倒れ崩壊に対する安全性を正しく評価するために、横桁および横構を有する2主並列桁橋モデルの全体横倒れ座屈実験を行ない、実験結果をもとに補剛システムとしての横構の必要強度と2主並列桁の極限強度推定について報告した^{1,2)}。本研究は上記の結果をふまえて、比較的粗に補剛され、かつずん

ぐりした並列桁の連成横倒れ座屈強度について実験的検討を行なったものである。

現在、道路橋等に用いられている並列桁は格子桁理論を用いた弾性設計により設計され、架設時の横倒れ安定性は固定点間座屈強度によりチェックされている。図-1に示すように、このチェックは材料非線形および幾何学的非線形による並列桁の不安定現象に対処するものである。この固定点間座屈強度による並列桁の安全性の検討を連成横倒れ座屈強度の観点から検討を行なったので以下に報告する。

2. 横構を有する並列桁の連成横倒れ座屈実験

試験桁には圧延I形鋼(I-100x50x5x7mm)を使用し、並列桁の実験を行なった。実験は試験桁の初期変形を測定した後、骨組内にセットし、載荷装置を用いて圧縮フランジ上に1点および2点集中荷重を作用させて行なう。

図-2は横構を有する並列桁橋モデルの横構配置図を示す。全体横倒れ座屈実験は文献1、2)の31体に加えて、耳桁間隔を30cmとした単純桁7体、主桁間隔を20cmとした2スパン連続ばり1体計8体行なった。

表-1は各供試体の塑性崩壊荷重 P_p で無次元化した実験耐荷力 δ_u 、本報告で提案する連成横倒れ座屈強度 δ_{int} 、横構の変形の影響を考慮した全体横倒れ座屈強度 δ_{all} 、拘束ばり要素の最小横倒れ座屈強度 δ_B^* およびいわゆる固定点間座屈強度 δ_{eq} (最小のもの)を示す。無次元化した各座屈強度は次の式(1)-(8)より求めた。

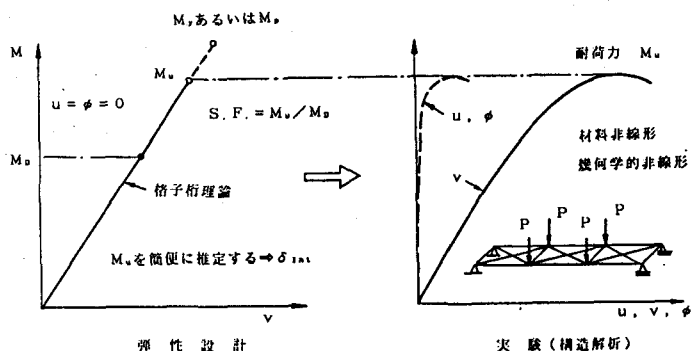


図-1 弾性設計と耐荷挙動の関係

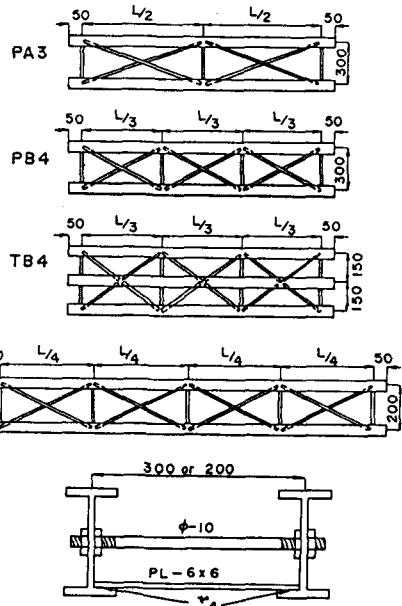


図-2 並列桁橋モデル

表-1 実験耐荷力と連成横倒れ座屈強度

Series No.	P_u tf	P_p tf	δ_u	δ_{int}	δ_{all}	δ_B^*	δ_{eq}
PA3-205/30BL	2.265	2.541	0.891	0.987	0.999	0.994	0.978
PA3-300/30BL	1.720	1.736	0.991	0.945	0.993	0.977	0.933
PA3-495/30BL	0.910	1.052	0.865	0.776	0.944	0.906	0.795
PB4-205/30BL	1.902	1.906	0.998	0.996	0.999	0.999	0.995
PB4-495/30BL	0.738	0.789	0.935	0.885	0.951	0.969	0.915
TB4-300/30BL	1.215	1.302	0.993	0.988	1.000	0.994	0.980
TB4-600/30BL	0.450	0.651	0.692	0.878	1.000	0.946	0.867
CP5-600/20BL	2.143	2.605	0.823	---	---	---	---

$$M_{all} = C \frac{\pi^2 EI_{yo}}{L^2} \left\{ 0.55g + \sqrt{(0.55g)^2 + \frac{I_{yo}}{I_{yo}} \left(1 + \frac{GK_{ro} L^2}{EI_{yo} \pi^2} \right)} \right\} \quad (1)$$

$$\beta_2 = \sum_{j=1}^n \frac{24A_s \rho^2 L}{\pi^2 (m-1)(m+1) A \lambda^2} \cos^2 \pi z_j / L \quad (2)$$

$$I_{yo} = m I_y + \frac{\beta_2}{1 + \beta_2} \frac{m(m+1) AB^2}{12(m-1)}, \quad K_{ro} = m K_r, \quad I_{ro} = \frac{m(m+1) I_y B^2}{12(m-1)} \quad (3)$$

