

1. まえがき

側道橋などの2主並列桁橋は、幅員が2~3mと狭くスパン長/主桁間隔比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、まず単一集中荷重が作用する2主並列桁橋モデルの全体横倒れ座屈実験を行い報告したが、それに加えて等分布載荷を模した2点集中荷重が作用する場合の全体横倒れ座屈実験を行った。その実験結果を用いて、2主並列桁の横倒れ座屈特性を明らかにし、補剛システムとしての横桁の必要剛度と所要強度を明確にするとともに、2主並列桁の全体座屈に対する簡単な照査式を提案する。

2. 2主並列桁橋モデルの全体横倒れ座屈実験

表-1 2主並列桁の初期変形

試験桁には反延I形鋼(I-100×50×5×7mm)を使用し、単桁および2主並列桁の実験を行った。実験は試験桁の初期変形を測定した後、静的試験用骨組内にセットし、載荷装置を用いて圧縮フランジ上に2点集中荷重を作用させて行う。荷重は理論座屈荷重または面外変形が急激に大きくなるまで100~200kgfずつ増加させて桁の変位およびひずみを測定し、その後は荷重増分を細かくし、不安定状態になると変位制御により座屈後の測定を行う。

表-1は実験に使用した2主並列桁の初期変形の平均値 μ および標準偏差 σ を示す。表中の○印は両主桁の各初期変形が同方向の場合を表す。供試体の表示例としてPB4'-600/20Bを挙げるとPは並列桁(Sは単桁)、次のBは2点載荷(Aは一点載荷)、'は横桁本数が4本で固定点間距離が不等間隔0.4L、表-2 供試体の種類と耐荷力0.2L, 0.4L('無しは等間隔)、600はスパン長、20は主桁間隔、最後のBは横桁の種類(無記号: $\phi 22$ 鉄筋, B: $\phi 10$ 鉄筋, C: $\phi 10$ 鉄筋上下5cm間隔に2本)を表す。表より、桁の座屈強度への影響の大きい初期水平変位 u_0 および初期おじり角 ϕ_0 は両主桁とも必ずしも同方向ではないことがわかる。また、その無次元化した最大値は十分小さな値である。

表-2は各供試体の実験耐荷力 P_u 、崩壊荷重 P_f および各座屈強度で正規化した細長比 λ_{Eg} (固定点間座屈強度)、 λ_{Emt} (連成座屈強度)、 λ_{all} (主桁の軸剛性を無視した場合の全体座屈強度)を示す²⁾。

図-1はスパン長4.95mなる2主並列桁の作用荷重と $\frac{1}{3}$ 点変位の関係を示す。図中、 v は鉛直変位、 u は水平変位、 ϕ はおじり角を表す。図中の荷重・変形挙動をみると、0.9kgfあたりから面外変形は急激に大きくなっている。すなわち、拘束点(横桁位置)の面外変形が生じるという、2主並列桁の全体横倒れ座屈挙動の特徴がよく表われている。

3. 横桁の補剛効果の確認

図-2は文献1)にて定義した横桁の弱軸回りの必要剛度 I_y^* で無次元化した横桁弱軸回りの剛度 I_y と固定点間座屈強度で無次元化した2主並列桁の耐荷力 δ との関係を示す。図中にプロ

Series No.	u_0	v_0	ϕ_0
PA3-300/20	○	○	○
PA3-505/20	○	○	○
PB4-300/20		○	○
PB4-495/20		○	○
PB4-600/20		○	○
PB7-495/20	○	○	○
PB7-600/20		○	○
PB4'-445/20	○		○
PB4'-445/20B	○	○	○
PB4'-445/20C	○	○	○
PB4'-600/20	○		○
PB4'-600/20B	○	○	○
Initial D.	μ	σ	
$u_{max/L}$	0.000407	0.000450	
$v_{max/L}$	0.000197	0.000128	
$\phi_{max/L}$	0.000206	0.000198	

