

局部座屈を考慮した曲線箱桁橋の耐荷力解析

中井 博¹・北田俊行²・村山泰男³

¹正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

²正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

³正会員 工修 大阪市立大学大学院研究生 (㈱栗本鐵工所 〒559 大阪市住之江区柴谷 2-8-45)

本論文は、曲線箱桁橋の耐荷力を、弾塑性有限変位解析によるものと、弾性微小変位解析により推定されるものとを比較・検討し、弾性微小変位解析でも十分な精度で推定できることを明らかにした。さらに、弾性微小変位解析理論のプログラムに、薄肉曲線箱桁断面としての局部座屈を考慮した終局強度の判定条件を付加して、曲線箱桁橋の耐荷力の推定方法について示したものである。

Key Words: curved box girder bridges, ultimate strength, local buckling, elasto-plastic analysis, elastic linear analysis, transfer matrix method

1. まえがき

曲線桁橋は、曲率の影響のために、力学的特性が直線桁橋と著しく異なっている。すなわち、曲線桁橋は、曲げ作用とともに、ねじり作用も常時受ける構造物である。そのために、一般に、曲率の著しい曲線桁では、主桁断面形状として、ねじり剛度の大きい箱断面が適している。とくに、幅員の広い曲線桁橋では、箱断面の主桁2本を横桁で結合した曲線格子箱桁橋が有利な構造形式となる。

一方、わが国の鋼橋の設計法も、世界的な動向にしたがうべく、許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行しつつある。その種の限界状態設計法においては、構造物が終局状態に至るまでの種々の限界状態を明確にし、それらを精度よく推定できることが重要な課題の一つである。そのためには、構造物を構成する部材に着目した梁としての座屈強度のみならず、部材断面を構成する板パネルの局部座屈強度、構造物の骨組全体としての座屈強度、および、これらの座屈挙動が連成する場合の終局強度特性を明らかにしておく必要がある。

部材断面の局部座屈に着目した終局強度に関する研究は、枚挙に暇がないほど多く発表されている。しかしながら、曲線箱桁橋のように、箱断面が組合せ荷重を受ける終局強度を取り扱った研究は、比較的少ない。組合せ荷重を受ける終局強度に関する研

究としては、曲げと軸方向力とを受ける梁-柱部材を対象としたものに、西村らの文献1)、および宇佐美らの文献2)がある。曲げと軸方向力以外に、ねじりも考慮した実験的研究として、文献3)が挙げられる。そして、曲線箱桁橋のように曲げとねじりを受ける箱形断面梁を対象とした実験的研究として文献4)、また補剛箱断面を対象としたものに文献5)~6)の研究がある。

先に述べた曲線格子箱桁橋の骨組全体としての耐荷力を明らかにするためには、弾塑性解析などを行うことが必要である。しかしながら、文献7)などのように、骨組構造物としての弾塑性解析においては、箱桁の構成板要素の局部座屈までも考慮できなのが現状である。

つぎに、弾塑性解析は、一般の橋梁設計に用いられている弾性微小変位解析に比較すると、繁雑な計算を必要とする。したがって、弾塑性解析を曲線格子箱桁橋の設計に適用するには、設計者の時間的負担が大きく、また経費上にも問題がある。

一方、弾性微小変位解析ではあるが、曲線箱桁橋特有の曲率の影響を忠実に考慮できる解析法として伝達マトリックス法がある。伝達マトリックス法⁹⁾による構造解析法は、桁軸線の曲率がクロソイド曲線のように変化する場合や、桁高が変化する場合はもちろんのこと、桁の支持条件がどのようであっても取扱いが容易であるうえ、小型のコンピュータに

よる演算でも十分に正確な解が得られるという利点を有している。

そこで、本研究においては、対象とする曲線格子箱桁橋を骨組構造物とみなしてモデル化し、文献7)による弾塑性有限変位解析を行った結果と文献8)による弾性微小変位解析の結果とを比較・検討し、耐荷力解析にも、弾性微小変位解析が適用できることを確認する。

さらに、文献5)で提案された薄肉曲線箱桁断面の局部座屈を考慮した箱桁断面の曲げとねじりに関する終局強度相関曲線を弾性微小変位解析のプログラム内に組み入れることにより、局部座屈を考慮した曲線箱桁橋の耐荷力を弾性微小変位解析によって、実用的な精度で推定できる方法についても検討を加える。

2. 弾塑性有限変位解析による曲線箱桁橋の耐荷力

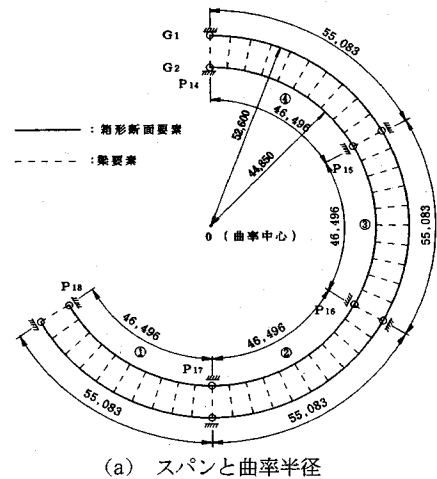
(1) 解析上の特徴

本研究の弾塑性有限変位解析においては、文献7)に示す鋼骨組構造物の耐荷力解析用の専用プログラムE P A S S (Elasto-Plastic Analysis of Steel Structures)を用いた。このプログラムにおいて曲げ・ねじりの連成挙動を解析をするための特徴と、基本仮定とを、以下に示す。

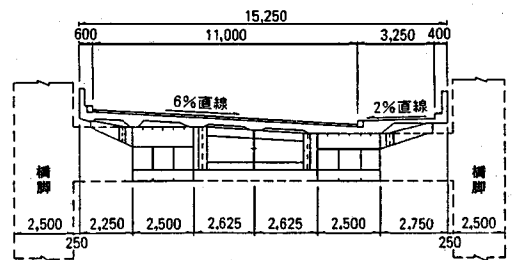
- 薄肉箱形断面部材からなる種々な形式の橋梁構造物の弾塑性有限変位解析を対象とした専用プログラムである。
- 曲線桁に用いられるような薄肉箱形断面部材に含まれる残留応力が考慮できる。
- そして、その部材の初期たわみや、橋梁構造物全体の初期形状不整が考慮できる。
- また、その部材断面内の塑性域の広がりが考慮できる。
- 橋梁構造物が受ける種々な特有の荷重に対処できる。
- 弾塑性を考慮しなくてもよい部材に対しては、有限変位のみを考慮した弾性梁-柱要素を用いることができる。

また、計算の効率化等の理由により、以下に列記する仮定を適用している。

- 要素分割を多くとることにより、変形した部材を直線の有限要素でモデル化することによって生ずる誤差は、無視できるものとする(弾性範囲内で



(a) スパンと曲率半径



(b) 断面図

図-1 解析モデル-1 (単位: mm)

