

弾性拘束を受ける I 形断面ばりの極限強度評価式

EVALUATION OF ULTIMATE STRENGTH OF ELASTICALLY
RESTRAINED I-SECTION BEAMS

西村 宣男*

By Nobuo NISHIMURA

In this paper, for the lateral-torsional instability of beams between cross members, the following investigations are carried out ;

(1) The basic strength curves of rolled and welded laterally unsupported beams with initial crookedness and residual stresses are obtained by using the FEM analysis.

(2) A formula on the ultimate strength of elastically restrained beams at both ends is developed with concerning the basic strength of beams.

(3) The strength of the isolated beam models restrained by intermediate discrete supports are parametrically analyzed.

(4) The restraining effects of the adjacent members and bracing systems on the lateral buckling strength are investigated more precisely by the FEM analysis. And the practical formulae obtained by modifying Nethercot-Trahair method based on the elastic buckling theory are proposed.

Keywords : lateral-torsional buckling, restrained beam, elasto-plastic, basic strength, bracing system, finite element method

1. ま え が き

横桁あるいは横構・対傾構で連結された並列桁構造の主桁の横つなぎ材間における横ねじれ座屈強度に対しては、隣接パネルの主桁や横つなぎ材による拘束効果が期待できる。並列桁構造の横ねじれ座屈強度に関して、福本・久保¹⁾は横構・対傾構で連結された場合について、西田・吉田・福本²⁾は横桁で連結された場合について弾塑性分岐座屈解析によって拘束点間横ねじれ座屈強度に対する横つなぎ材の補剛効果を広範に明らかにしている。Nethercot-Trahair³⁾は隣接パネルの拘束効果を近似的に評価して拘束点間横ねじれ座屈に関する有効長係数の算定法を提案している。

このような研究の蓄積にもかかわらず、現行の示方書においては並列桁構造の主桁の横つなぎ材間横ねじれ座屈に関する規定では、隣接部材による拘束効果を安全側の見地から省略して横つなぎ材間隔を座屈長としている^{4), 5)}。

本研究においては、極限強度解析に基づいて並列桁構造における主桁の横つなぎ材間横ねじれ座屈強度に対する隣接部材の拘束効果を評価し、設計の合理化に向けて

の基礎資料を提示することを目的とする。なお、本研究の解析法は初期変位と残留応力を考慮したはり要素を用いた弾塑性有限変位プログラム⁶⁾によった。

上述の目的を達成するために本研究では以下の項目について検討を加えた。

- ① 圧延はりおよび溶接はりの基本強度曲線に関する検討
- ② 両端においてフランジの鉛直軸まわりの回転変位が弾性拘束されたはりの極限強度評価式の作成
- ③ 横つなぎ材間における横ねじれ座屈挙動を精度よく再現できる解析モデルの作成とパラメトリック計算
- ④ 隣接部材の拘束度の評価式の考案
- ⑤ 以上の検討を踏まえた横ねじれ座屈強度の設計法の開発

なお、この形式の2主桁構造でスパン長・主桁間隔比が大きい場合には全体横ねじれ座屈が生ずる可能性がある。全体横ねじれ座屈に関してはすでに著者らにより、弾性座屈式^{7), 8)}および極限強度式^{9), 10)}が提案されている。本研究では全体座屈と横つなぎ材間座屈の関係についても考察を加え、本文の提案する横つなぎ材間の主桁の横ねじれ座屈強度式の適用限界を明らかにする。

* 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科
(〒565 吹田市山田丘2-1)

2. 基本はりの横ねじれ座屈強度

はりの横ねじれ座屈特性については弾性座屈解析、弾塑性座屈解析および弾塑性有限変位解析などによる理論的研究に加えて、実験データに基づく統計学的研究によって詳細に検討されている。

ECCS はり曲線として知られている次式は、極限強度をはりの細長比パラメーター $\bar{\lambda} = \sqrt{M_p/M_{cr}}$ の関数として表示し、かつ断面形状や製造工程による強度の相違を考慮するためのシステム係数 n を含んだ比較的簡素な表示式である¹¹⁾。

$$\frac{M_u}{M_p} = \left(\frac{1}{1 + \bar{\lambda}^{2n}} \right)^{\frac{1}{n}} \dots \dots \dots (1)$$

福本・久保¹²⁾は実験データを調査して圧延ばりおよび溶接ばりの強度の平均値はそれぞれ ECCS 曲線のシステム係数 $n=2.5$ および $n=2.0$ が、また強度の下限値(平均値-2倍の標準偏差)はそれぞれ $n=1.5$ および $n=1.0$ が対応することを明らかにしている。なお EU-ROCODE 3¹³⁾では $n=2.5$ をコンパクト部材に与えている。

また福本・伊藤¹⁴⁾はより広範な実験データを収集し統計的な分析により、圧延ばりと溶接ばりの強度の平均値および下限値曲線を細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ の多項式で与えている。

