

運輸省港湾局 正員 大野正人
 大阪大学工学部 正員 小松定夫
 大阪大学工学部 正員 西村宣男

1. まえがき 側道プレートガーダ橋の一形式である横桁で連結された2主桁橋の極限強度特性を、薄肉はり有限要素を用いた弾塑性有限変形解析により、て究明した。極限強度に及ぼす初期不整の影響、全体横倒れ崩壊と横桁間における主桁の局部横倒れ崩壊の相互作用、横桁取付部における局部変形を考慮した上記の横桁の補剛効果などについて検討を加える。

2. 解析法の概要 Updated Lagrangian 座標を用いた3次元骨組構造の弾塑性有限変形解析プログラム (NAFRAM) を作成した。一般に断断面薄肉はり要素を用いているが、横桁取付部における局部変形を理想化して、要素両端に回転バネを有する特別な要素を作成し、横桁に付加している。材料は完全弾塑性とし、履歴効果は考えない。数値解析には Crisfield の収束加速法を考慮した修正 NR 法と復元バネの方法を適用し、極限状態付近の反復回数の低減、除前域までの追跡を可能にしている。

3. 解析モデル 数多くの実橋データを参考にして解析モデルを作成した。図-1は解析モデルの形状であり、図-2は実橋の全体横倒れ座圧に関する細長比パラメータ $\alpha^0 = \sqrt{M_y/M_x}$ 、および主桁の局部横倒れ座圧に関する細長比パラメータ $\alpha^m = \sqrt{M_y/M_z}$ の分布を表わしている。表-1および2に解析モデルの諸元を示す。モデル群Ⅰは落橋桁を、モデル群Ⅱは圧延桁 (H形鋼橋梁) に相当している。なお、全体横倒れ座圧荷重 ($P_{cr} = 8 M_{cr}/l^2$) は2主桁橋の1次元化理論による簡易式 (1) によ、て与えられる。初期変位は IDM データ2) に基づいて水平変位 $u_0 = l/2000$ を基準とする。

4. 結果と考察

(1) 2主桁橋の横倒れ特性 図-3にモデルⅠ-2について初期変位を $l/1000$

表-1 モデル群Ⅰの諸元

item	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
l (m)	30	30	30	30
b (m)	1.2	1.2	1.2	1.5
λ (m)	3.75	3.75	3.75	3.75
main girder	web 1200×9 flange 300×18	1200×9 300×18	1200×9 340×16	1200×9 370×15
cross girder	web 300×9 flange 120×9	1000×9 135×9	1000×9 175×9	1000×10 200×10
camber (m)	0.1415			
initial deflection	l/1000, l/2000			
residual stress	welded pattern			
loading condition	uniformly distributed load - upper flange loading -			
steel grade	SM 50			
parameter	P_1	0.52	0.52	0.52
	P_2	8	8	8
	P_3	194	194	151
	P_4	0.1	0.142	0.240
	P_5	2.0	0.1	0.1
	P_6	0.578	0.209	0.135
elastic buckling load (t/m)	2.71	3.74	4.64	6.91
full plastic moment (tm)	603.6	603.6	608.7	618.0
slenderness parameter α^0	1.34	1.14	1.01	0.84

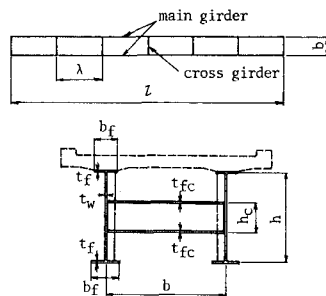


図-1 解析モデルの形状

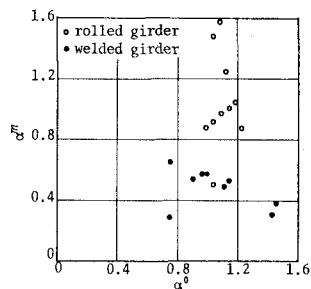


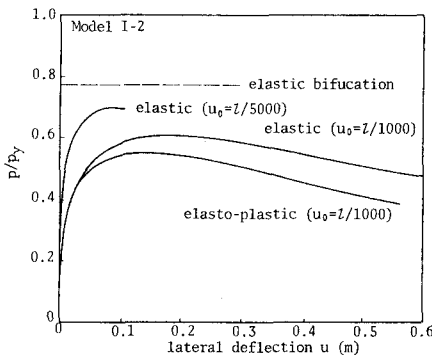
図-2 実橋の細長比パラメータ α^0 , α^m の分布

表-2 モデル群Ⅱの諸元

item	Model Ⅱ-1 Ⅱ-3	Model Ⅱ-2 Ⅱ-4 Ⅱ-6	Model Ⅱ-5 Ⅱ-7 Ⅱ-9	Model Ⅱ-8 Ⅱ-10
l (m)	23 Ⅱ-1 2.8 Ⅱ-3 2.0	23 Ⅱ-2 2.8 Ⅱ-4 2.0 Ⅱ-6 1.4	18 Ⅱ-5 1.8 Ⅱ-7 1.3 Ⅱ-9 1.0	21.245 Ⅱ-8 1.8 Ⅱ-10 1.3
b (m)				
λ (m)	4.60	5.75	4.50	5.311
main girder	700-300-13-24 Ⅱ-1 300-150-9 Ⅱ-3 300-90-9	692-300-13-20 Ⅱ-2 300-120-9 Ⅱ-4 300-90-9 Ⅱ-6 300-90-9	600-200-11-17	600-200-11-17
cross girder			250-90-9	
steel grade	SM50Y			
camber (m)	0.196	0.198	0.139	0.194
initial deflection	l/2000			
residual stress	cooling pattern			
loading condition	uniformly distributed load - upper flange loading -			
α^m	0.808 Ⅱ-1 0.811 Ⅱ-3 0.991	1.010 Ⅱ-2 0.802 Ⅱ-4 0.997 Ⅱ-6 1.204	1.186 Ⅱ-5 1.023 Ⅱ-7 1.203 Ⅱ-9 1.383	1.400 Ⅱ-8 1.204 Ⅱ-10 1.399
α^0				