は、曲線要素を用いる伝達マトリックス法による計算結果との比較を通じて、この仮定の妥当性を検討した)。

- 軸方向変位、および曲げ変位に対しては、平面保持の仮定が成立するものとする。
- 曲げによるせん断応力、および、そりによる垂直応力は、無視する。
- 部材のねじり角は、微小であるものとする。
- 箱形断面内のせん断流は、その断面が部分的に塑性化しても、断面内で一定であるものとする。
- 箱形断面要素の材料は、等方・均質の完全弾塑性体とする。
- 降伏の判定において、曲げに伴うせん断力は、無視する。
- 箱形断面要素の材料は、von-Misesの降伏条件、および Prandtl-Reussの塑性流れ則にしたがうものとする。
- 部材を構成する板要素は、局部座屈しないものとする。

(2) 解析モデルと載荷方法

弾塑性有限変位解析の対象とした解析モデル-1を、図-1に示す。この解析モデルは、文献10)で取

表-1 死荷重強度(tf/m)

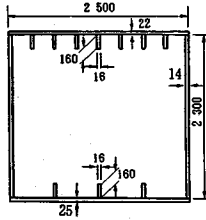
(1tf=9.8kN)

死荷重の種類	前死荷重(D1)				後死荷重(D2)
	径間①	径間②	径間③	径間④	全径間
G ₁ 桁	2.590	2.060	1.980	1.980	7.994
G ₂ 桁	2.090	2.150	2.150	2.150	7.017

表-2 活荷重強度

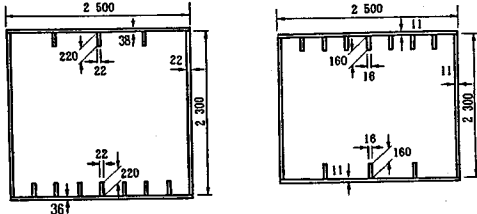
(1tf=9.8kN)

活荷重の種類	ケース-1		ケース-2		ケース-3	
	G ₁ 桁	G ₂ 桁	G ₁ 桁	G ₂ 桁	G ₁ 桁	G ₂ 桁
集中活荷重P(tf)	59.976	9.195	71.182	9.081	59.976	9.195
分布活荷重q(tf/m)	2.719	0.679	2.719	0.679	2.719	0.679



(寸法単位: mm)

(a) G₁桁の径間①の中央断面 (SM520)



(b) G₁桁のP₁₇支点上断面 (c) G₁桁の径間②の中央断面 (SS400)

図-2 解析モデル-1の着目断面における部材断面寸法

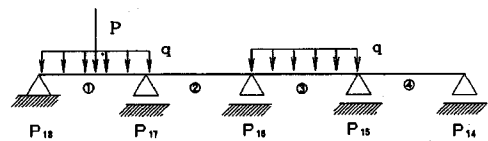
り上げられた実橋を4径間連続曲線箱桁橋に理想化したものである。

本解析モデル-1の解析条件を列記すると、以下に示すとおりである。

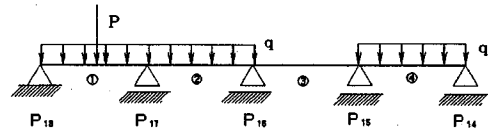
- a) 主桁は、弾塑性有限変位挙動が考慮できる箱形断面要素の集合体でモデル化する。
- b) 中間横桁は、ねじり剛性を無視した弾性梁要素を用いてモデル化する。
- c) 主桁の橋脚位置における支点条件は、鉛直変位を拘束、そして全ての方向の回転変位を自由としている。

また、解析モデル-1の着目断面における部材断面の形状・寸法を、図-2に示す。

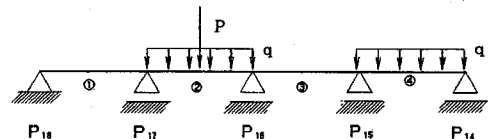
解析で対象とする荷重は、死荷重(D)、および活荷重(L)とした。ここに、死荷重(D)は、鋼自重による前死荷重(D₁)と、床版、ハンチ、地覆、舗装、および高欄による後死荷重(D₂)との和で表され、分布荷重として作用するものとする。また、活荷重(L)は、着目点が最も不利となるように載荷した3つの載荷ケースを選んだ。その際、載荷荷重は両主桁(桁G₁、および桁G₂)上に、分布荷重、あるいは集中荷重として載荷した。それらの荷重強度は、着目桁を桁G₁として、慣用計算法(1-0法)により荷重分配して算出した。表-1、および表-2には、基本荷重として載荷した死荷重強度、および活荷重強度を示す。なお、活荷重としては、文献10)の橋梁の設計に用いられた旧道路橋示方書のL-20、およびTT



(a) 活荷重載荷ケース-1 (着目断面: 径間①の中央断面)



(b) 活荷重載荷ケース-2 (着目断面: 支点P17上断面)



(c) 活荷重載荷ケース-3 (着目断面: 径間②の中央断面)

図-3 着目断面と活荷重の載荷状態

-43荷重を採用した。なお、TT-43荷重は、等価線荷重で考慮した。また、活荷重強度には、衝撃を含めている。

着目断面に対する活荷重載荷状態を、図-3に示す。ただし、集中荷重P、および等分布荷重qは、主桁のせん断中心上に載荷するものとする。

(3) 解析結果とその考察

図-1の解析モデルに、図-3の3種の活荷重と死荷重を作用させ、弾塑性有限変位解析を行う。この弾塑性有限変位解析において、基本荷重(D+L)を荷重パラメータ α_1 倍して、終局状態に達するまで漸増させてゆき、終局荷重 α_u (D+L)を求める。

図-4は、以上の要領で弾塑性有限変位解析を行っ

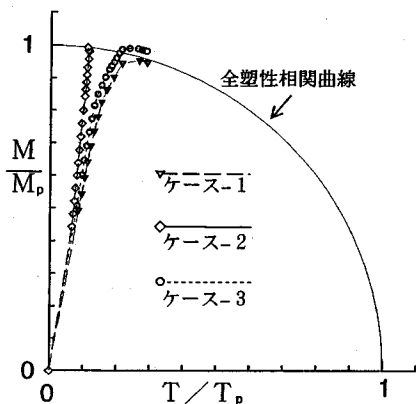


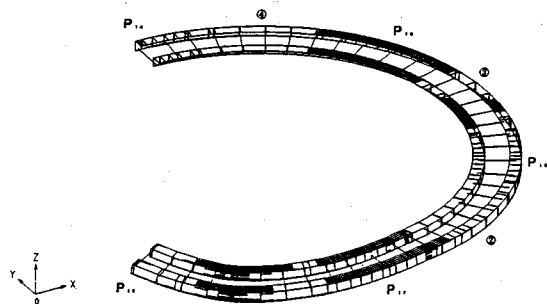
図-4 各活荷重載荷ケースの着目断面における曲げモーメントとねじりモーメントとの相関関係

た結果の一例として、各活荷重載荷状態における着目断面が終局状態に至るまでの曲げモーメント M とねじりモーメント T との相関関係を、それぞれの着目断面の全塑性モーメントで無次元化表示してプロットしたものである。

