

I-74 鋼製モノレール桁モデルの耐荷力実験

金沢工業大学 正員 西田 進
名古屋大学 正員 福本 秀士
日本鋼管 正員 植村 俊郎

1. まえがき

新交通システムとして、現在営業中の東京国際空港連絡線や北九州市モノレール小倉線は跨座式であり、PC桁を標準桁として使用している。また道路との交差部や河川横断部など長大スパンとなる部分や曲線部では、鋼製軌道桁が多用され、横桁・横構を取り付けて軌道桁全体としての横剛性およびねじり剛性を高めている。しかし、軌道桁交差部の桁下空間を自道車道路や歩行者空間として利用する場合、いわゆるスケールアウト感を排除した景観としなければならない。これに対応する方法として、軌道桁中間部の横桁および横構を取り付けない構造が考えられる。このことは軌道桁全体としての鋼量軽減にもつながる。この中間横桁および横構の無い軌道桁は横倒れ座屈あるいは横倒れ変形が卓越するおそれがあるので、 $\square-100 \times 40 \times 2.3$ なる角形鋼管を用いた1/15モデルの耐荷力実験を行ってその安全性を確認した。

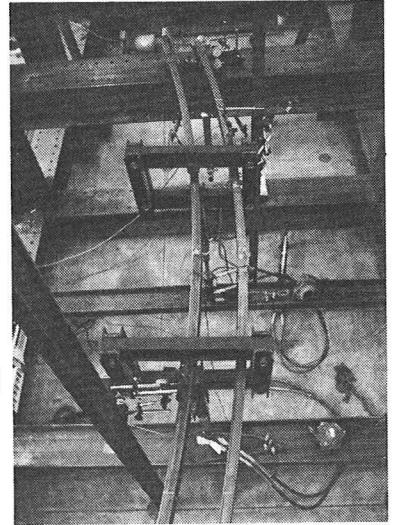


写真-1 PI-300A/6のSet-up

2. 鋼製モノレール桁モデルの耐荷力実験

試験桁は角形鋼管（実測値 $\square-100.4 \times 40.1 \times 2.1$ ， $\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ ）を用いて製作した。実験は試験桁の初期曲率の測定後、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（写真-1 参照）。

表-1は実験に使用した供試体の種類とその耐荷力（載荷装置の自重51kgを含む）を示す。表中、 R_u は実験耐荷力、 P_p は初期曲がりの影響を無視した場合の単純弾性理論による崩壊荷重を表す。なを、（）は $\sigma_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ なる供試体を、2x2は2本の桁に各2点計4点に集中荷重を載荷する場合を表す。供試体の表示例としてP3-580A/6を挙げるとPは並列桁（Sは単桁）、3は3スパン連続桁（1は単スパン）、580は軸線に沿った端支点間距離（cm）、Aは主桁間隔20cmの横桁の種類（A： $\phi 27.2 \times 2.7$ 鋼管、B： $\phi 21.7 \times 2.6$ 鋼管、C： $\phi 30.6$ 鋼棒（実測値））、取り付けは下フランジ端より2cmの位置に溶接々合）、最後の6は主桁面外方向の曲率半径（m）を表す。

表-1 鋼製モノレール桁モデルと実験結果

Series No.	L (m)	R (m)	P _u (kg)	P _p (kg)	Remark
SI-300/∞	3	∞	504	(504)	2
SI-300/12	3	12	623	648	2
SI-300/6	3	6	555	648	2
SI-600/∞	6	∞	239	(252)	2
SI-580/12	5.8	12	311	335	2
PI-300A/∞	3	∞	507	(504)	2x2
PI-300A/6	3	6	422	648	2
PI-300B/6	3	6	279	648	2
PI-300C/6	3	6	739	648	2
S3-580/6	1.93	6	1845	2011	2
P3-580A/6	1.93	6	1758	2011	2x2

3. 実験結果

図-1はスパン長3mなる箱形断面曲線桁の作用荷重PとL/3点鉛直変位vの関係を示す。図中、○、△および□印は水平方向の曲率半径Rが、 $R = \infty$ 、12および6mなる曲線桁の実験値を、細い直線は理論値を表す（理論値は倉西茂：鋼構造、198ページの式を用い

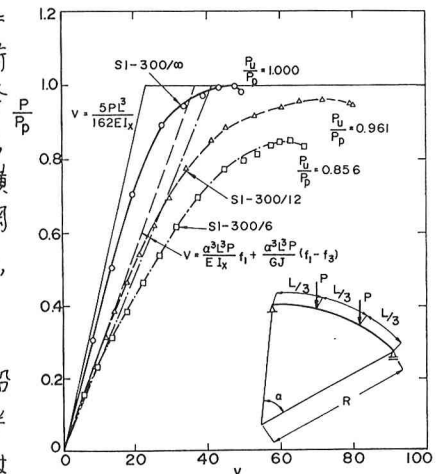


図-1 箱形断面曲線桁の荷重-変形関係

て計算した）。図より、実験値と理論値が良い一致を示し、その耐力力は曲率半径の減少とともに曲率の影響を無視した場合の崩壊荷重 $P_p = 3M_p/L$ よりあずかに減少するが、 $R = 6m$ 程度ならばその強度低下は小さい。

