

並列曲線箱桁橋の最適弾塑性設計法に関する一考察

A STUDY ON THE OPTIMAL ELASTIC-PLASTIC DESIGN OF CURVED BOX-GIRDER BRIDGES

今井富士夫* 田島孝敏** 太田俊昭***

By Fujio IMAI, Takatoshi TAJIMA and Toshiaki OHTA

An optimal elastic-plastic design method of curved box-girder bridges is presented for the case that the collapse mechanism of the bridges is a flexural failure mode of main girders. The method is formulated by the holonomic elastic-plastic analysis to find the optimal solution of the design by using a sequential linear programming approach technique and the linearized moment-torque yield condition. The numerical results are compared with rigorous solutions of elastic-plastic incremental analysis to illustrate the validity of the method. Several information on the optimal design of the actual bridges are also mentioned herein.

1. まえがき

構造物の荷重制約にのみ着目した最適弾塑性設計の研究は数多く、その代表的なものとしては、格子桁の最小重量設計に関する園田¹⁾、石川ら²⁾の研究などが挙げられる。構造部材に塑性ヒンジの形成を許す塑性設計法では、終局時の塑性ヒンジの回転能の条件から、耐荷力のみならずその変形量も考慮すべき重要な制約条件となる。そのため、最近、変形制約を考慮しようような最適弾塑性設計法^{3)、4)}が提案されており、特に文献3)は、過去の荷重履歴とは無関係に、任意の荷重レベルでの弾塑性変形状態の情報が得られるホロノミック弾塑性解析法を基にしたもので、高次不静定平面骨組構造物を取り扱いうる実用解法と云えよう。

本論は、ホロノミック弾塑性解析法による石川らの最適弾塑性設計法を拡張応用して、曲線格子桁の最適弾塑性設計法の定式化を試み、その有用性を厳密な弾塑性増分理論との比較によって実証するとともに、並列曲線箱桁橋の最適化問題を解明し、その結果をまとめたものである。

一般に、曲線格子桁では曲げモーメントとねじりモーメントが支配的であるため、降伏関数は非線形となるうえに、変形をも考慮した最適手法の解式も非線形となる。この種の非線形性を緩和するためには、多角形に線形化された降伏関数を用いる必要があるが、それによる誤差や最適解の精度については、著者らが先に行った弾塑性増分理論の解⁵⁾との比較により検討する。

* 工博 九州大学助手 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6丁目10番1号)

** 工修 (株)大林組 東京本社土木本部設計部 (〒101 東京都千代田区内神田2丁目12番5号)

*** 工博 九州大学教授 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6丁目10番1号)

周知のように、構造物の崩壊形式の特性が明らかでない場合には、外荷重に対してある安全率を持つ崩壊形式を見いだすことが設計上、重要な問題となる。しかしながら、並列曲線箱桁橋については著者らの研究⁵⁾により、その崩壊特性が明確にされており、終局荷重が最大でかつ終局時の変位を最小とする崩壊形式の存在が予測可能とされている。そのような場合には、その崩壊形式で設計するのが望ましく、また解析も極めて簡便となる。本研究では、上記の条件を満足する崩壊形式の桁間の剛比関係や終局荷重などについて考察を行うとともに、実橋をモデルとして、より具体的な主桁断面の辺長比や片勾配についても言及する。

2. 最適弾塑性設計法の基本式

本論では並列曲線箱桁橋を解析対象としている。この場合の降伏関数は、曲げモーメント M とねじりモーメント T を変数とする非線形関数となる。本解析では、簡単のために文献²⁾で誘導された多角形による降伏関数の線形化を行った。ここでは線形化降伏関数による断面力の制約条件について、正八角形に近似した線形化降伏曲線(図-1)を例に採り、概説する。

任意点 j の断面力ベクトル $\{M\}$ のノルムは、降伏関数値以下でなければならない⁶⁾。降伏線②に関してこの条件を考えれば、ベクトル $\{R\}$ に投影した断面力ベクトルのノルムは、降伏多角形の原点から降伏線に直交するベクトル $\{R\}$ のノルム以下でなければならないことになる。図-1 (b) に示すように、断面力が点 S に位置する場合、これを $\{R\}$ に投影すると S' となる。