しかしながら現状では、これらの強度曲線と理論解析による極限強度との整合性は十分に確認されていない。理論解析により拘束ばりの極限強度とはりの基本強度の関係を明らかにすることを目的とした本研究を遂行するうえで、適切な初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析によりはりの基本強度曲線を求めておく必要がある。

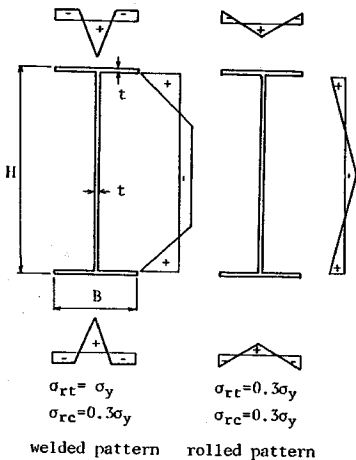


図-1 はり断面の残留応力

そこで図-1に示すような標準的な残留応力と、実測データ^{15),16)}による初期たわみの最大値(最大縦距がスパン長の1/2000のsine半波)を有する基本はりの極限強度を求めた。解析モデルの断面寸法は圧延断面および溶接断面についてそれぞれ表-1および表-2に掲げる。

全塑性モーメント M_p で除して無次元表示した極限強度 M_u/M_p とはりの細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ の関係を図-2(圧延ばり)および図-3(溶接ばり)に示す。解析結果(図中の○印)は表-1、表-2のそれぞれ6個の解

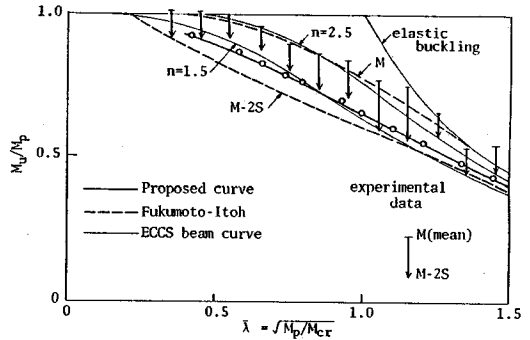


図-2 圧延はりの極限強度曲線

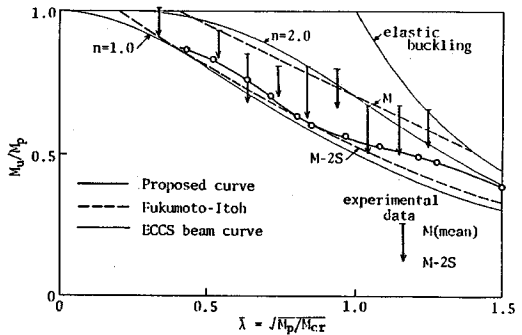


図-3 溶接はりの極限強度曲線

表-1 解析モデルの諸元 (圧延ばり)

Model	H(m)	B(m)	t _w (m)	t _f (m)	L(m)	$\bar{\lambda}$	M _y (tm)	M _p (tm)	M _{cr} (tm)
RG-1	0.582	0.300	0.012	0.017	2.500	0.415	112.9	130.3	756.4
RG-2	0.912	0.302	0.018	0.034	4.000	0.655	363.7	430.6	1004.3
RG-3	0.700	0.300	0.013	0.024	5.000	0.790	187.9	217.8	349.3
RG-4	0.600	0.200	0.011	0.017	4.000	0.995	83.5	98.8	99.8
RG-5	0.600	0.200	0.011	0.017	5.000	1.208	83.5	98.8	67.7
RG-6	0.596	0.200	0.011	0.015	6.000	1.445	74.7	88.3	42.3

表-2 解析モデルの諸元 (溶接ばり)

Model	H(m)	B(m)	t _w (m)	t _f (m)	L(m)	$\bar{\lambda}$	M _y (tm)	M _p (tm)	M _{cr} (tm)
WG-1	1.500	0.480	0.010	0.020	4.000	0.420	571.7	646.9	3597.9
WG-2	1.200	0.400	0.010	0.020	5.000	0.630	376.6	427.5	1078.1
WG-3	1.200	0.360	0.010	0.020	6.000	0.847	346.4	396.3	552.7
WG-4	1.200	0.290	0.010	0.020	6.000	1.079	293.5	341.6	293.7
WG-5	1.000	0.240	0.010	0.020	6.000	1.277	201.9	236.7	145.1
WG-6	0.900	0.200	0.010	0.020	6.000	1.506	154.1	182.6	80.5

析モデルのほか、断面形状の相違による影響を知るため、各モデルの細長比の範囲が重なるようにスパン長を変えたケースも含まれている。

さらに図中には前述の ECCS はり曲線および福本・伊藤によって収集された実験データの分布と提案曲線も併せて示した。

極限強度の解析結果を包絡するように細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ の4次式をあてはめ、最小二乗法により係数を決定した。