$$M_{uo} = C \sqrt{\frac{\pi^2 EI_y}{\rho^2} \left(GK_r + \frac{\pi^2 EI_{ro}}{\rho^2} \right)}, \quad C = \frac{1}{\sqrt{0.32 + 0.28 \kappa^2 + 0.4 \kappa}} \quad (4)$$

$$M_u = C \sqrt{\frac{\pi^2 EI_y}{(K \rho)^2} \left\{ GK_r + \frac{\pi^2 EI_{ro}}{(K \rho)^2} \right\}} \quad (5)$$

$$\lambda_{all} = \sqrt{\frac{2M_u}{M_{all}}}, \quad \lambda_u = \sqrt{\frac{M_u}{M_u}}, \quad \lambda_{uo} = \sqrt{\frac{M_u}{M_{uo}}}, \quad \delta = \left\{ \frac{1}{1 + \lambda^{2n}} \right\}^{1/n}, \quad n=2.5 \quad (6)$$

$$\delta_{int} = \prod_{i=1}^n \delta_{ui} \cdot \delta_{all} \quad (7), \quad \delta_{ui} = \frac{M_{max}}{M_i} (\delta_u)_i \leq 1.0 \quad (8)$$

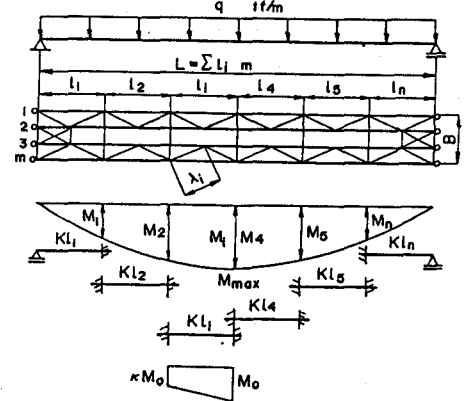


図-3 連成座屈強度解析モデル

3. 並列桁の連成横倒れ座屈強度

並列桁の対傾構および横構は主桁と共同して水平トラスを形成することによって風荷重等の横荷重に抵抗する。それとともに各主桁の相対変位を規制し、一種の擬似U形断面あるいは箱形断面を形成して架設時における全体横倒れ座屈強度を高めている。この働きをする横構は一般に図-3に示すように配置される。いま、両端中央側の横構の補剛効果を無視し、文献(2)と同様な仮定を用いて横構の変形を考慮した全体横倒れ座屈強度を求めると式(3)をえ、これを用いて並列桁の連成横倒れ座屈強度を求めると式(8)をえる。

図-4は3主並列桁橋モデルTB4-300/30BLの6個の作用荷重Pと横桁取り付け部の鉛直変位v、水平変位u、ねじり角φとの関係を表わす。図は拘束点の面外変位が12tf近傍で急激に大きくなるという全体横倒れ座屈強度の特徴をよく表わしている。

図-5は上記3主並列桁の初期変形および残留変形を表わす。図-6は図-5のAおよびB桁の平均残留変形を全体座屈モード(一点鎖線)と拘束ばりの座屈モード(点線)に分解したものである。図の様に整理するとA、B桁の残留変形は全体座屈モードと拘束ばりの座屈モードの和と、またC桁の残留変形は両者の差と考えることができる。一方、表-1の実験耐荷力 δ_u と連成横倒れ座屈強度 δ_{int} がほぼ一致していることからこのことが推定される。なお、詳細については当日報告する。

参考文献 1.) 西田進: 2主並列桁の全体横倒れ座屈におよぼす横桁の強度および剛度の影響、土木学会年次学術講演会概要集I-50、1987. 2.) 西田進: 横構を有する2主並列桁の全体横倒れ座屈実験とその極限強度推定、土木学会年次学術講演会概要集I-117、1988.

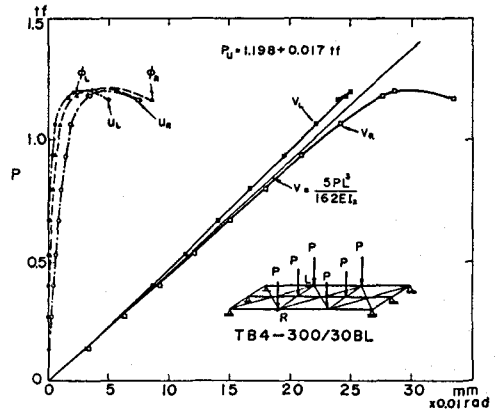


図-4 並列桁の荷重・変形関係

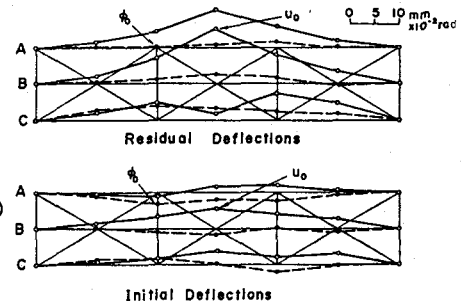


図-5 初期変形と残留変形

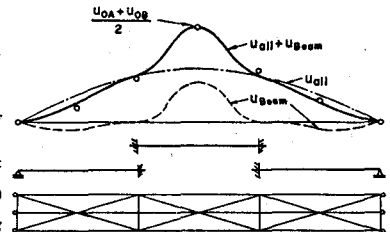


図-6 残留変形のモード分解