そこで、原点から S' までの距離を求めると

$$|OS'| = c_0 (M_j/M_{p0}) + b_0 (T_j/T_{p0}) \cdots (1)$$

ここに、 $b_0 = \cos \theta = a_0 / \sqrt{2a_0^2 - 2a_0 + 1}$ 、

$c_0 = \sin \theta = (1 - a_0) / \sqrt{2a_0^2 - 2a_0 + 1}$ 、

$a_0 = 1/\sqrt{2}$ 、 M_{p0} 、 T_{p0} はそれぞれ完全塑性曲げおよびねじりモーメント。

ところで、この $\{R\}$ に投影したときの距離 $|OS'|$ は $\{R\}$ のノルム b_0 を越えてはならないので、この面の降伏関数は次のようになる。

$$\Phi_2 = c_0 (M_j/M_{p0}) + b_0 (T_j/T_{p0}) - b_0 \leq 0 \cdots (2)$$

ここで、基準断面に関して無次元化を行うと、式(2)は次のようになる。

$$\Phi_2 = c_0 m_j + t_j (b_0/\beta_j) - b_0 m_{pj} \leq 0 \cdots (3)$$

ここに、 $m_j = M_j/M_{p0}$ 、 $t_j = T_j/M_{p0}$ 、 $m_{pj} = M_{pj}/M_{p0}$ 、 $\beta_j = T_{pj}/M_{pj}$ で、 M_{p0} は基準断面の完全塑性曲げモーメントである。

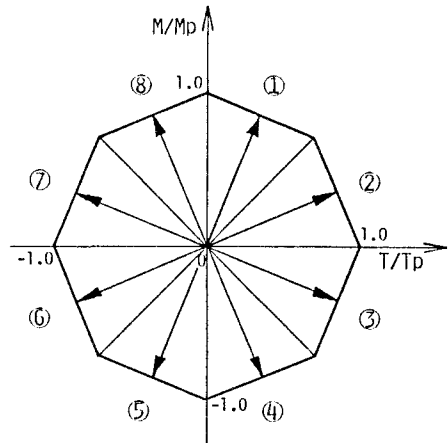
他の面についても同様に考えると、1つの断面の断面力の降伏条件式が次のように定まる。

$$\{\Phi\}_j = [N]_j \{m\}_j - \{R\}_j \leq \{0\} \cdots (4)$$

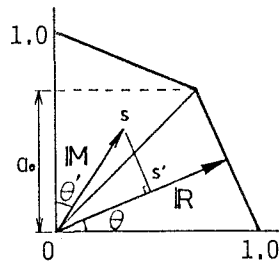
ここに、 $[N]_j = [n]_j [\beta]_j$ 、 $\{R\}_j = \{b\}_j m_{pj}$ 、

$$[n]_j = \begin{bmatrix} b_0 & c_0 & -c_0 & -b_0 & -c_0 & c_0 & b_0 \\ c_0 & b_0 & b_0 & c_0 & -c_0 & -b_0 & -c_0 \end{bmatrix}^T,$$

$$[\beta]_j = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1/\beta_j \end{bmatrix}, \quad \{m\}_j = \begin{Bmatrix} m_j \\ t_j \end{Bmatrix},$$



(a) 多角形降伏曲線



(b) 断面力ベクトル

図-1 線形化降伏曲線

$$\{b\} = \{b_1, b_2, b_3, b_4, b_5, b_6, b_7, b_8\}^T$$

また、断面力が降伏線上にあるときは、 $\{m\}_j$ に対応する塑性変形ベクトル $\{\tau^p\}_j$ がその降伏線上の単位法線マトリックスに比例するという塑性流れ法則が成り立つので、次式が得られる。

$$\{\tau^p\}_j = \partial \{\Phi\}_j / \partial \{m\}_j \cdot \{\lambda\}_j = [N]_j^T \{\lambda\}_j \quad \dots (5)$$

ここで、 $[N]$ は降伏関数に関する単位法線マトリックスであることから、塑性乗数 $\{\lambda\}$ は、実質的な塑性変形ベクトルを意味することになる。