圧延ばり：

$$\frac{M_u}{M_p} = 1 + 0.397 \bar{\lambda} - 2.379 \bar{\lambda}^2 + 2.150 \bar{\lambda}^3 - 0.613 \bar{\lambda}^4 \quad \dots\dots\dots (2)$$

溶接ばり：

$$\frac{M_u}{M_p} = 1 - 0.019 \bar{\lambda} - 0.480 \bar{\lambda}^2 + 0.159 \bar{\lambda}^3 - 0.004 \bar{\lambda}^4 \quad \dots\dots\dots (3)$$

解析においては実測されたはりの初期たわみ¹⁵⁾の上限値と、標準的な残留応力を考慮しており、強度の下限値曲線に対応するものと考えられるが、実験データによる福本・伊藤の下限値曲線より若干高めになっている。

3. 弾性拘束はりの極限強度

次に両端で鉛直軸まわりの回転変位が弾性拘束された等曲げモーメントを受けるはり(図-4)の極限強度解析を行い、極限強度と拘束ばね剛性の関係を調べた。ばねの剛性 K 、はりの鉛直軸まわりの曲げ剛性を EI 、ス

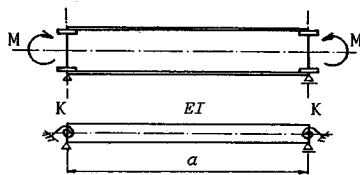


図-4 弾性拘束はりモデル

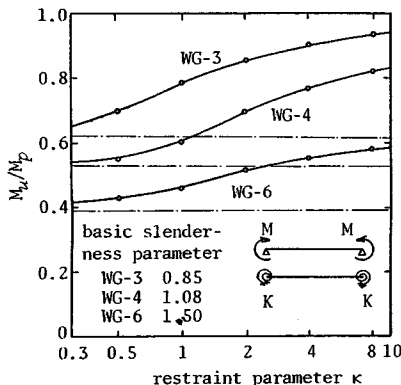


図-5 弾性拘束はりの極限強度

パン長を a とすると、拘束パラメーターは

$$\kappa = Ka/EI \quad \dots\dots\dots (4)$$

と表わされる。

3種の細長比パラメーターの溶接ばり(表-2)について基本はりと同様の初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析によって得られた極限強度と拘束パラメーター κ の関係を図-5に示す。弾性拘束はりの極限強度の基本強度からの増加分すなわち拘束効果はいわゆる弾性座屈理論に基づく有効座屈長法とは異なり、拘束パラメーター κ のほかはりの応力レベルにも関係すると考えられる。極限状態における応力レベルははりの細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ に関係するから、拘束はりの極限強度 M_u と基本強度 M_{u0} の比は拘束パラメーター κ と $\bar{\lambda}$ の関数で表わせるものとする。解析結果に適合するように試行錯誤的に関数形とその係数を定め次式を得た。

$$\frac{M_u}{M_{u0}} = \frac{1 + (0.82 - 0.15 \bar{\lambda}) \kappa}{1 + (0.4 - 0.02 \bar{\lambda}) \kappa} \quad \dots\dots\dots (5)$$

図-5の実線が式(5)を表わしている。

4. 並列桁構造の主桁の拘束点間横ねじれ座屈強度

横桁で連結された並列桁構造(以下では横桁連結形式と称する)および横構・対傾構で連結された並列桁構造(以下では横構連結形式と称する)の主桁の横つなぎ材間(以下ではパネルと称する)における横ねじれ座屈強度には隣接パネルの主桁あるいは横つなぎ材の拘束効果が期待できる。

(1) 全体横ねじれ座屈の影響範囲

スパン l に比して主桁間隔の狭い2主桁構造においては本研究で対象としている横つなぎ材間における主桁の局部横ねじれ座屈と全体横ねじれ座屈との連成効果が現われる。そこで2主桁構造の全体モデルを対象として2つの座屈現象を分離して取り扱える範囲を明らかにするための弾塑性解析を行った。

図-6は横構連結形式溶接2主桁構造の解析モデルで、全体座屈モードおよび局部座屈モードに対応した初期変位を与えた。主桁間隔 b は全体横ねじれ座屈強度に重要な影響を与え、 b を変えることによって全体横ねじれ座屈に関する細長比パラメーター $a^{0.77, 8)}$ が変化す

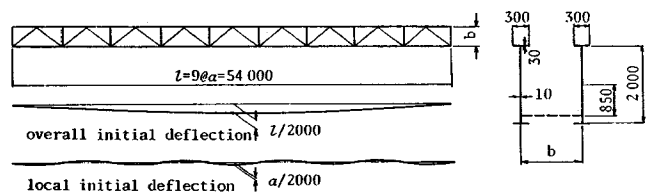


図-6 2主桁構造の連成座屈解析モデル

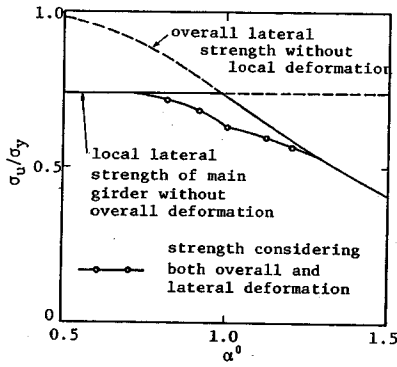


図-7 全体および局部連成座屈強度解析モデル(横桁連結形式)