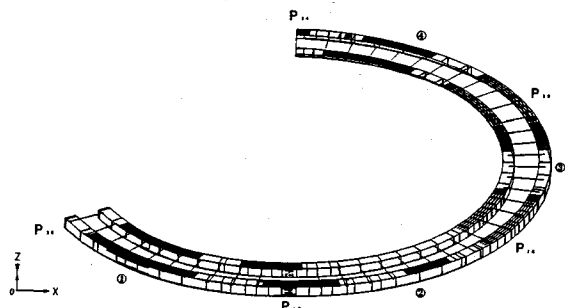
この図によると、荷重パラメータ α_L を増加させてゆけば、最終的に着目断面が全塑性に達していることがわかる。すなわち、まず活荷重載荷ケース-2における挙動は、線形性を保ち続けながら断面力が増加して行き、やがて増加量が小さくなり始める。それ以後、全塑性状態に達し、増加が留まってしまう。つぎに、活荷重載荷ケース-1、およびケース-3における挙動は、ある程度のところまでは、線形性を保ち続けながら断面力が増加していく。しかし、徐々に線形性を失いはじめ、ねじりモーメントの増加が大きくなり、全塑性状態に達した後も、ねじりモーメントのみが増加して終局状態に達している。

いずれの場合においても、①着目断面が全塑性状態になるまでの非線形性はかなり小さいこと、さらに②着目断面が全塑性状態になってから、終局状態になるまでの荷重パラメータの増分も著しく小さいことがわかる。

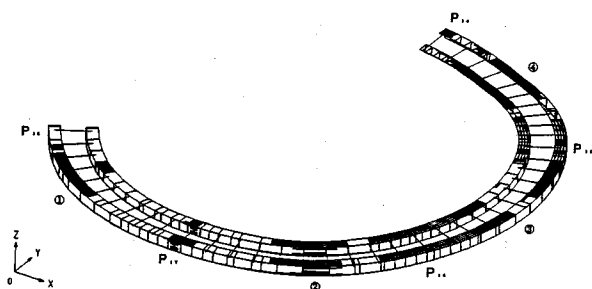
図-5には、各荷重載荷ケースに対し、終局状態における橋全体にわたる主桁断面の塑性域の広がり状況を示す。ここで、図中の黒く塗りつぶされた部分が、降伏域に達したことを示している。すなわち、フランジ、および腹板全体が黒い部分では、主桁が全塑性状態に近い状態にあることを示している。この図から、終局状態においては、着目断面がほぼ全塑性状態に達すると同時に、その近傍のフランジ断面、および等分布活荷重が載荷されている径間の中央付近のフランジ断面で降伏に達していることがわかる。



(a) ケース-1 (着目断面：端支間①中央)



(b) ケース-2 (着目断面：中間支点 P_{17})



(c) ケース-3 (着目断面：径間②中央)

図-5 主桁の塑性域の広がり

以上の解析結果は、本研究で対象とした2箱桁の曲線格子桁橋の場合、弾性微小変位解析にもとづいて、着目断面の終局断面力を求めることができることを示唆している。

3. 弾性微小変位解析による曲線箱桁橋の耐荷力の推定

(1) 伝達マトリックス法による曲線箱桁橋の解析

本研究で行う弾性微小変位解析には、伝達マトリックス法 (transfer matrix method)⁹⁾を用いた。これは、桁の曲げやねじりに関する基礎微分方程式

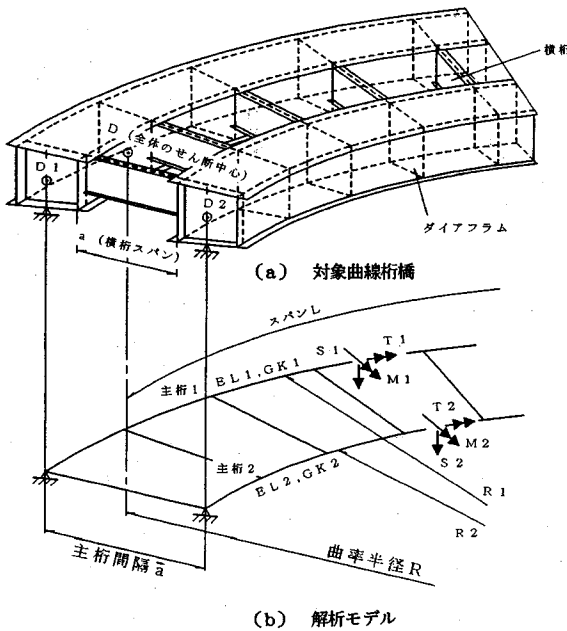


図-6 曲線格子箱桁橋のモデル化

をマトリックス演算を通じて忠実に解く方法で、弾性で微小変位挙動であるが、有限要素法のような近似解ではなく、極めて厳格な解を得ようとする方法である。

本研究で対象としている曲線格子箱桁の場合、主桁断面は、曲げ作用のほかに、ねじり作用も常時受けるため、曲率が大きくなると、ねじり剛度の大きい箱断面が最も適している。この種の箱桁のねじり現象は、実用的には曲げねじりを無視し、単純ねじりのみを考え、図-6に示すように、曲げと単純ねじりとの連成問題として取り扱えばよい⁹⁾。

一方、図-6に示す曲線格子箱桁は、主桁が横桁によって弾性支持されているものとみなして解析することができる。すなわち、主桁、および横桁のすべてを個別の桁に分解し、それぞれの桁について伝達マトリックス法を適用して解析する。その際、主桁と横桁との結合点に作用する格点力を未知量として計算に取り入れ、この格点力の数に等しい主桁と横桁との変位の適合条件を設定することによって、格子桁全体としての構造解析を一括して行うことができる。この方法よると、主桁や横桁の支持条件や結合形式が任意の格子桁であっても容易に解析できる。

(2) 曲線箱桁橋の終局強度の推定

ある与えられた荷重のもとに、弾性微小変位解析によって求めた曲げモーメント、および、ねじりモーメントが組み合わさって作用するとき、全塑性に

至っているか否かの判定は、文献5)で提案された耐荷力の楕円の公式にしたがって断面力表示をすると、次式の相関式で行うことができる。

$$\sqrt{\left(\frac{M}{M_p}\right)^2 + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2} = \kappa_p \quad (1)$$

ここに、

M: ある荷重載荷時に作用する曲げモーメント

M_p : 全塑性曲げモーメント

T: ある荷重載荷時に作用するねじりモーメント

T_p : 全塑性ねじりモーメント

上式の右辺の κ_p の値は、全塑性に至るまでの達成度を表す係数である。これを、以降、本研究では、全塑性達成パラメータと呼ぶことにする。そして、全塑性達成パラメータが、 $\kappa_p=1$ のときは、もちろん着目する断面が全塑性状態に達して終局状態に至ることを意味する。