さらに、塑性流れ法則の性質から、次の式が成立する。

$$\{\Phi\}_j^T \{\lambda\}_j = \{0\} \quad \dots (6)$$

以上の式は、部材の1断面に関する降伏条件に関わる基礎式であった。式(4)、(6)を構造系全体に書き改め、これらと以下の構造解析の3条件を結合すれば、最適弾塑性設計の基礎式が誘導できる³⁾。

$$\text{相対変位 } \{\tau^e\} \text{ と節点変位 } \{u\} \text{ との適合条件式} : \{\tau^e\} = [a] \{u\} - \{\tau^p\} \quad \dots (7)$$

$$\text{断面力 } \{m\} \text{ と相対変位 } \{\tau^e\} \text{ との関係式} : \{m\} = [k'] \{\tau^e\} \quad \dots (8)$$

$$\text{節点力 } \{p\} \text{ と断面力 } \{m\} \text{ との平衡条件式} : \{p\} = [a]^T \{m\} \quad \dots (9)$$

ここに、 $[a]$ は構造形状によって定まる幾何形状マトリックス、 $[k']$ は部材の弾性的性状を表すマトリックスである。

式(4)と式(7)～(9)より、次の式が誘導される。

$$\{\Phi\} = \{B\} + [D] \{\lambda\} \leq \{0\} \quad \dots (10)$$

ここに、 $\{B\} = [G]^T [K]^{-1} \{p\} - \{R\}$ 、 $[D] = [G]^T [K]^{-1} [G] - [H]$ 、

$$[H] = [N]^T [k'] [N]、[K] = [a]^T [k'] [a]、[G] = [a]^T [k'] [N]$$

以上より、設計変数には部材の完全塑性曲げモーメント M_{pj} 、塑性乗数 λ_j を考え、目的関数は重量関数を用いた最適弾塑性設計の基本式が、以下のように定式化される。

目的関数： $W = \sum M_{pj} \cdot L_j \rightarrow \text{Minimize}$

制約条件： $\{\Phi\} = \{B\} + [D] \{\lambda\} \leq \{0\}$ 、 $\{\Phi\}^T \{\lambda\} = \{0\}$ 、 $\{M_{pj}\} \geq \{0\}$
and $\{\lambda\} \geq \{0\}$

なお、本設計では、各桁は全長にわたって等断面とし、かつ横桁はすべて同一の部材とした。

3. 本設計法の精度

(a) 線形化降伏関数の精度

本論では、非線形となる降伏関数を多角形近似により線形化しており、この線形化近似による誤差が予測される。著者らは、先に並列曲線箱桁橋を弾塑性増分理論により解析しており、そこでは降伏関数を厳密に取り扱っている⁵⁾。そこで、弾塑性増分理論による解と本設計法の解を比較することにより、線形化降伏関数の精度について検討する。

図-2は、中心角 $\phi_0 = 30^\circ$ 、主桁間距離に対するスパン比 $\bar{a} = 6$ の並列曲線箱桁橋の外桁中央に集中荷重を負荷した場合の解析結果である。ここで、縦軸の $\bar{P}_u$ は外桁を単桁とみなしたときの終局荷重に対する並列桁橋の終局荷重比で、横軸の m_i は外桁の完全塑性曲げモーメントに対する内桁のそのの

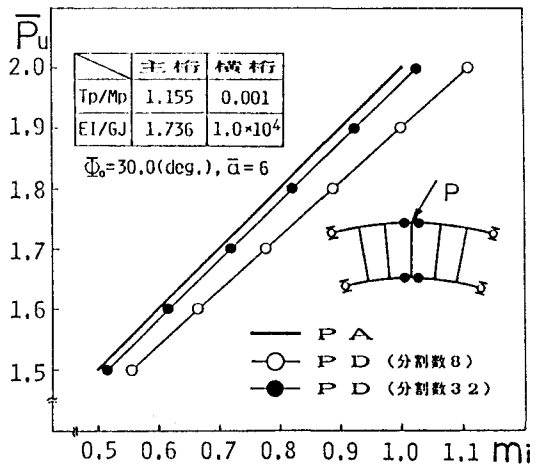


図-2 終局荷重比-所要 m_i の関係

比であり、 $\bar{P}_u$ に対して、図中の崩壊形式を呈するための所要値である。さらに、PAは弾塑性増分理論による解を、PDは本設計法による解を表したものであり、PD中の分割数とは降伏曲線の分割数である。さらに、主桁の T_p/M_p は Heyman により提案された理想系箱形断面のものであり⁷⁾、 EI/GJ は 鋼橋・設計編 II⁸⁾ より算出された正方形箱形断面の値である。横桁のそれらは、主として曲げ部材であるという観点から、図中のような値を仮定した。

