

I-117 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

金沢工業大学 正員○西田 進

1. まえがき

側道橋などの2主並列桁橋は、幅員が2〜3mと狭くスパン/主桁間隔比(L/B)の大きなスレンダーな構造となり、床版コンクリートの硬化する前は座屈崩壊の危険性が大きく、全体横倒れ座屈に対する照査が必要になる。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報告した^{1,2)}。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も検討を行なったので報告する。

2. 横構を有する2主並列桁の全体横倒れ座屈実験

試験桁には圧延I形鋼(I-100x50x5x7mm)を使用し、2主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-1は横構を有する2主並列桁橋モデルの初期鉛直変位 V_0 、初期水平変位 U_0 および初期ねじり角 Φ_0 の度数分布とその平均値 μ および標準偏差 σ の値を示す。 U_0 および Φ_0 は図に示すように全て道路橋示方書の許容値1/1000以下の範囲に入っている。しかし下横構は溶接にて取り付けため、溶接後の自然冷却によって主桁にキャンパーが導入された。そのため、初期鉛直変形はやや大きな値となった。

図-2は横構を有する2主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)の21体に加えて、6x6mm鋼棒を横桁として用いたB Lシリーズ8体、2.3x6mm鋼棒を用いたF Lシリーズ2体計10体行なった。

表-1は各供試体の塑性崩壊荷重で無次元化した実験耐荷力 δ_u 、横構の変形の影響を考慮した全体横倒れ座屈強度 δ_{a11} 、拘束ばり要素の横倒れ座屈強度 δ_B およびいわゆる固定点間座屈強度 δ_{Eq} を示す。無次元化した各座屈強度は式(1)-(5)より求めた。

$$M_{a11} = C \frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \{ 0.55g + \sqrt{(0.55g)^2 + \frac{I_x B^2}{2I_y} (1 + \frac{4GKTL^2}{EI_x B^2 \pi^2})} \} \quad (1)$$

$$I_{yu} = 2I_y + \frac{\beta_z}{1 + \beta_z} \frac{AB^2}{2}, \quad \beta_z = \sum \frac{8A_i \ell^2 L}{\pi^2 A \lambda^3} \cos^2 \pi z_i / L \quad (2)$$

$$M_{Eq} = C \frac{\pi^2 EI_y}{\ell^2} (GK_T + \frac{\pi^2 EI_w}{\ell^2}), \quad C = \frac{1}{\sqrt{0.32 + 0.28 \kappa^2 + 0.4 \kappa}} \quad (3)$$

$$M_B = C \frac{\pi^2 EI_y}{(K\ell)^2} \{ GK_T + \frac{\pi^2 EI_w}{(K\ell)^2} \} \quad (4)$$

$$\lambda_{a11} = \sqrt{\frac{2M_p}{M_{a11}}}, \quad \lambda_B = \sqrt{\frac{M_p}{M_B}}, \quad \lambda_{Eq} = \sqrt{\frac{M_p}{M_{Eq}}}, \quad \delta = \left\{ \frac{1}{1 + \lambda^2 n} \right\}^{1/n}, \quad n = 2.5 \quad (5)$$

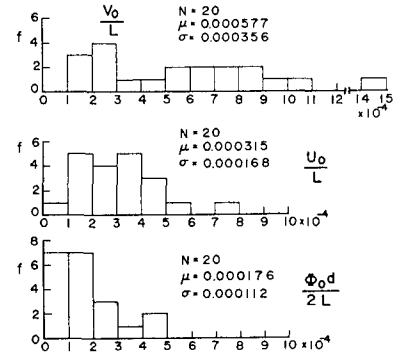


Fig.1 Geometrical Imperfections

Table 1 Twin Parallel Beams and Test Data

Series No.	δ_u	δ_{a11}	δ_{B1}	δ_{B2}	δ_{B3}	δ_{Eq}	δ_u / δ_{int}	δ_u / δ_{a11}	δ_u / δ_{Eq}	δ_u / δ_{int}
PA3-300/20BL	0.795	0.965	0.976			0.932	0.865	0.824	0.853	0.853
PA3-505/20BL	0.657	0.800	0.897			0.783	1.021	0.821	0.839	0.839
PB4-495/20BL	0.826	0.823	0.967	0.960		0.747	1.118	1.004	1.106	1.106
PB4-600/20BL	0.573	0.725	0.943	0.926		0.658	0.960	0.790	0.871	0.871
PB4'-445/20BL	0.767	0.859	0.987	0.996		0.945	0.920	0.871	0.812	0.871
PB4'-600/20BL	0.669	0.709	0.965	0.987		0.872	1.027	0.893	0.767	0.893
PB7-494/20BL	1.031	0.923	1.0	0.999	1.0	0.957	1.108	1.117	1.077	1.117
PB7-600/20BL	0.909	0.862	1.0	0.997	1.0	0.922	1.061	1.055	0.986	1.055
PB7-494/20FL	0.899	0.868	1.0	0.999	1.0	0.957	1.038	1.037	0.939	1.037
PB7-600/20FL	0.911	0.744	1.0	0.997	1.0	0.922	1.164	1.177	0.988	1.177
μ	1.030	0.959	0.924	0.982						
σ	0.093	0.142	0.123	0.131						