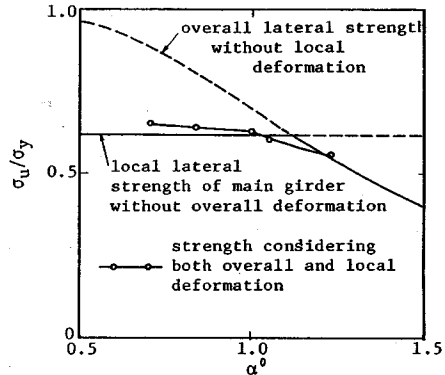


図-8 全体および局部連成座屈強度解析モデル(横構連結形式)

る。これに対して主桁の横つなぎ材間の横ねじれ座屈強度に対しては主桁間隔の変化の影響は僅少で、 $\bar{\lambda}$ は一定と考えることができる。解析モデルでは $\bar{\lambda}=1.0$ とした。また横桁連結形式の解析モデルでは主桁断面は1200×250×9×20、スパン長35m、パネル数 $n=7$ とした。

図-7および図-8はそれぞれ横桁連結形式および横構連結形式における全体および局部横ねじれ連成座屈強度(○印)を表わしている。図中に局部横ねじれ変形を無視した場合の全体横ねじれ座屈強度曲線および横つなぎ材間を座屈長とした場合の主桁の横ねじれ座屈強度を示した。これらの解析結果から、主桁の横つなぎ材間の横ねじれ座屈強度に対して全体横ねじれ変形の影響が無視できる範囲は2つの細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ と α^0 の比較により、

$$\left. \begin{array}{l} \text{横桁連結形式: } \alpha^0/\bar{\lambda} < 0.8 \\ \text{横構連結形式: } \alpha^0/\bar{\lambda} < 1.0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

と与えることができる。以下に述べる並列桁における主桁の横つなぎ材間座屈強度の検討においては解析モデルは式(6)を満足する場合を対象とする。

(2) 横つなぎ材間の主桁の横ねじれ座屈の解析モデル

式(6)の範囲の2主桁構造あるいは主桁数が3本以上の並列桁構造の極限強度には全体変形の影響は僅少

で、もし構成要素の局部座屈が生じないものとすれば、横つなぎ材間の主桁の横ねじれ座屈現象によって最終状態に至ると考えられる。このような現象の解析に前項の連成座屈解析に用いた並列桁構造の全体系モデルを採用すると計算上きわめて効率が悪い。

前項の並列桁構造の全体モデルの解析において全体座屈変形の影響が僅少な場合の主桁の変形特性、あるいは福本・久保¹⁾、西田・吉田・福本²⁾の研究を参考にして効率よく、かつ全体構造の挙動を再現できるモデルを考案した。文献1)で述べられている横つなぎ材が最小剛比を満たす場合は以下のように中間において離散的に支持あるいは弾性拘束された単一桁モデルを用いて、横つなぎ材間横ねじれ座屈強度を解析できる。

横桁連結形式においては主桁のねじれ変形は横桁取り付け点で横桁の水平軸まわりの曲げ剛性によって拘束される。また主桁の鉛直軸まわりの回転変位は横桁の鉛直軸まわりの曲げ剛性によって弾性的に拘束された状態にある。このような変形状態は図-9に示すような横桁取り付け点に回転ばねを有する1本の主桁モデルによって再現できる。