図から明らかなように、分割数8ではPA解に対して大きな誤差を生じており、分割数を増した分割数32でほぼPA解と同等の解となっている。

そこで、図-3に示すように、分割数の変化による誤差の収束状況を調べてみた。図-3は、図-2

に示す所要 m_i 値をPA解に対するPD解の比で表したものである。図より、分割数8では10%以上の誤差が生じているが、分割数の増加に伴い、誤差は級数的に減少していき、分割数32のときには2%となっている。よって、以後の解析では、降伏条件として正32角形近似した降伏曲線を使用することにした。

(b) 終局時の変形に関する精度

本設計法は、部材の最適化のみならず終局時の変形なども解析できる利点有するものである。本節では、本設計法により算定された変位値の精度について、厳密な弾塑性増分理論による結果と比較することにより検討する。

まず $\bar{P}_u=1.5$ の場合について最適弾塑性設計を行い、そこで得られた内桁の m_i と横桁の m_r を基礎データとして弾塑性増分解析を行った。その結果が図-4である。図から明らかなように、崩壊形式および終局時の鉛直たわみ $\bar{v}$ ならびにねじり角 $\bar{\theta}^t$ 、いずれも良い一致をみているのが判る。

したがって、本設計法で得られる終局時の情報は、十分に信頼できるといえよう。

4. 並列曲線箱桁橋の崩壊形式とその特性

並列曲線箱桁橋の崩壊形式は、図-5に示すような3形式に大別できる⁵⁾。すなわち、①両主桁のみに塑性ヒンジが発生して崩壊する主桁崩壊形式 (Mode A

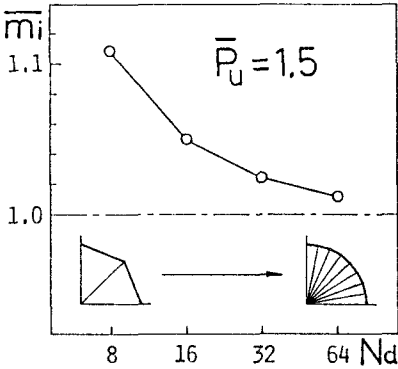


図-3 多角形降伏関数の精度

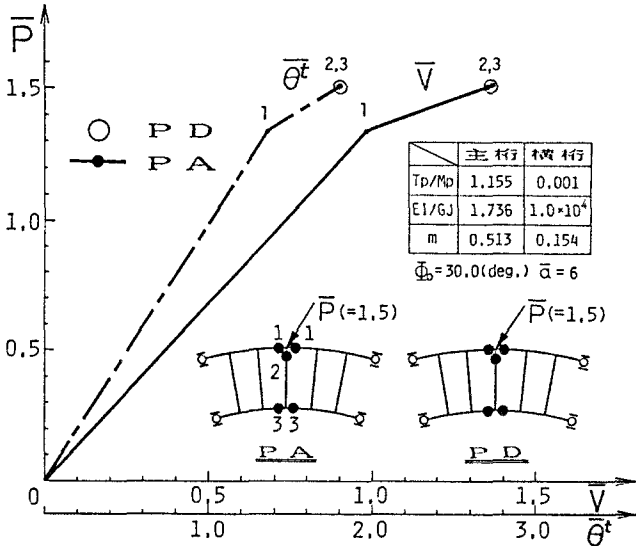


図-4 荷重-変位曲線と崩壊形式

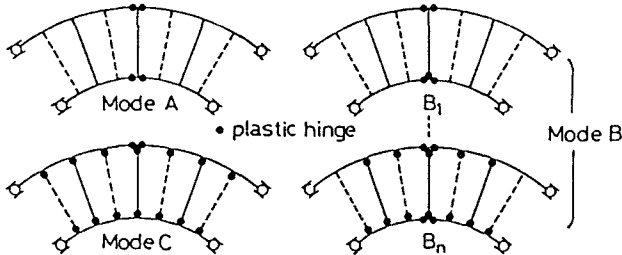
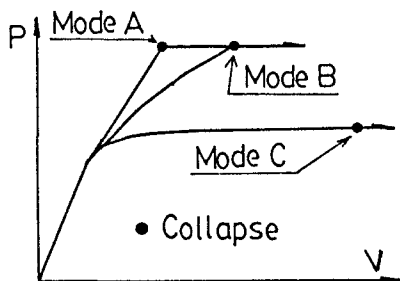