および $1/5000$ とし幾何学的非線形性のみを考慮した弾性解析と、初期ねじり $1/1000$ の場合の弾塑性解析の結果を荷重-スパン中央水平変位の関係について比較して示した。材料非線形性を無視した場合でも、2主桁橋の後座屈領域には徐降現象を生じている。このような特性によりスレンダーな2主桁橋の極限強度は初期変位や残留応力の影響を顕著に受けることが明らかになった。

(2) 全体および局部横倒れ崩壊の相互作用 図-4にモデルⅡ-6, 7および8の極限状態付近における主桁ねじれ角のスパン方向分布を示す。これらのモデルでは α^0 はほぼ1.2と一定であるが、局部横倒れに関する α^m は1.0~1.4まで変えている。Ⅱ-6 ($\alpha^0 > \alpha^m$) の結果は明らかに全体座屈モードが卓越しているが、Ⅱ-7 ($\alpha^0 \approx \alpha^m$)、Ⅱ-8 ($\alpha^0 < \alpha^m$) では全体モードと同程度に局部横倒れモードが現われている。しかしながら、極限強度への影響はあまり顕著には現われていない。 α^m の算定において座屈長を横桁間隔にとった控え目な見方により、解析モデルの作成において局部横倒れ座屈強度は過少な評価されていることが判明した。図-5はECCSのほり耐荷力曲線との比較を試みたものである。圧延桁の基準となっている $n=1.5$ の曲線に対し、局部横倒れの卓越するⅡ-2, 5, 8の極限強度はかなり大きくなっている。溶接部ねじりおよび横桁による補剛効果によるものと考えられる。



(3) 全体横倒れ極限強度曲線 降伏荷重で無次元表示した解析モデルの極限強度と細長比パラメータ α^0 の関係を図-6および図-7に示す。圧延桁については表-2のモデルのほかに細長比パラメータの大きい領域と小さい領域に対してモデルを追加した。そして溶接桁に対しては初期変位 $1/2000$ の場合、圧延桁に対しては $\alpha^0 \approx \alpha^m$ の場合の極限強度の下限を包絡するようにECCSほり曲線の表現を用いて極限強度曲線を定めた。

溶接桁:
$$P_u/P_e = [1 / \{1 + (\alpha^0)^{3.4}\}]^{1/7}$$

圧延桁:
$$P_u/P_e = [1 / \{1 + (\alpha^0)^{2.4}\}]^{1/2}$$

これらの曲線は図-6および図-7に実線で示した。なお、横桁取付部の局部変形の影響については、紙面の都合で論及できなかったが、細長比パラメータにはこの局部変形が考慮されてあり、具体的には表-1のパラメータ P_5 が局部変形の程度を表わす指標になっている。

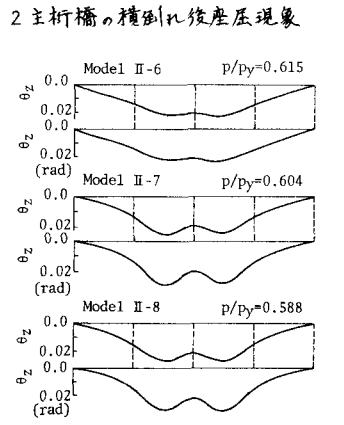


図-4 極限状態付近における主桁ねじれ角の分布(圧延桁)

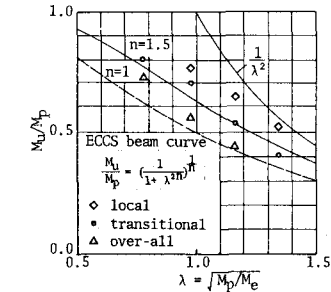


図-5 圧延桁の極限強度と λ

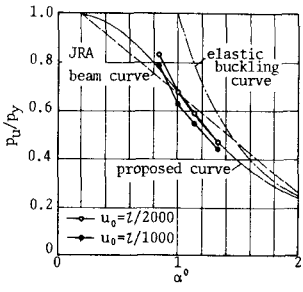


図-6 溶接桁の極限強度と α^0 の関係

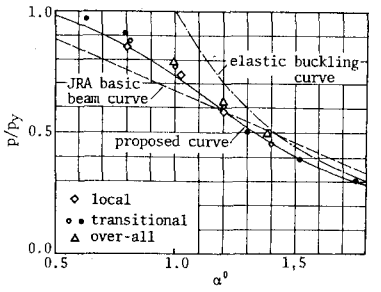


図-7 圧延桁の極限強度と α^0 の関係

参考文献 1) 小松、西村、大野：横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式、土木学会関西支部年次講演会、1982-6。2) 小松ほか：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究、JSSC、16、170、1980。