また横構連結形式の横ねじれ座屈強度は横つなぎ材取り付け点でねじれ変位と水平横方向変位が拘束された図-10に示す1本の主桁モデルによって解析することが

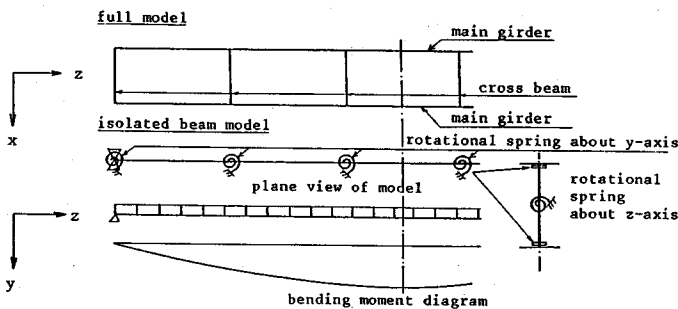


図-9 横桁連結形式の局部座屈強度解析モデル

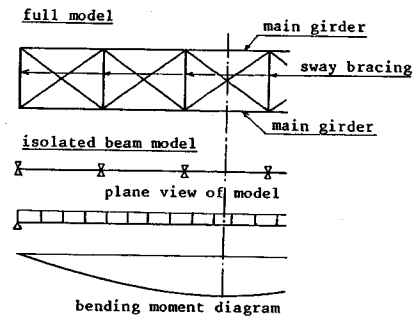


図-10 横構連結形式の局部座屈強度解析モデル

できる。

(3) 解析モデルの極限強度特性

パネル数 $n=3\sim 7$ の並列桁構造を想定して、図-9 および図-10 の 1 本主桁モデルの極限強度解析を行った。荷重は主桁の重心位置に等分布荷重を満載した。図-11 および図-12 は横構連結形式の 2 つのモデルの着目パネルおよび隣接パネル中央点の圧縮フランジ端の直ひずみと荷重の関係および最大荷重直前の圧縮フランジの直ひずみ分布を表わしている。主桁 WG-3, WG-6 は表-2 に掲げた断面寸法と図-1 の残留応力を有しており、横桁間隔 $a=L$ 、パネル数 $n=3$ のモデルである。

WG-3 主桁モデル (横桁間隔を座屈長とした場合の細長比 $\bar{\lambda}=0.843$) は極限状態の直前において着目パネル中央の圧縮フランジの降伏域はフランジ幅のほぼ 1/2 に拡大しているが、隣接主桁の圧縮フランジは弾性状態にある。このモデルでは隣接パネルの主桁の圧縮フランジの先端に降伏域が発生したときに極限状態に至る。

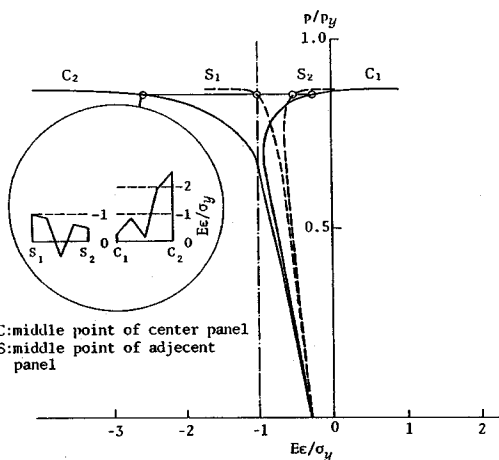


図-11 着目パネルおよび隣接パネル主桁圧縮フランジのひずみ変化 (WG-3)

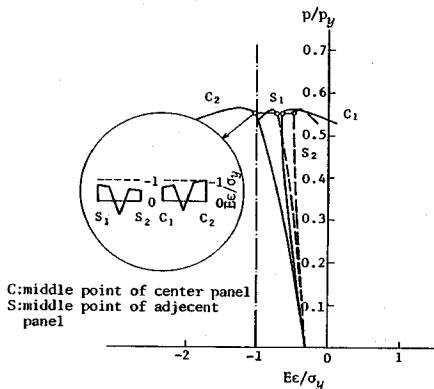


図-12 着目パネルおよび隣接パネル主桁圧縮フランジのひずみ変化 (WG-6)

これに対してスレンダーな主桁 WG-6 ($\bar{\lambda}=1.506$) を用いたモデルでは着目パネルの主桁の圧縮フランジの先端に降伏域が発生すると極限状態に至る。極限状態の直前までは着目パネルおよび隣接パネル主桁の圧縮フランジは弾性状態にある。

このように主桁の細長比によって着目パネルおよび隣接パネルの主桁フランジの極限状態における降伏領域が異なり、横つなぎ材間における主桁の横ねじれ座屈に対する隣接パネル主桁の拘束効果を評価する際に、フランジの応力レベルに関係して隣接主桁の剛性を低減することが必要となる。

(4) 隣接部材の拘束度の評価法

3. で述べた弾性拘束ばりの極限強度式を利用して拘束効果を評価する際に、隣接部材の拘束度の評価法を確立しておく必要がある。なお、Nethercot-Trahair³⁾ ははりの中間において水平たわみとねじれ変形が拘束された 1 本のはりを対象として、着目パネルの横ねじれ座屈に対する隣接パネルの拘束効果を弾性座屈理論より近似的に評価し、有効座屈長係数を与えている。

また Dux-Kitipornchai¹⁷⁾ は非弾性の影響を考慮してモーメント勾配のあるはりの剛性低減係数を求め、連続ばりの横ねじれ座屈強度の評価法を提案している。

ここでは弾塑性有限変位解析によるはりの横ねじれ座屈特性を考慮して、Nethercot-Trahair³⁾ 方法を修正した計算法を示す。

a) 横構連結形式

前述したようなスパン長・主桁間隔比の大きいスレンダーな 2 主桁構造は別として、横構連結形式では、主桁と横つなぎ材の結合点において、主桁の水平横方向変位とねじれ変形が拘束され、鉛直軸まわりの回転変位とそりが弾性拘束されているとみなすことができる。