図-5 崩壊形式

）、②最終的には主桁崩壊となるが、その崩壊過程で幾つかの横桁端部にも塑性ヒンジが発生するもの（Mode B）、③主載荷側の主桁と全横桁の端部に塑性ヒンジが発生する横桁崩壊形式（Mode C）の3つである。

これらの崩壊形式の崩壊特性を荷重－変位関係にて模式的に表せば、図－6のようになる。横桁の端部に次々と塑性ヒンジが発生する Mode Cは主桁間の分配効果が低減し、主載荷側の主桁のみの剛度に依存することになる。そのため、弾性限界荷重からの耐荷力の上昇はあまり期待できない反面、変位には大きな流れ現象を呈する結果となる。これに対して、他の2つの形式では、両主桁の剛度が系全体の耐荷力を決定するので、終局荷重は大きくなっている。しかし、Mode Bでは崩壊過程で幾つかの横桁端部に塑性ヒンジの発生を伴うため、Mode Aに比べ、終局時の変位は大きくなっている。



図－6 各崩壊形式の荷重－変位の関係

弾塑性設計では、崩壊時まで塑性ヒンジ点が座屈することなく十分回転変形することが前提となっている。つまり、変位が大きくなるような崩壊形式を許せば、許容の回転容量を維持できなくなることもありうる。

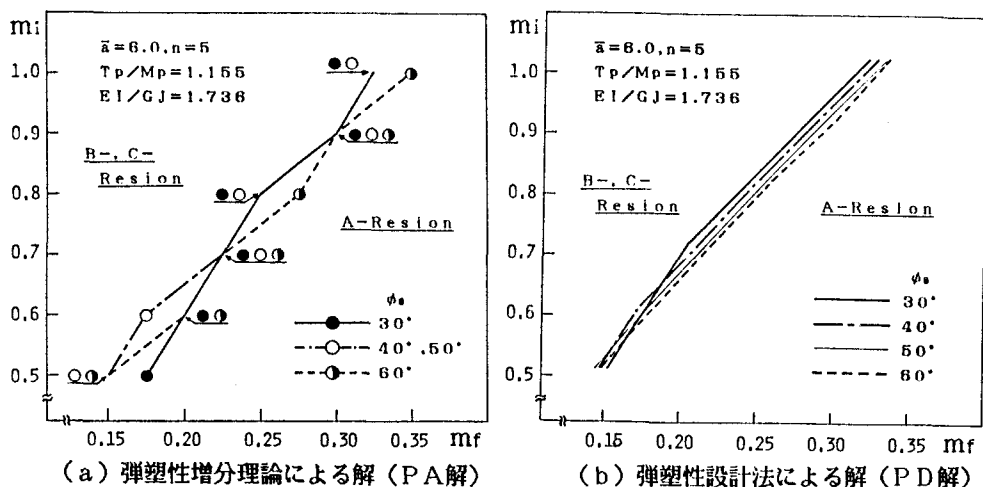
以上のことから、並列曲線箱桁橋の弾塑性設計では、終局荷重は最大で終局時の変位は最小となるような崩壊形式 Mode Aが最も有利であるといえる。

なお本設計にて崩壊形式を設定する場合には、塑性ヒンジ発生予定箇所では $\phi = 0$ ， $\lambda > 0$ とし、その他については $\phi \leq 0$ ， $\lambda = 0$ とすればよい。

5. 崩壊形式 Mode Aに関する所見

上記の観点より、並列曲線箱桁橋では最も不利と思われる偏心集中荷重すなわち外桁中央に集中荷重が作用した場合について、この桁橋が Mode Aを呈するに必要な桁間剛比の関係を、本設計法を用いて解明し、その結果を弾塑性増分理論による解と比較検討する。図－7は、並列曲線箱桁橋に上述した荷重を作用させたとき、この桁橋が Mode Aを呈するに必要な $m_i - m_r$ 関係を示したものである。

弾塑性増分解析では、 m_r のきざみを0.025 としてパラメトリックな解析を行っている。その結果、中心



図－7 Mode Aを呈するに必要な $m_i - m_r$ 関係

角の変化に対して、所要の $m_i - m_r$ には相違が生じている。ところが、PD解では中心角の変化に関する影響はほとんど見受けられない。弾塑性増分解析はあくまで離散的な手法に基づくものであり、パラメータとなる変数の演算きざみに解の精度は大きく依存するが、本設計法では与えられた荷重に対して直接最適解を得るため、上記のような誤差は生じないことになる。