一般に、全塑性達成パラメータ $\kappa_p \leq 1$ であるので、いま与えられた荷重を増大させてゆき、 $\kappa_p=1$ に至ったときのある係数倍された荷重、すなわち式(1)の逆数

$$\alpha_p = \frac{1}{\kappa_p} \quad (2)$$

として与えられる係数 α_p 倍された荷重に達すると、全塑性状態に至らせしめることができる。そこで、本研究では、以降、この係数 α_p を全塑性荷重パラメータと称することにする。

以下、全塑性荷重パラメータ α_p と弾塑性有限変位解析によって求められた終局状態に対する終局荷重パラメータ α_p とを比較し、終局強度の推定法について検討する。

(3) 弾塑性有限変位解析による解析結果との比較検討

図-1の解析モデル-1を用い、図-3に示した3つの載荷ケースに対して、弾塑性有限変位解析を行った結果と弾性微小変位解析により推定した結果との比較・検討を行う。

まず、弾性微小変位解析によって計算した基本荷重載荷時における作用断面力、および構成断面が耐え得る全塑性断面力を、式(1)、および式(2)に代入して、最も不利となる着目断面における全塑性達成パラメータ κ_p 、および全塑性荷重パラメータ α_p を計算する。ただし、EPASSにおいては、基本仮定において、曲げによるせん断応力が考慮されていない。そこで、弾塑性有限変位解析結果との整合性をとるため、弾性微小変位解析によるものも、せん断力を $S=0$ とみなしている。

表-3 弾性微小変位解析による基本荷重に対する各断面力と全塑性達成パラメータ κ_p 、および全塑性荷重パラメータ α_p

項目	(1tf・m=9.8kN・m)					
	M (tf・m)	T (tf・m)	M (tf・m)	T (tf・m)	κ_p	α_p
ケース-1	3.560	385	7.233	3.346	0.51	1.96
ケース-2	5.306	298	11.670	5.242	0.46	2.18
ケース-3	1.401	139	2.864	1.753	0.50	2.00

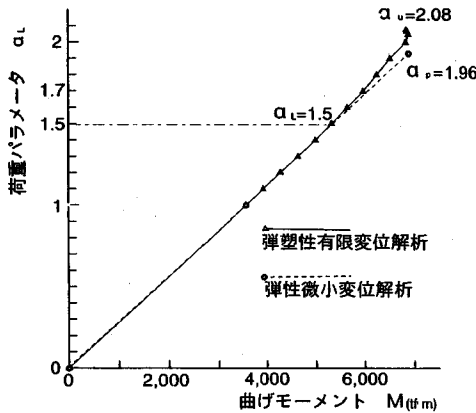


図-7 活荷重載荷ケース-1 (着目点: 径間①中央) における荷重パラメータと曲げモーメントとの関係

表-3は、弾性微小変位解析による基本荷重に対する各断面力と全塑性達成パラメータ κ_p 、および全塑性荷重パラメータ α_p とを算出したものを示す。

まず、図-7は、活荷重載荷ケース-1において、荷重パラメータと着目断面における曲げモーメントとの関係を示したものである。荷重パラメータが $\alpha_L=1.5$ 近傍から弾塑性有限変位解析による曲げモーメント $M^{(2)}$ は、弾性微小変位解析による値 $M^{(1)}$ よりも小さくなり始めている。そして、荷重パラメータが、 $\alpha_L=2.05$ 付近でほぼ全塑性状態に達し、曲げモーメントが増加しなくなっている。すなわち、着目断面がほぼ全塑性状態に至って、その後すぐに終局状態に達したものと推定される。

なお、 $\alpha_L=1.7$ における弾性微小変位解析結果 $M^{(1)}$ と弾塑性有限変位解析結果 $M^{(2)}$ とに対する差異が1.4%で、両者は、ほぼ一致している。また、弾性微小変位解析で求めた全塑性荷重パラメータ α_p と弾塑性有限変位解析による終局荷重パラメータ α_u とを比較すると、 $\alpha_u/\alpha_p=1.06$ となり、弾性微小変位解析による終局強度の推定が、若干、安全側の評価となっていることがわかる。

つぎに、図-8には、同じ荷重ケースにおける荷重パラメータとねじりモーメントとの関係を示す。この図より、 $\alpha_L=1.5$ 近傍から弾塑性有限変位解析に

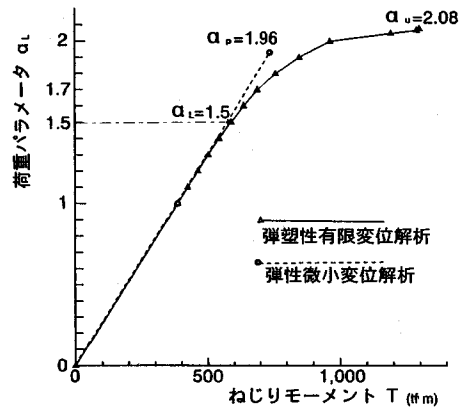


図-8 活荷重載荷ケース-1 (着目点: 径間①中央) における荷重パラメータとねじりモーメントとの関係

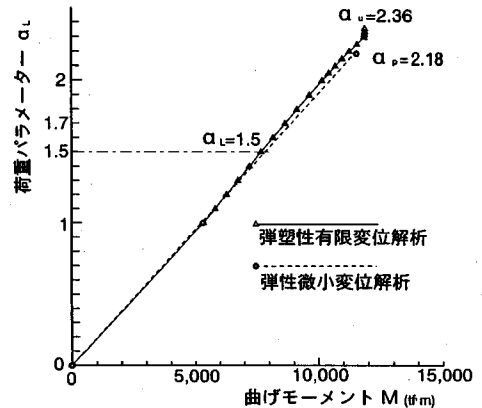


図-9 活荷重載荷ケース-2 (着目点: 支点P17) における荷重パラメータと曲げモーメントとの関係

よるねじりモーメント $T^{(2)}$ は、弾性微小変位解析による値 $T^{(1)}$ よりも大きくなり始め、線形性をなくし始めていることがわかる。また、終局状態に近づくのに伴って、弾塑性有限変位解析によるねじりモーメントは、急増していることもわかる。

さらに、図-9は、活荷重載荷ケース-2における荷重パラメータと着目断面における曲げモーメントとの関係を示したものである。この場合、荷重パラメータが、 $\alpha_L=2.1$ 近傍まで、両解析結果はほぼ一致し、 $\alpha_L=2.3$ 近傍で着目断面がほぼ全塑性モーメントに達し、その後すぐに終局状態に至ったものと推定される。また、図-10には、同じ荷重ケースにおける荷重パラメータとねじりモーメントとの関係を示している。この場合も、曲げモーメントの場合と同様に、 $\alpha_L=2.1$ 近傍まで、両解析結果は良好に一致し、 $\alpha_L=2.1$ 近傍でねじりモーメントが最大と