Series No.	P_f (t)	P_f (t)	λ_{Eg}	λ_{Emt}	λ_{all}
PA3-300/20	2.945	3.121	0.678	0.574	0.800
PA3-505/20	1.375	1.854	0.910	0.803	1.231
PB4-300/20	2.388	2.341	0.698	0.616	0.893
PB4-495/20	0.951	1.418	0.954	0.649	1.355
PB4-495/10	0.587	1.418	0.954	0.911	1.547
PB4-600/20	0.666	1.170	1.065	0.944	1.563
PB7-495/20	1.050	1.418	0.611	0.794	1.355
PB7-600/20	1.001	1.170	0.698	0.883	1.565
PB4-445/20	1.051	1.315	0.645	0.792	1.202
PB4-445/20B	0.681	1.315	0.645	1.154	1.202
PB4-445/20C	0.803	1.315	0.645	1.111	1.202
PB4-600/20	0.751	0.975	0.787	0.939	1.517
PB4-600/20B	0.321	0.975	0.787	1.429	1.517
SA-125	4.072	3.745	0.800		
SA-300	0.925	1.560	1.217		
SA-505	0.388	0.925	1.548		
SB-125	2.480	2.809	0.894		
SB-205	1.159	1.713	1.023		
SB-300	0.638	1.170	1.179		

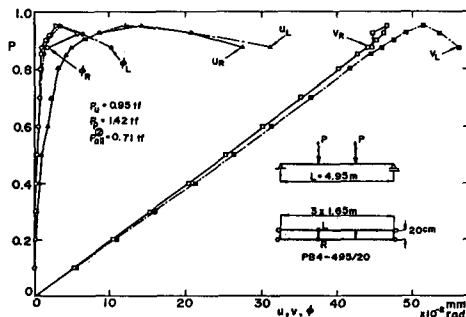
kgf/cm²

図-1 2主並列桁の荷重・変形挙動

ットした実験値には多少のバラツキもあるが、 δ/δ_{ECCS} と γ_y/γ_y^* の対数間にほぼ比例関係が成立する。このことより、2主並列桁の強度として固定点間座屈強度を確保するには約3倍程度の横桁剛度が必要と思われる。

図-3は並列桁中央部の曲げモーメント M_{max} と端横桁の補剛モーメント M_{yc} との関係を示す。図より、横桁剛度をケース③①の順に大きくすると、横桁の補剛モーメントもそれに応じて大きくなる。また、横桁本数を4から7(ケース④⑤)と多くなると補剛モーメントが各横桁に分散されるため、横桁1本当りの補剛モーメントは小さくなる。 $\phi 22mm$ 鉄筋を横桁として用いた場合、横桁位置の実測ひずみは最大荷重値 P_u 以内なら全て弾性範囲内にあった。このこととケース①④⑤の最大荷重時の補剛モーメントから推定して、主桁の2%程度の抵抗モーメントを横桁に対して確保する必要がある。なお、中央部横桁の M_{yc} についてもほぼ同様な傾向となった。

連成座屈強度 M_{int} の概算値を求めるとき、並列桁の主桁と横桁の接合部は十分な剛性を有すると仮定して横桁の主桁への補剛係数 β を導いたが、実験中接合部分に弾性変形が生じた。この接合部の変形を考慮するため、 $M_{int} = M_u$ より実験 β 値を求めたところ、図-4の結果をえた。このことより、 M_{int} は図中の式で表わされる修正 β 値を用いて計算するものとする。

4. 2主並列桁橋の補剛設計法の提案

図-5は実験耐荷力 R_u/β_p と正規化した細長比 λ との関係を示す。ただし、 $\lambda_{int} = \sqrt{M_{int}/I_p}$ は修正 β 値を用いて計算する。図より、横桁剛性の小さい場合(PB4-600/20B)および L/B の極端に大きい場合(PB4-495/10)を除いて、 δ_{ECCS} に相当する耐荷力が2主並列桁にほぼ確保されている。このことより、本研究では下記に示す2主並列桁橋の補剛設計法を提案する。