そこで、図-8に示すような様々な荷重モデルに関して、Mode A を呈するに必要な $m_i - m_r$ 関係を検討する。対象としたモデルは中心角 30° 、 $\bar{a} = 6$ の曲線桁橋で、荷重系については、等分布荷重／集中荷重 $=0.22(1/m)$ とし、内桁と外桁の荷重比（内桁／外桁）は、Case (B),(C)では 0.3、Case (A)で実橋の設計例を参考に0.67とした。図から明らかなように、荷重の偏心傾向が弱まるに従い、 m_i に対する所要の横桁 m_r は低減できることが判る。一般に設計荷重はCase (A)のようであること、また阪神高速道路公団の設計基準⁹⁾により試算された m_r は0.07以上であることを考え併せれば、並列曲線箱桁を設計する場合には、横桁は基準値を用いれば、その崩壊形式はほとんど Mode A になると云える。

一方、上述の荷重モデルのうち、Case (G)に関する Mode A の終局荷重は、先の研究で簡単に求められることが明らかとなっている。すなわち、桁橋の終局荷重を載荷桁を単桁としてみなしたときの終局荷重で無次元化すれば、その終局荷重比は内桁 m_i を用いて図-9の一点鎖線で示される式で表わすことができるのである。

そこで、この関係を他の荷重モデルについても適用可能かどうかを検討するため、図-8に示すような様々な鉛直荷重について、解析を行った。その一例が図-9である。図から、外桁のみに載荷した場合には、集中荷重のみの場合とほぼ一致していることが判る。また、荷重の偏心影響が少ない両主桁載荷の場合には、その終局荷重比は、図中の式で示されるものよりも若干高めの値となっている。

この傾向は他の荷重モデルでも同様であった。つまり、片側の主桁のみに荷重を載荷した場合には、載荷桁を基準として $\bar{P}_u - m_i$ の関係を導けば図中の式はほぼ適用でき、また、両主桁ともに載荷した場合には、図中の式から算定される終局荷重比は、5%程度安全側の値となることが判明した。

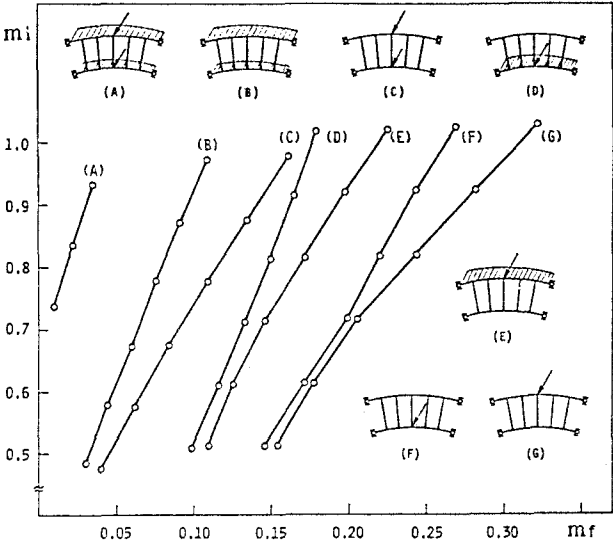


図-8 種々の荷重モデルに対する Mode A の発生条件

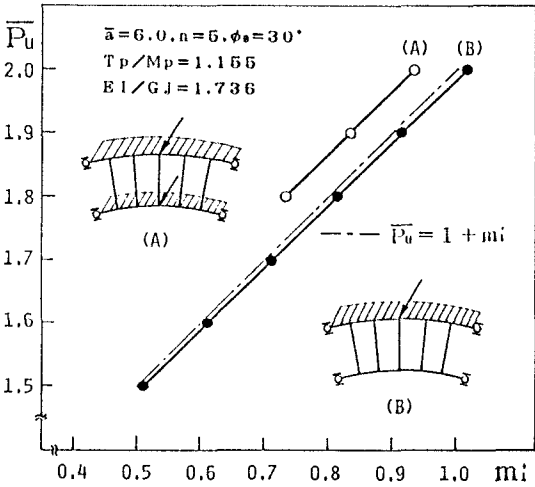


図-9 $\bar{P}_u - m_i$ 関係

6. 断面設計に関する考察

前章の結果から、並列曲線箱桁橋を通常の設計荷重で、崩壊形式が Mode A となるように設計する場合には、主桁のみに留意すればよいことになる。ところで、これまでの議論は各桁間の断面剛比を設計変数として取り扱ったものであり、実際の設計に対する具体性に欠けている。