極限状態における隣接主桁の拘束効果はその応力レベルに関係するから、拘束パラメーター α は弾性剛性からの低減係数 ϕ を導入して

$$\alpha = s\phi \frac{EI_c a}{EI a_1} \dots\dots\dots (7)$$

と表わす。ここに

EI : 着目パネル主桁の鉛直軸まわり曲げ剛性

EI_c : 隣接パネル主桁の鉛直軸まわり曲げ剛性

a : 着目パネルの主桁長さ

a_1 : 隣接パネルの主桁長さ

s : 隣接パネルの遠端の支持条件に関係するが、隣接主桁の遠端が単純支持されている場合は $s=3$ 、連続支持されている場合は近似的に $s=4$ とする。

また隣接主桁の塑性化と作用モーメントによる剛性低下は圧縮材の安定関数を近似した式 (8) によって安全

表一3 提案式と1本桁モデルの局部横ねじれ座屈強度の比較(横桁連結形式)

Model	$\bar{\lambda}_0$	n	I_i/I_0	M_i/M_0	β_i	m	$\bar{\lambda}_i$	P_k	P_0	P_i	P_0/P_i	ψ	κ	M_{U_0}/M_0 A	M_{U_i}/M_0 B	A/B %
WG-4	1.08	3	1	0.89	0	1.75	0.82	0.6	0.528	0.636	0.739	0.345	1.290	1.242	1.200	103
WG-6	1.50	3	1	0.89	0	1.75	1.13	0.6	0.396	0.514	0.686	0.410	1.400	1.208	1.222	99
WG-4	1.08	3	0.80	0.89	0	1.75	0.91	0.6	0.528	0.591	0.795	0.275	1.040	1.209	1.162	104
WG-6	1.50	3	0.73	0.89	0	1.75	1.32	0.6	0.396	0.463	0.761	0.318	1.064	1.172	1.162	101
WG-4	1.08	5	1	0.96	-0.67	1.18	0.95	0.6	0.528	0.573	0.885	0.157	0.914	1.190	1.144	104
WG-6	1.50	5	1	0.96	-0.67	1.18	1.38	0.6	0.396	0.444	0.856	0.196	0.992	1.163	1.212	96
WG-4	1.08	3	1	0.89	0	1.75	0.82	0.06	0.528	0.636	0.739	0.345	0.750	1.163	1.127	103
WG-4	1.08	3	1	0.89	0	1.75	0.82	6.0	0.528	0.636	0.739	0.345	6.690	1.530	1.516	101
WG-6	1.50	3	1	0.89	0	1.75	1.13	0.06	0.396	0.514	0.686	0.410	0.880	1.149	1.160	99
WG-6	1.50	3	1	0.89	0	1.75	1.13	6.0	0.396	0.514	0.686	0.410	6.820	1.436	1.500	96

表一4 提案式と1本桁モデルの局部横ねじれ座屈強度の比較(横桁連結形式)

Model	$\bar{\lambda}_0$	n	I_i/I_0	M_i/M_0	β_i	m	$\bar{\lambda}_i$	P_0	P_i	P_0/P_i	ψ	κ	M_{U_0}/M_0 A	M_{U_i}/M_0 B	A/B %
WG-3	0.85	3	1	0.89	0	1.75	0.64	0.619	0.740	0.744	0.339	1.017	1.226	1.272	96
WG-6	1.50	3	1	0.89	0	1.75	1.13	0.396	0.514	0.686	0.410	1.230	1.190	1.236	96
WG-3	0.85	5	1	0.96	-0.67	1.18	0.78	0.619	0.656	0.906	0.129	0.516	1.133	1.208	94
WG-6	1.50	5	1	0.96	-0.67	1.18	1.38	0.396	0.444	0.856	0.192	0.768	1.104	1.202	94
WG-3	0.85	7	1	0.98	-0.83	1.08	0.82	0.619	0.634	0.957	0.060	0.240	1.068	1.142	94
WG-6	1.50	7	1	0.98	-0.83	1.08	1.44	0.396	0.423	0.917	0.114	0.456	1.088	1.146	95
WG-4	1.08	3	0.8	0.89	0	1.75	0.91	0.528	0.591	0.795	0.275	0.660	1.148	1.130	102
WG-4	1.08	3	1	0.89	0	1.75	0.82	0.528	0.636	0.739	0.345	1.035	1.208	1.186	102
WG-6	1.50	3	0.73	0.89	0	1.75	1.32	0.396	0.463	0.761	0.318	0.696	1.125	1.126	100