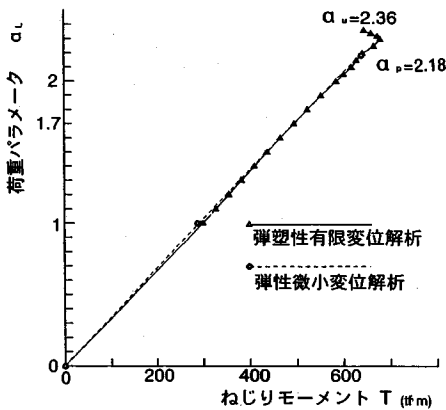


図-10 活荷重載荷ケース-2 (着目点: 支点P₁₇)における荷重パラメータとねじりモーメントとの関係

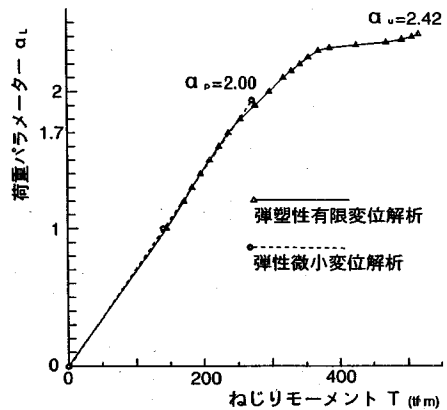


図-12 活荷重載荷ケース-3 (着目点: 径間②中央)における荷重パラメータとねじりモーメントとの関係

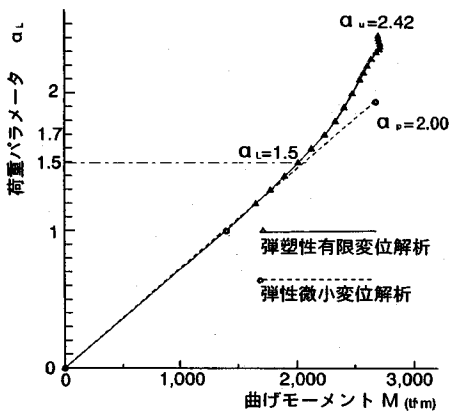


図-11 活荷重載荷ケース-3 (着目点: 径間②中央)における荷重パラメータと曲げモーメントとの関係

なり、その後、ねじりモーメントが減少して終局状態に至っている。

最後に、図-11には、活荷重載荷ケース-3の着目断面における荷重パラメータと曲げモーメントとの関係を示す。また、図-12には、同じ荷重ケースにおける荷重パラメータとねじりモーメントとの関係を示している。

この場合の両解析結果の傾向は、活荷重載荷ケース-1の場合と同様な傾向を示している。しかし、荷重パラメータが $\alpha_L=1.5$ 以上となると、弾塑性有限変位解析と弾性微小変位解析とによる断面力の間には、かなりの差異が生じ始めている。このことは、着目断面のフランジが降伏し始めてから全塑性状態に達するまでの間に、橋軸方向に、若干、応力が再配分されているものと推定される。その結果として、 $\alpha_u/\alpha_p=1.21$ となり、弾性微小変位解析による終局強度の推定値が、かなり安全側の評価となっているものと思われる。

以上、3つの荷重ケースに対して、弾性微小変位解析と弾塑性有限変位解析との比較・検討を行った。両解析法による断面力は、道路橋示方書¹²⁾で期待する安全率 $\nu=1.7$ よりも小さい荷重パラメータの範囲では、ほぼ一致していると考えられる。また、終局状態の推定は、弾性微小変位解析によると、弾塑性有限変位解析結果による終局荷重パラメータをいずれの場合も、6%~21%安全側に評価できた。

このように、本研究で対象とした2箱桁の曲線格子桁橋の終局状態を推定する場合、弾性微小変位解析によって、弾塑性有限変位解析に比して、若干、安全側に終局強度を評価できることがわかった。しかし、これまでの解析においては、曲げによるせん断力の影響、および箱形断面の局部座屈が終局強度に与える影響を考慮していない。これらについては、以下で検討する。

4. 局部座屈を考慮した曲線箱桁橋の耐荷力照査

局部座屈を考慮した終局強度の推定は、文献5)で提案されている終局強度相関曲線を用いて行う。

(1) 純曲げに対する箱断面の終局強度

局部座屈を考慮した純曲げに対する補剛箱断面の終局強度の推定式は、次式で与えられるものとする⁵⁾。

$$\alpha = \frac{M_u}{M_p} = \frac{1}{\sqrt{1+0.5(R_b-0.5)}} \quad (3)$$

ここで、 R_b は、終局曲げモーメントを求めるための幅厚比パラメータで、次式によって求める。

$$R_b = \frac{0.8}{\left(\frac{R_f}{R_w}\right)^{\frac{h}{B}}} (R_b^* - 0.5) + 0.5 \quad (4)$$

ここに、

- R_f : 圧縮フランジの幅厚比パラメータ
- R_w : 腹板の純曲げに関する幅厚比パラメータ
- R_b^* : 箱断面全体の幅厚比パラメータ
- B : 腹板内のフランジ幅
- h : 腹板高

まず、圧縮フランジの幅厚比パラメータ R_f は、十分に剛な補剛材が配置されている場合、すなわち縦補剛材の剛比が道路橋示方書¹²⁾で定める必要最小剛比よりも大きい場合を想定すると、次式によって求められる⁵⁾。

$$R_f = \frac{B}{n t_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_f \pi^2} \cdot \frac{\sigma_Y}{E}} \quad (5)$$

ここに、

- μ : ポアソン比
- n : 補剛フランジの板パネル数
- t_f : フランジ厚
- k_f : 座屈係数 (=4)

つぎに、腹板の純曲げに関する幅厚比パラメータ R_w は、次式により求められる⁵⁾。

$$R_w = \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_w \pi^2} \cdot \frac{\sigma_Y}{E}} \quad (6)$$

ここに、

- t_w : 腹板厚
- k_w : 座屈係数(水平補剛材のない場合: $k_w=23.9$, 剛な水平補剛材が $0.2h$ の位置に配置されている場合: Kloppelによる座屈係数 $k_w=110.8$ を用いる)

さらに、箱断面全体の幅厚比パラメータ R_b^* は、文献4)にしたがうと、次式により求められる。

$$R_b^* = \frac{B}{n t_f} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_b \pi^2} \cdot \frac{\sigma_Y}{E}} \quad (7)$$

ここで、 k_b は、箱桁全体に対する座屈係数で、 $\xi_1 \sim \xi_4$ を

$$\left. \begin{aligned} \xi_1 &= 6.600 + 3.015\eta - 2.819\eta^2 \\ \xi_2 &= 5.691 - 19.485\eta + 17.038\eta^2 \\ \xi_3 &= 0.727 - 1.063\eta + 0.705\eta^2 \\ \xi_4 &= 1.511 - 4.947\eta + 4.260\eta^2 \end{aligned} \right\} \quad (8)_{a,b,c,d}$$

にとると、

$$k_b = \frac{\xi_1 + \xi_2 \gamma}{\xi_3 + \xi_4 \gamma}, \quad \text{ただし, } k_b \geq 4 \quad (9)$$