そこで、本章では、桁高や辺長比を設計変数として導入することによって、構成部材配分の最適化に加えて部材断面の最適化をも追求する。

(a) 最適断面形状の算定式

橋梁の設計において、既に構造形式が確定しているときには、最適設計問題は部材断面の経済性に帰着する。ここでは、部材の経済性＝部材重量と考え、作用力に最大の抵抗力を発揮でき、かつ断面積が最小となるような断面形状を考察する。

図-10は、図-9の荷重モデル（A）の終局時における主桁の塑性ヒンジ発生点の応力状態を示したもので、図から判るように、主桁はほとんど曲げ崩壊となっている。このことから、主桁断面の設計は曲げを主体に考えてよいということになる。

主桁の箱形断面は、一般に図-11のようである。この塑性断面係数 Z_p と断面積 A は、断面が薄肉構造であると仮定すれば、次式で与えられる。

$$Z_p = A_f d_f + A_w d_f / 2 \quad \dots (11)$$

$$A = 2 Z_p / d_f + d_f^2 / \xi \quad \dots (12)$$

ここに、 A_f 、 A_w はそれぞれフランジおよび腹板の断面積であり、 ξ は腹板の幅厚比で $\xi = d_f / t_1$ である。

単位長さ当たりの断面重量を W とすると、 $W = \rho A$ (ρ ：密度)。そこで、与えられた Z_p に対して最小重量となる桁高 d_f は、 $\partial W / \partial d_f = 0$ より、次のようになる。

$$d_f = (Z_p \xi)^{1/3} \quad \dots (13)$$

ここで、フランジの幅厚比を $\eta = B / t_2$ 、辺長比を $N = d_f / B$ とし、式 (12) に式 (14) を代入すれば、辺長比 N に関して次式を得ることができる。

$$N = \sqrt{2 \xi / \eta} \quad \dots (14)$$

式 (14) の N は、桁高 d_f を変数とした断面重量 W の極小問題から誘導されたものである。よって、この N は、曲げ系の最適断面の辺長比である。

(b) 断面の設計条件

本法は、塑性ヒンジの発生を考えた弾塑性設計法に基づいたものであるため、断面は塑性ヒンジ発生後も局部屈服することなく、十分な回転を保証するものでなくてはならない。こうした断面の幅厚比は、建築学会の塑性設計指針¹⁰⁾ より規定されている。そこでの幅厚比を検討すれば、腹板については垂直補剛材のない場合の規定であり、しかもその値は塑性変形量の要求は小さいものとして、道示¹¹⁾ の垂直補剛材のない場合の規定と同等の値となっている。

橋梁の腹板には、一般に垂直補剛材が設置されることから、上記の塑性設計指針の値をそのまま適用する

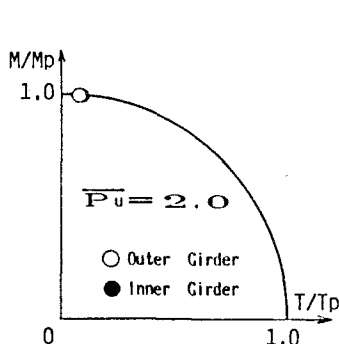


図-10 終局時の応力状態

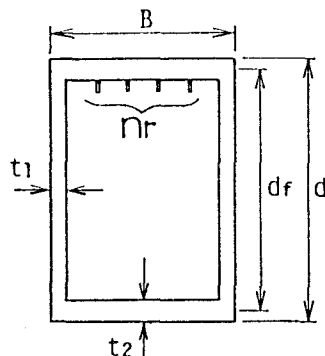


図-11 主桁断面

ことはできないものと思われる。よって、塑性設計指針の思想や中井らの研究¹²⁾（対象断面がI形と箱形の違いはあるが）報告を考慮すれば、塑性設計といえども、腹板には弾性設計の幅厚比を採用できるものと考えられる。そこで、本設計における幅厚比は、フランジには塑性設計のものを、腹板には弾性設計のものを適用することにした。一方、橋梁の箱形断面のフランジには図-11に示すような縦リブが配置されており、これを有効に利用した形でフランジ全体の幅厚比は決定した。すなわち、使用鋼材をSM50Yとすれば、腹板幅厚比 ξ は123となり、フランジの幅厚比 η は、4本の縦リブを配置するものとして、 $\eta = 5 \times 24.77 = 123.9$ となる。