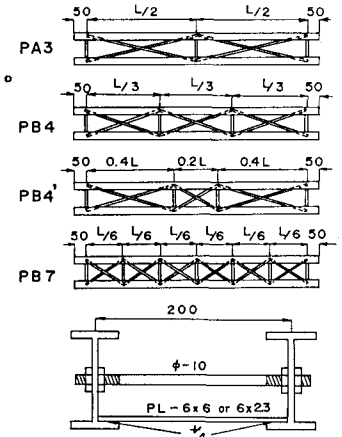


Fig.2 Arrangement of Bracing System

3. 横構の横補剛効果

図-3は2主並列桁の最高荷重時の横桁および横構に生じた補剛力と2主並列桁の細長比 L/B の関係を表わす。なお、補剛力は主桁圧縮フランジの降伏軸力 N_{YF} で無次元化し、%で表わしてある。図より、○および●で表わした端部横構および中央部横構の補剛力は引張力かあるいは無視できる程度の圧縮力となっている。このことより、2主並列桁の全体横倒れ座屈時に横構部材の曲げ座屈は生じず、全ての横構部材が有効に働くことがわかる。また、架設時に全体横倒れ座屈の生じる危険性のある場合（ $L/B > 18$ ）、安全を見込んだ横構の強度として主桁圧縮フランジ降伏軸力の8%を確保すればよい。

4. 横構を有する2主並列桁橋の極限強度推定

図-4は λ_{Eq} と λ_{a11} との小さい方の値と実験耐荷力の関係を示す（図中の◎が横構を有する2主並列桁）。すなわち2主並列桁の極限強度として $\delta_{Int}^* = \min(\delta_{a11}, \delta_{Eq})$ より推定した場合を示し、1点鎖線で表わしたECCSの基本強度曲線と比較的良好一致を示す。しかし、横桁本数が少ないPA3シリーズではやや危険側の推定となる。PA3シリーズの実験中、拘束点で節を有する座屈モードがまず発生し、その後全体座屈モードが卓越した実験観察から推測するに、2主並列桁の全体横倒れ座屈と各はり要素の横倒れ座屈の連成効果と思われる。この効果を考慮するため、図-5に示す2主並列桁の連成座屈強度推定式として式（6）を提案する。

$$\delta_{Int} = \prod_{i=1}^n \delta_{B1}^* \delta_{a11} \quad (6)$$

$$\delta_{B1}^* = \frac{M_{max}}{M_1} (\delta_B)_i \leq 1.0 \quad (7)$$

ここに、 δ_{B1}^* は各はり要素の最大曲げモーメントと2主並列桁の最大曲げモーメントの相違を考慮した換算座屈強度を表わし、はり要素の崩壊が構造全体の崩壊に繋がるため直列結合の表示式とする。実験値と式（6）の値との比を求めると表-1に示すようにその平均は $\mu=1.030$ 、変動係数は $V=0.093$ となり、全体としてより安全側の推定となる。また、 δ_{a11} および δ_{Eq} による推定では精度が悪く、 δ_{Int} および δ_{Int}^* による推定では $\pm 3\%$ 以内となる。このことより、ずんぐりした2主並列桁の固定点間座屈強度 δ_{Eq} は連成座屈強度の簡易推定に対応するものと考えられる。このことを確認するため、 λ_{a11} が小さく、 λ_B の大きい2主並列桁の全体横倒れ座屈実験を行ない、その座屈モード変化の測定を計画している。

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、土木学会第42回年次学術講演会概要集I、昭和62年9月。
- 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、土木学会中部支部研究発表会概要集、昭和63年3月。

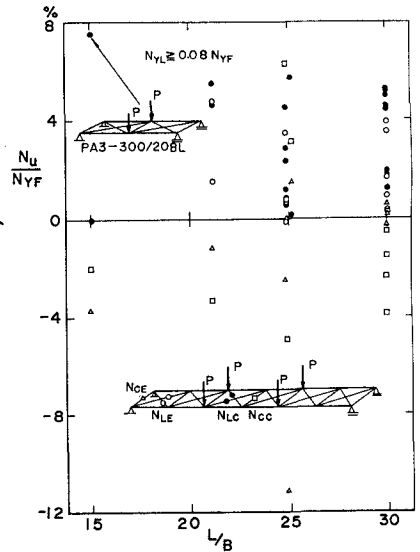


Fig.3 Required Force of Lateral Bracing

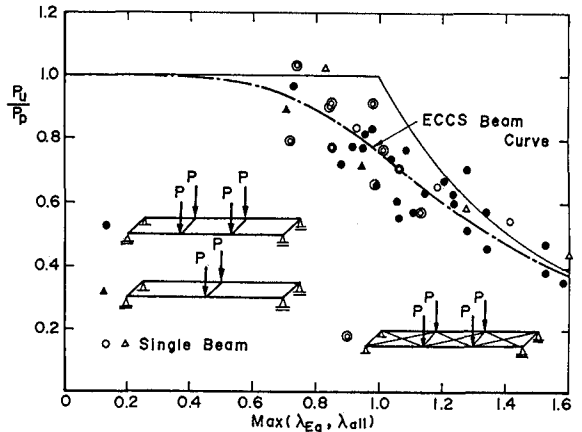


Fig.4 Overall Buckling Strength of Twin Parallel Beams

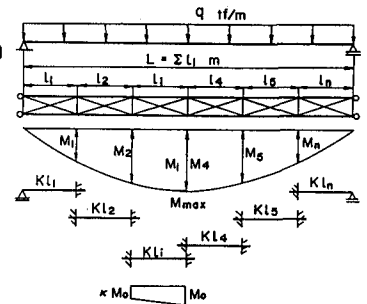


Fig.5 Interaction Buckling Model