側に評価することができる。

$$\psi = 1 - (p_0/p_i)^{1/4} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 p_0 ：対象としている荷重状態による曲げモーメント分布による着目パネル主桁の極限強度(荷重表示)

p_i ：対象としている荷重状態による曲げモーメント分布による隣接パネル主桁の極限強度(荷重表示)

p_0, p_i の算定においては近似的に横つなぎ材間距離を各パネルの主桁の座屈長とする(Salvadori buckling mode³⁾)。

b) 横桁連結形式

横桁のみで連結された2主桁構造では横桁による拘束効果⁷⁾を式(7)に追加した次式で隣接部材の拘束効果を表わすことができる。

$$\kappa = s\psi \frac{EI_i}{EI} \frac{a}{a_i} + P_k \dots \dots \dots (9)$$

P_k は主桁と横桁の連結構造の局部弾性変形(剛性 K_0 の回転ばねで表現)を含む横桁の拘束効果を表わし

$$P_k = 2 \frac{EI_c a}{EI b} / \left(1 + 2 \frac{EI_c}{K_0 b} \right) \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 EI_c ：横桁の鉛直軸まわりの曲げ剛性

b ：主桁間隔

横桁連結形式では近似的に $s=2$ とする。

(5) 提案法による弾性拘束はりの極限強度の算定

横桁連結形式について10ケース、横構連結形式について9ケースのモデルを対象とした極限強度解析結果について(4)で述べた隣接部材の拘束効果の評価式と弾性拘束はりの極限強度式(5)によって算定した極限強度の精度を比較し、表一3および表一4に掲げた。表中の記号は以下の意味を表わしている。

$\bar{\lambda}_0$ ：主桁の局部横ねじれ座屈に関する細長比パラメーター(拘束点間で単純支持)

n ：パネル数

I_0, I_i ：着目主桁および隣接主桁の鉛直軸に関する断面2次モーメント

M_0, M_i ：着目主桁の中央断面および端断面における面内曲げモーメント(このモーメント比によって着目主桁の曲げモーメント分布の影響を考慮する⁵⁾)

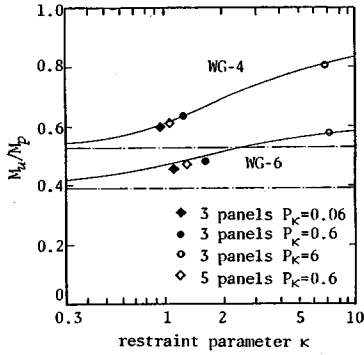
β_i ：隣接主桁の両端の曲げモーメント比

m ：隣接主桁のモーメント分布による座屈強度の補正係数

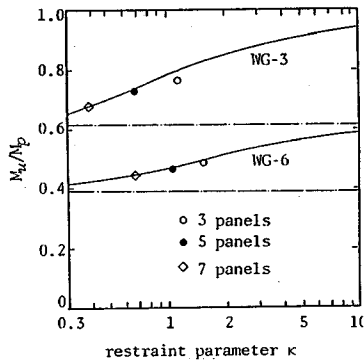
$\bar{\lambda}_i$ ：モーメントの分布形状を考慮した隣接主桁の細長比パラメーター

p_0, p_i ：着目主桁および隣接主桁の基本強度

ψ ：隣接主桁の応力レベルに関する補正係数、式(8)



図一13 提案式による局部横ねじれ座屈強度の精度 (横構連結形式)



図一14 提案式による局部横ねじれ座屈強度の精度 (横構連結形式)

x : 拘束パラメーター, 式(7)あるいは式(9)

M_u/M_{0A} : 式(5)による極限強度

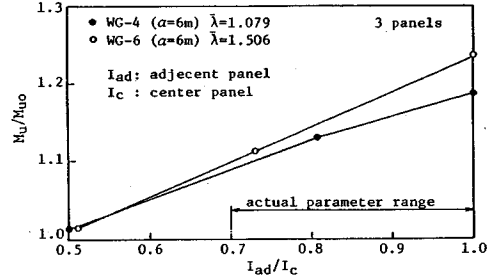
M_u/M_{0B} : 解析モデルの極限強度

これらの比較によると, 提案式によって与えられる極限強度は図一9および図一10の1本主桁モデルの全体解析による極限強度に対して94%~104%の間にある. 図一13および図一14に提案式による極限強度(実線)と全体解析による極限強度を比較して示した.

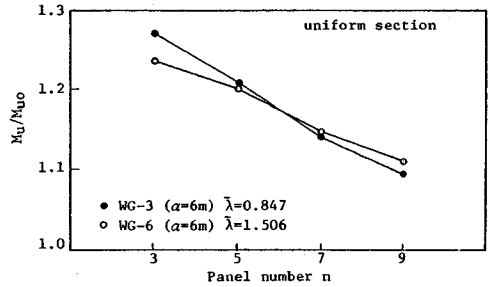
(6) 極限強度と力学パラメーターの関係

上述のように並列桁構造の横つなぎ材間の横ねじれ座屈強度は拘束パラメーター x に関係していることが明らかとなったが, さらに現象を詳細に考察するために主桁の断面変化やパネル数 n と極限強度の関係を横構連結形式について調べた.