で与えられ⁵⁾、また

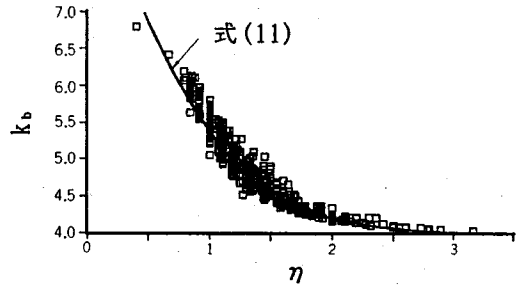


図-13 k_b と η の関係

$$\eta = \frac{t_f}{t_w}, \quad \gamma = \frac{h}{B} \quad (10)_{a,b}$$

である。

なお、 k_b は、図-13により、実績調査結果¹³⁾より、近似的に次式で表すことができる。

$$k_b = 0.036 (3.5 - \eta)^4 + 4.0 \quad (11)$$

(2) 純ねじりに対する箱断面の終局強度

文献5)では、箱断面が純ねじりを受ける場合の終局ねじりモーメント T_u は、最も幅厚比の大きいパネルのせん断耐荷力 τ_u により決定されるとし、次式で与えている。

$$\beta = \frac{T_u}{T_p} = \frac{\tau_u}{\tau_Y} \quad (12)$$

ここに、 τ_Y は降伏せん断応力度である。

通常、せん断応力度は、ねじりよるものと曲げによるものが考えられるので、せん断耐荷力 τ_u は、ねじりよるせん断応力度と曲げよるせん断応力度との合計したものとなる。また、せん断耐荷力 τ_u は、腹板に生じるせん断応力度により決定されるものとし、腹板1枚当たりのせん断力で表示すると、次式が与えられる。

$$\frac{\tau_u}{\tau_Y} = \frac{(S_{wT} + S_{wB})_u}{S_{wp}} \quad (13)$$

ここに、 S_{wT} はねじりモーメント T により腹板に生じるせん断力で、 S_{wB} は曲げによるせん断力 S より腹板に生じるせん断力を意味し、また S_{wp} は腹板の全塑性せん断力で、それぞれ近似的に次式で表される。

$$S_{wT} = T / (2B) \quad (14)$$

ここに、 B は、腹板の中心間距離である。

$$S_{wB} = S / 2 \quad (15)$$

$$S_{wp} = \tau_Y A_w \quad (16)$$

また、 A_w は、腹板1枚当たりの断面積である。

以上、式(12)~(15)を用いれば、式(12)のねじり

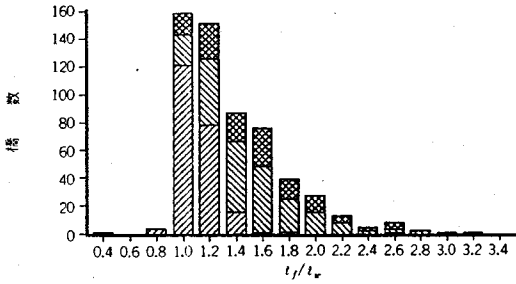


図-14 フランジと腹板の板厚比 ($\eta = t_f / t_w$)

モーメントにせん断力 S を考慮したせん断耐荷力は、次式で与えられる。

$$\beta = \frac{\tau_u}{\tau_v} = \frac{(T + SB)_u}{T_p} \quad (17)$$

上式において、 $(T + SB)_u$ は、ねじりモーメントとせん断力とが同時に合わさったときのせん断に対する終局状態を示す。そして、全塑性ねじりモーメント T_p は、図-14 に示す実績調査結果¹³⁾ にもとづき、腹板厚がフランジ厚より薄いものとする、次式で表わされる。

$$T_p = 2 S_{wp} B \quad (18)$$

また、単一パネルの終局せん断応力 τ_u は、後座屈挙動を考慮すると、次式で与えられる^{5), 14)}。

$$\tau_u = \tau_{cr} + \tau_t \leq \tau_v \quad (19)$$

ここに、

τ_v : 降伏せん断応力度

τ_u : 腹板の最も幅厚比の大きいパネルの終局せん断応力度

τ_{cr} : せん断座屈応力度

τ_t : 斜め張力場理論による後座屈応力度

まず、せん断座屈応力度 τ_{cr} は、文献15) の提案式を弾塑性領域まで拡張すると、次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} \tau_{cr} &= \tau_v && : R_r \leq 0.6 \\ &= \{1 - 0.614(R_r - 0.6)\} \tau_v && : 0.6 < R_r \leq \sqrt{2} \\ &= \left(\frac{1}{R_r}\right)^2 \tau_v && : \sqrt{2} < R_r \end{aligned} \right\} \quad (20)_{a, b, c}$$

ここに、 R_r は、純せん断に関する単一パネルの幅厚比パラメータで、次式で与えられる。

$$R_r = \frac{b}{t_w} \sqrt{\frac{12(1 - \mu^2)}{k_r \pi^2} \cdot \frac{\tau_v}{E}} \quad (21)$$

また、 k_r は、純せん断に関する座屈係数で、次式で求められる。

$$\left. \begin{aligned} k_r &= 5.34 + \frac{4.00}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} : \frac{a}{b} \geq 1 \\ &= 4.00 + \frac{5.34}{\left(\frac{a}{b}\right)^2} : \frac{a}{b} < 1 \end{aligned} \right\} \quad (22)_{a, b}$$

ここに、

b : 腹板の板パネル幅

a : 垂直補剛材間隔

つぎに、後座屈領域におけるせん断応力 τ_t は、塑性ヒンジが板パネルのコーナー部近傍に形成されるものとする、次式で求められる^{5), 14)}。

$$\tau_t = \sigma_t \left\{ \sin \theta \cdot \cos \theta - \left(\frac{a}{b}\right) \sin^2 \theta \right\} \quad (23)$$

$$\sigma_t = \left\{ 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_v}\right)^{1.2} \right\} \sigma_v \quad (24)$$

$$\theta = \left(\frac{1}{2}\right) \tan^{-1} \left(\frac{b}{a}\right) \quad (25)$$

ここに、

σ_t : 斜め引張応力度

θ : 斜め引張応力度の方向を示す角度

ただし、 $\tau_{cr} = \tau_v$ のときは、 $\tau_t = 0$ とする。

(3) 終局強度相関曲線、および終局強度の推定

文献5) によると、曲げモーメントとねじりモーメントとを同時に受けた箱桁の終局強度は、次式の楕円の相関曲線で表わされている。

$$\left(\frac{M_u}{\alpha M_p}\right)^2 + \left(\frac{T_u}{\beta T_p}\right)^2 = 1 \quad (26)$$

上式に、さらに曲げによるせん断力を付加して、式(17)を考慮すると、次式のように書ける。

$$\left(\frac{M_u}{\alpha M_p}\right)^2 + \left[\frac{(T + S \cdot B)_u}{\beta T_p}\right]^2 = 1 \quad (27)$$