固定点間座屈が卓越する場合($L/B < 18$ に対処)

$$M_{all} \geq 2M_p \rightarrow M_R = \delta_{Eg} M_p \quad (1)$$

連成座屈が卓越する場合(ただし $2M_p < M_{all}$)

$$M_{all} < 2M_p \rightarrow M_R = \text{MIN}(\delta_{Eg}, \delta_{int}) M_p \quad (2)$$

$$\text{ただし } M_{Rxc}, M_{Ryc} \geq 0.02 M_R \quad (3)$$

ここに M_{Rxc} , M_{Ryc} : 横桁のx, y軸回りの抵抗モーメント
なお、実験には中村、上條、森久、山口4君の協力をえた。
参考文献 1) 西田達, 中村嘉一: 2主並列桁橋モデルの耐荷力実験, 土木学会年講集工部, pp. 111~112, 1984年10月。

2) 西田達: 2主並列桁の全体側倒座屈強度推定式, 土木学会中部支部講演概要集, pp. 22~23, 1983年2月。

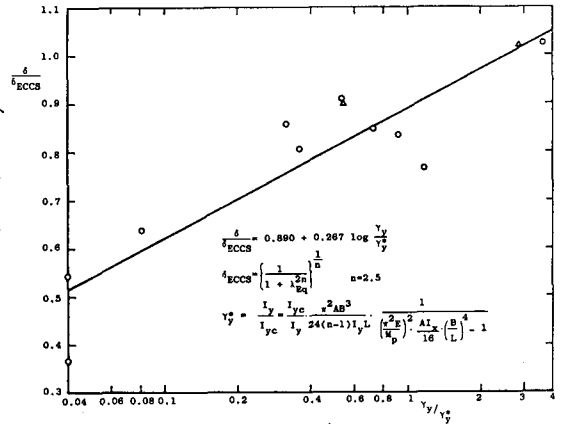


図-2 補剛システムとしての横桁の必要剛度

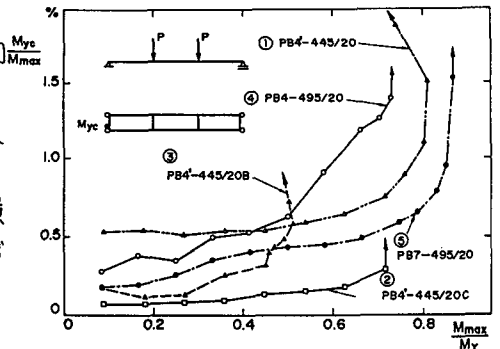


図-3 並列桁の横桁に生じる補剛モーメント

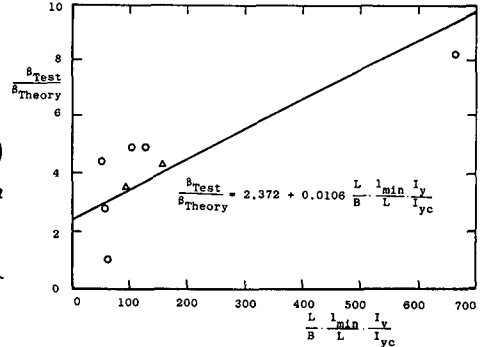


図-4 修正補剛係数 β

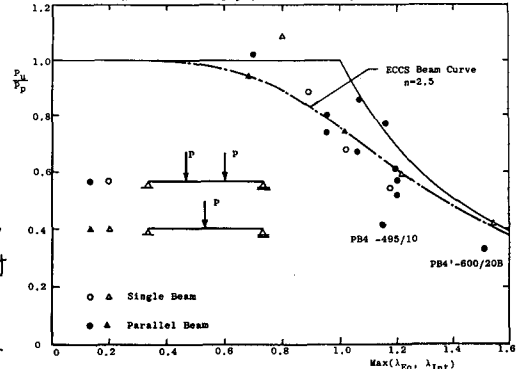


図-5 単桁および並列桁の耐荷力