図一15は隣接主桁と着目主桁の鉛直軸まわりの断面2次モーメント比 I_{ad}/I_c と基本強度で除して無次元表示した極限強度 M_u/M_{u0} の関係を表わしている. ここでは各パネルのフランジ板厚を一定としフランジ幅を変化させた. 実際の断面2次モーメント比の範囲で, 横つなぎ材間隔を座屈長とした場合に比べて, 隣接部材の拘束



図一15 極限強度に対する隣接パネルと着目パネルの主桁フランジ剛比の影響 (横構連結形式)



図一16 極限強度に対するパネル数の影響 (横構連結形式)

効果により極限強度は10~20%増加している.

図一16は主桁を等断面とした場合のパネル数と強度 M_u/M_{u0} の関係を表わしている. パネル数の増加により着目主桁と隣接主桁の応力レベルが接近するために, パネル数が10をこえると隣接部材の拘束効果は僅少となる.

5. 結 論

以上, 並列桁構造の主桁の横つなぎ材間における横ねじれ座屈に対する隣接部材の拘束効果について考察した. 本研究によって得られた成果を要約すると以下のとおりである.

(1) 弾塑性有限変位解析に基づいてはりの基本強度式を作成した.

(2) 弾性拘束されたはりの極限強度は基本細長比パラメーターと拘束パラメーターの関数で与えられる係数により, はりの基本強度と関係付けられることが明らかになった.

(3) 中間で離散的に支持ないしは弾性拘束された単一はりモデルにより並列桁構造の主桁の横つなぎ材間座屈強度を求めることができる. このモデルを対象として横つなぎ材間の主桁の横ねじれ座屈強度特性を明らかにした.

(4) 隣接部材の拘束度の評価法を示し, 弾性拘束はりの極限強度式を用いた一般部材の横ねじれ座屈強度の

算定法を提示した。

なお、上述のはりの基本強度式と実験データによるはり強度の下限値曲線¹⁴⁾には若干の差異が認められる。広範な支持を得るためには実験データと理論解析による強度曲線が統一されることが重要であり、そのために実験データの棄却検定法の確立、解析における初期不整量の標準化が是非とも必要であると考え。

謝 辞：本研究を遂行するにあたり、大阪大学名誉教授 小松定夫先生には数々の貴重な助言を頂いた。また当時本学大学院生 中田憲正君（現・大阪府土木部）には数値計算ならびに結果の整理について協力頂いた。なお本研究は昭和59・60年度文部省科学研究費（課題番号59550277）の補助を受けた。記して深甚なる感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 福本啓士・久保全弘：横構・対傾構をもつ桁の横倒れ座屈強度，土木学会論文報告集，No.196，1971.
- 2) 西田 進・吉田 博・福本啓士：横桁による並列主桁の横補剛効果，土木学会論文報告集，No.268，1977.
- 3) Nethercot, D. A. and Trahair, N. S. : Lateral buckling approximations for elastic beams, *Struct. Eng.*, Vol. 54, No. 6, 1976.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書，1980.
- 5) British Standard : BS 5400 Part 3, 1980.
- 6) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M. : Effects of local deformation on ultimate strength of ladder-like plate girder bridges, *Tech. Rept. of Osaka Univ.*, Vol. 32, 1982.
- 7) 小松定夫・西村宣男・大野正人：横桁で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈特性と補剛設計法，土木学会論文報告集，No. 329, 1983.
- 8) 小松定夫・西村宣男・中田憲正：横構・対傾構で連結された2主桁橋の全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式，土木学会論文報告集，No. 341, 1984.
- 9) Komatsu, S., Nishimura, N. and Ohno, M. : Overall lateral instability of twin girder bridges with slender aspect ratio, *Preliminary Report on Stability of Metal Structures*, Paris, 1983.
- 10) 小松定夫・西村宣男・中田憲正：側道2主桁橋架設系の全体横倒れ極限強度式と補剛設計法，第30回構造工学シンポジウム論文集，1984.
- 11) ECCS : Laterally supported and unsupported beams, *Manual on the stability of steel structures*, Chapter 5, 1976.
- 12) Fukumoto, U. and Kubo, M. : A survey of tests on lateral buckling strength of beams, *Preliminary report of Stability of Steel Structures*, Liege, 1977.
- 13) ECCS : EUROCODE 3, *Common unified code of practice for steel structures*, 1983.
- 14) 福本啓士・伊藤義人：実験データベースによるはりの横ねじれ基準強度に関する実証的研究，土木学会論文報告集，No. 341, 1984.
- 15) 小松定夫ほか：鋼橋部材の形状初期不整と耐力の統計学的研究，*JSSC*, Vol. 16, No. 170, 1980.
- 16) Fukumoto, Y., Itoh, Y. and Kubo, M. : Strength Variation of laterally unsupported beams, *Proc. ASCE*, Vol. 106, ST-1, 1980.
- 17) Dux, P. E. and Kitipornchai, S. : Buckling approximation for inelastic beams, *Proc. ASCE*, Vol. 110, ST3, 1984.

(1986.12.19・受付)