ここに、

α : 純曲げに関する局部座屈低減係数で、式(3)参照

β : 純ねじりに関する局部座屈低減係数で、式(17)参照

本研究においては、局部座屈を考慮した終局状態に対する安全性を表すパラメータを次式で推定することにした。すなわち、ある荷重による各断面の断面力と断面が局部座屈して終局状態に至るときの断面力との比として計算される終局状態に達するパラメータ κ_u を、次式によって算出するものとする。

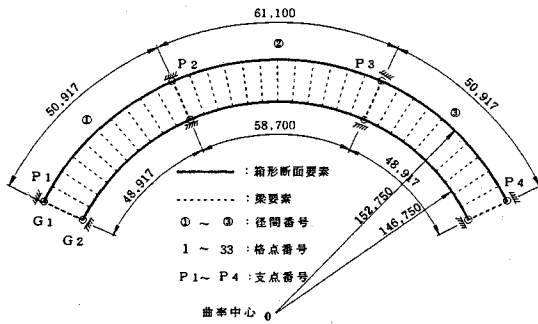


図-15 解析モデル-2の平面図(寸法単位:mm)

$$\sqrt{\left(\frac{M}{\alpha M_p}\right)^2 + \left(\frac{T+S \cdot B}{\beta T_p}\right)^2} = \kappa_u \quad (28)$$

ここに、

κ_u : 基本荷重載荷状態と断面の終局状態における断面力の比を表すパラメータ(以下、局部座屈達成パラメータという)

この局部座屈達成パラメータ κ_u が1のときは、着目断面が局部座屈を起こして終局強度に至ることを意味する。そして、このとき、曲線桁橋も終局状態に達するものと判定する。

したがって、式(28)の κ_u 値が求められると、 α_u は、その逆数、すなわち

$$\alpha_u = \frac{1}{\kappa_u} \quad (29)$$

で表される。この係数 α_u は、箱断面を終局状態に至らせしめる荷重パラメータである。そのため、この係数を、以下、終局荷重パラメータと呼ぶことにする。

(4) 曲線箱桁橋モデルの耐荷力照査への適用例

局部座屈を考慮した曲線箱桁橋の終局強度を推定するに当たり、実際に設計されたモデルを用いて、数値的な検討を試みることにする。

今回、解析の対象としたモデル-2は、文献16)における3径間連続非合成曲線箱桁橋である。この橋梁は、箱断面を有する2本の主桁(桁G₁、および桁G₂)を横桁によって結合した曲線格子箱桁橋である。解析モデル-2の平面図を図-15に、また部材断面形状・寸法を図-16に示す。

そして、このモデルにおける主桁G₁の限界断面力 M_p 、 αM_p 、 T_p 、および βT_p の計算結果を表-4に示す。

数値解析の際に用いた荷重は、文献16)に示されている死荷重(D)、および活荷重(L)とした。

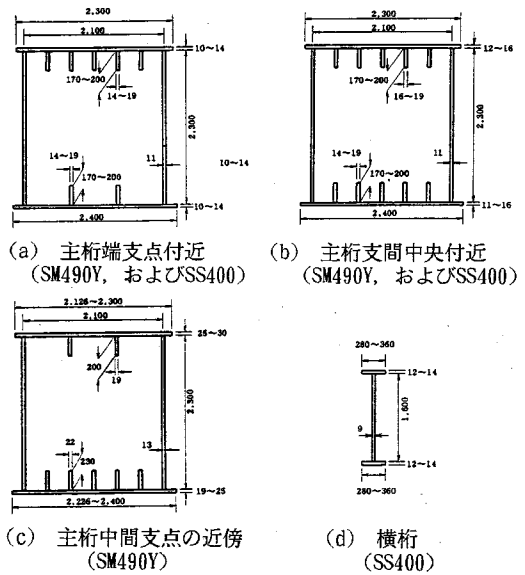


図-16 解析モデル-2の部材断面形状・寸法(寸法単位:mm)

表-4 桁G₁における限界断面力

(1tf・m=9.8kN・m)

径間	格点番号	M_p (tf・m)	αM_p (tf・m)	T_p (tf・m)	βT_p (tf・m)
P ₁	1	2.420	2.136	1.488	1.254
	2	2.420	2.136	1.488	1.254
	3	3.973	3.299	2.400	1.831
	4	4.772	4.134	2.687	2.049
	5	4.772	4.134	2.687	2.049
	6	2.847	2.624	1.600	1.348
	7	2.847	2.624	1.600	1.348
	8	5.618	5.114	2.914	2.223
	9	6.631	5.171	3.681	3.055
	10	7.506	6.200	4.207	3.492
P ₂	11	6.548	5.138	3.634	3.016
	12	5.073	3.475	2.869	2.188
	13	5.152	3.496	2.914	2.223
	14	2.673	2.410	1.524	1.285
	15	3.857	3.203	2.336	1.782
	16	3.857	3.203	2.336	1.782
	17	3.857	3.203	2.336	1.782

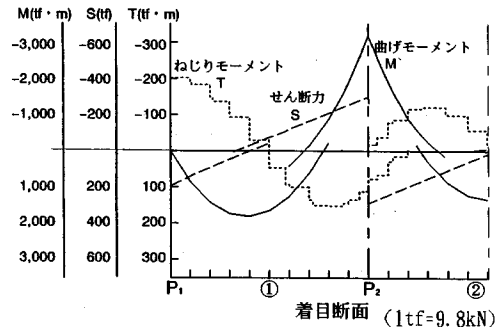


図-17 G₁桁の最大・最小断面力図

このうち、死荷重(D)は、各主桁(桁G₁、および桁G₂)に均等に載荷する。一方、活荷重(L)は、TL-20荷重を移動荷重として、着目桁G₁の各断面に最も不利になるように影響線載荷をした。

図-17には、主桁G₁の最大・最小断面力を橋軸方

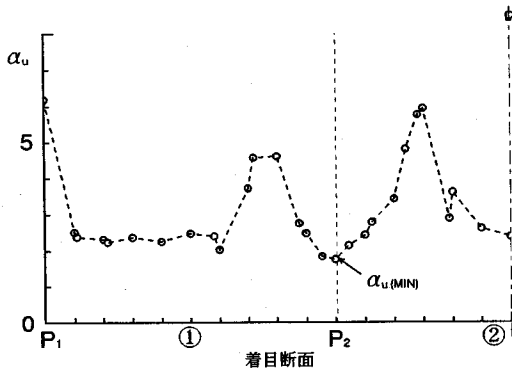


図-18 終局荷重パラメータ α_u の橋軸方向の分布

向にわたってプロットしたものを示す。

以上の計算結果を式(28)、および(29)に代入し、桁 G_1 の各断面における終局荷重パラメータ α_u を計算する。そして、終局荷重パラメータ α_u の橋軸方向の分布を、図-18に示す。

以上の解析結果において、 α_u の値は、支間中央部付近、および中間支点近傍で小さくなる。また、 α_u の最小値は、中間支点 P_2 上で発生し、 $(\alpha_u)_{\min} = 1.77$ となり、この曲線箱桁橋は基本荷重に対して、1.7倍以上の耐荷力を有することが確認できた。