図-2は端横桁のみ有する2主並列箱形断面曲線桁（ $R = 6m$ ）の作用荷重 P と横桁に生じた補剛モーメント $M_{xc} = EW_{xc}\epsilon$ の関係を示す。図中、黒く塗りつぶした実験値は、降伏応力を $\sigma_y = 3600 \text{ kg/cm}^2$ とした場合のそれぞれ3種の端横桁の全塑性モーメント M_p に対応する。図中、端横桁ケースA、Bの場合、まず端横桁に塑性ヒンジが発生し、主桁の強度余力を残しながら崩壊メカニズムを形成した。一方、横桁強度を十分確保したケースCの場合、並列曲線桁を単純直桁とみなした場合の崩壊荷重 $P_p = 3M_p/L$ を十分にまわった後、主桁載荷点部に局部座屈が発生し、その後、強度は低下する。

図-3は3スパン連続箱形断面曲線桁（白印は単桁、黒印は並列桁）の作用荷重 P と載荷点部の変位 u , v , ϕ の関係を示す（ u は水平変位、 ϕ はねじり角）。また、図中の細い実線は3スパン連続直線桁の単純塑性理論による作用荷重と $L/3$ 点鉛直変位の関係を表わす。なお、各支点の支持条件として単桁では3方向単純支持、並列桁では2方向単純支持（ u , v 方向）を条件としたが、実験設備の不備により、単桁の端支点で ϕ は自由、並列桁の端支点で u は弾性支持となった。

図-4は図-2に示した2主並列箱形断面曲線桁の曲率の影響を無視した場合の崩壊荷重で無次元化した耐力力 R_u/P_p と端横桁と主桁の剛比 k の関係を表わす。図中に示したPI-300/6の場合、両者の間にはほぼ直線関係が成立し、 $k = 3.2$ 以上の剛比を有する端横桁で2主並列箱形断面曲線桁を補剛すれば崩壊荷重 P_p を確保できることがわかる。

4. まとめ

角形鋼管を用いた $1/5$ モデルの耐力力実験を行って、支点部のみ横桁を有する2主並列モノレール桁の横倒れ不安定性について検討を行った。鋼製モノレール桁の横断面形は箱形断面であり、このような箱形断面ばりの正規化した細長比 λ は小さく（実験モデルでは $\lambda = 0.304 \sim 0.409$ ），したがってその耐力力は図-1および図-3からわかるように崩壊荷重近傍の値となる。また、端横桁をバネに置換し、主桁の死荷重およびモノレール車両荷重を等分布荷重に換算して作用させた曲線桁の2次弾性解析においても横倒れ不安定現象は生じなかった。ただし、支点部でねじり拘束（ $\phi = 0$ ）をしない支承構造の場合、図-2からわかるように支点部横桁の剛性を十分確保しないと横桁に塑性ヒンジが発生し、主桁が弾性状態のままでも崩壊メカニズムを形成する場合がある。

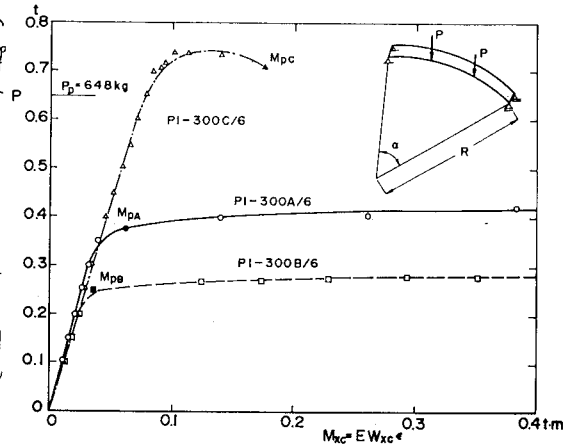


図-2 2主並列曲線桁の作用荷重と横桁補剛力の関係

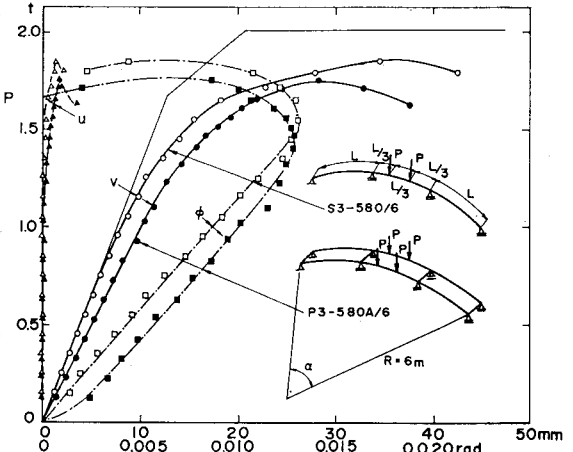


図-3 3スパン連続曲線桁の作用荷重と変形の関係

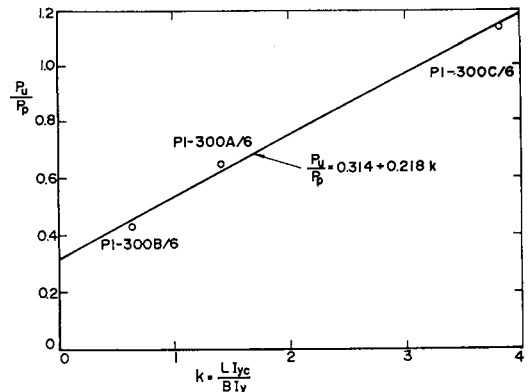


図-4 2主並列曲線桁の耐力力と横桁剛比の関係