本研究では、曲線箱桁橋として代表的な2箱桁の連続形式のモデルを用いて、耐荷力に関する数値計算例を示した。今後、この種の研究を重ねれば、任意の曲線格子箱桁橋においても、本研究で提案する局部座屈達成パラメータを指標として、その安全性の照査が可能になるものと考えられる。すなわち、実用的な解析法である弾性微小変位解析により局部座屈を考慮した曲線格子箱桁橋の終局強度を十分に推定できるものと考えられる。しかし、本研究においては、文献5)で提案された箱桁断面の終局強度相関曲線のみを用いて安全性照査を行った。曲げとねじりを受けける箱桁断面の局部座屈特性は、現在、多くの研究者によって研究がなされている。今後は、さらに精度の高い箱桁断面の終局強度の推定法を導入することによって、本方法による終局強度の推定法の精度を高めてゆく必要がある。

5. まとめ

本研究においては、曲線箱桁橋の終局強度を推定するに当たり、手数も費用もかかる弾塑性有限変位解析による結果と、簡便な弾性微小変位解析による結果とを比較・検討することによって、弾性微小変

位解析でも断面の局部座屈を考慮した耐荷力解析が可能であることを数々の数値計算例によって示した。

本研究で得られた主な結論をまとめると、以下のとおりである。

- (1) 弾塑性有限変位解析による曲線箱桁橋の挙動は、完全に線形であると言い難い。しかし、本研究で対象とした曲線箱桁橋の計算例によると、設計荷重の1.7倍程度の荷重までは、線形性が卓越する。そのために、このレベルの荷重までは、弾性微小変位解析によって解析しても、実用上問題がない。
- (2) 本研究で対象とした曲線箱桁橋の計算例によると、弾性微小変位解析による全塑性荷重パラメータは、局部座屈を考慮しない弾塑性有限変位解析結果による終局荷重パラメータを、若干、安全側に評価することができる。これは、弾塑性有限変位解析途上における断面の降伏後の応力再配分効果に起因しているためと思われる。しかし、断面が全塑性状態になった後の応力の再配分効果は、あまり期待できない。
- (3) 弾性微小変位解析により、局部座屈を考慮した曲線箱桁橋の終局強度の1推定法も検討した。しかし、その妥当性を検討するための研究も、今後、必要である。
- (4) 今回は、文献5)で提案された箱桁断面の終局強度推定式を暫定的に用いて曲線箱桁橋モデルの終局強度を推定した。
- (5) しかし、現在、多くの研究者によって、曲線部材の断面の局部座屈特性に関して研究が行われているので、それらの研究成果を採り入れたら、今後、さらに精度の高い断面の終局強度の推定法を導入することによって、本方法による終局強度の推定法の精度を高めてゆく必要もある。たとえば、曲線箱桁全体を弾塑性有限変位挙動が考慮できる板要素、もしくはシェル要素の有限要素法でモデル化して数値解析するとか、あるいは耐荷力実験を行うなどして、本研究の妥当性を検討することが不可欠である。

謝辞：本研究を行うに当たり、当時本学4回生 乳原文君（現・兵庫県）には、数値計算、ならびに結果の整理についてご協力いただいた。ここに、記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 西村宣男, 吉田信博, 竹内正一: 局部座屈を考慮した鋼箱形断面はり一柱部材の強度評価式, 土木学会論文集, 第416号/I-13, pp. 385-393, 1990年4月.
- 2) 宇佐美勉, 寺尾圭史: 局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度, 土木学会論文集, 第398号/I-10, pp. 197-206, 1988年10月.
- 3) 中井 博, 北田俊行, 國廣昌史, 中村清孝, 岸田和人: 組合せ断面力を受ける薄肉箱形断面短柱の局部座屈を考慮した終局強度相関曲面に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 36A, 土木学会, pp. 89-100, 1990年3月.
- 4) 中井 博, 村山泰男, 北田俊行, 高田佳彦: 曲げとねじりを受けける薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 36A, 土木学会, pp. 63-70, 1990年3月.
- 5) 中井 博, 村山泰男, 北田俊行: 曲げとねじりを受けける補剛材付きの薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 38A, 土木学会, pp. 155-165, 1992年3月.
- 6) H. Nakai, T. Kitada and Y. Murayama: On Ultimate Strength of Curved Box Girder Bridges, Proc. of the First World Conference on Constructional Steel Design, Acapulco, MEXICO, pp. 108-117, Dec. 1992.
- 7) 北田俊行, 大南亮一, 丹羽光則, 田中克弘: ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラムの開発, 構造解析における数値解析シンポジウム論文集, 日本鋼構造協会, 第13巻, pp. 89-94, 1989年7月.
- 8) 中井 博, 事口寿男, 谷 俊寛: 任意荷重を受ける薄肉曲線桁橋のマトリックス構造解析, 土木学会論文報告集, 第255号, pp. 1-15, 1976年11月.
- 9) 中井 博, 事口寿男: 伝達マトリックス法による鋼橋の解析, 森北出版(株), 1992年1月28日.
- 10) 三井・日橋・川重建設工事共同企業体, (財)災害科学研究所: 平成2年度報告書・木津川新橋の耐荷力解析・第二編 17径間連続曲線箱桁立体系ラーメン橋の耐荷力, 1991年3月.
- 11) 小松定夫, 中井 博, 田井戸米好: ねじり定数比とねじり剛度から考察した曲線桁橋設計法への一提言, 土木学会論文報告集, 第224号, pp. 55-66, 1974年4月.
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ. 鋼橋編, 丸善, 1990年2月.
- 13) 中井 博, 北田俊行, 橋本良之, 南莊 淳, 村山泰男: 曲線箱桁橋の実績調査, 橋梁と基礎, Vol. 28, No. 5, pp. 31-39, 1994年5月.
- 14) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987年10月.
- 15) Wolchuk, R. and Mayrbaur, R. M.: Proposed Design Specification for Steel Box Girder Bridges, Report No. FHWA-TS-80-205, U.S. Dept. of Transportation, Federal Highway Administration, Offices of Research and Development, Washington, D. C., Jan., 1980.
- 16) 阪神高速道路公団: 曲線桁設計の手引き(案), 1988年10月.

(1994. 8. 25 受付)

ULTIMATE STRENGTH ANALYSIS WITH LOCAL BUCKLING FOR HORIZONTALLY CURVED BOX GIRDER BRIDGES

Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA and Yasuo MURAYAMA

Recently, numerous horizontally curved box girder bridges have been constructed in Japan. This paper presents a few numerical results of the elasto-plastic analyses for such a typical curved box girder bridge. Those results are compared with the numerical results of elastic linear analysis. It has been concluded from the numerical results that the ultimate strength for horizontally curved box girder bridges can be estimated by the elastic linear analysis. Furthermore, the ultimate strength with local buckling for another curved box girder bridge has been shown by using the transfer matrix method.