(c) 最適断面設計

スパン長 $L_0=35\text{m}$ 、主桁間距離 $a=5.4\text{m}$ の並列曲線箱桁橋を解析対象として、考察を行うことにする。まず、曲げ問題から誘導された式(14)の辺長比 N と実際の並列曲線箱桁橋の最適な N との差について検討する。図-12は、辺長比 N の変化に対する（解析では N は固定した。）最適化された使用鋼材総重量を、図-13は、そのときの外桁中央点のたわみを示したものである。図中、 N_{opt} とは、式(14)により算定された値であり、 Δ は N も変数とした場合の解である。これらの図から判るように、総重量では $N=1.0\sim 2.0$ で、変位については $N=1.0\sim 1.4$ でほぼ最適解となるようで、いずれも N_{opt} あるいは N を変数として解析しても、その解は必ずしも最適値とはなりえないようで、総重量と変位の両面からみれば、 $N=1.0\sim 1.4$ 程度が最適な辺長比といえる。このことは、縦リブ本数を変化させても同様であった。そこで、以後の解析では、 $N=1$ とした。

次に、実際にこの桁橋を設計する場合について、考えることにする。図-14はスパン長35mの実橋のモデルである。このモデルについて、まず荷重と主桁断面の関係について検討する。

前述したように、崩壊形式 Mode Aでの終局荷重は、主桁の曲げ耐荷力の総和で表される。換言すれば、

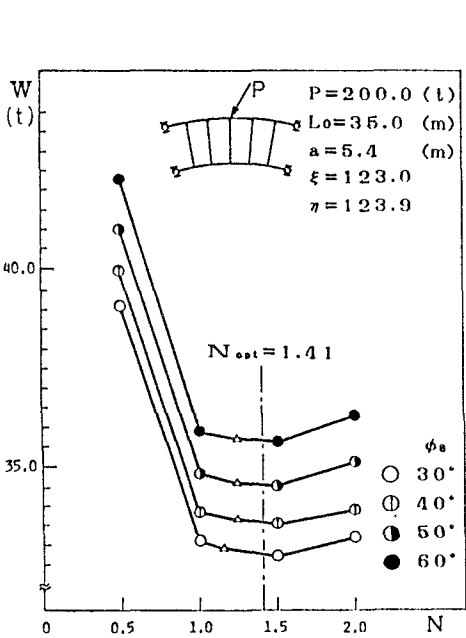


図-12 部材総重量-辺長比の関係

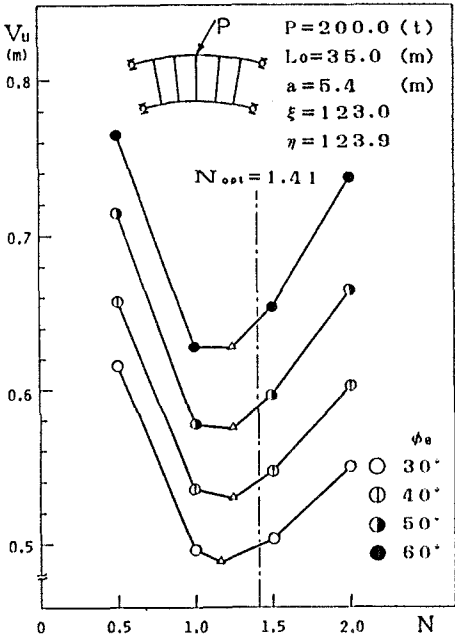


図-13 終局時たわみ-辺長比の関係

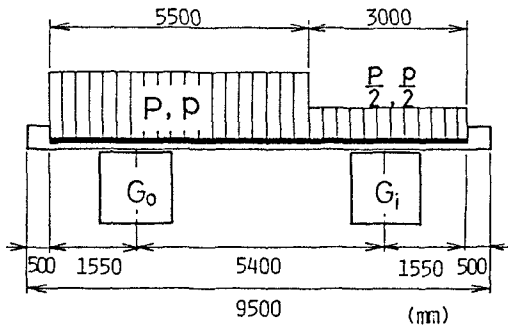


図-14 解析モデル

適用荷重が一定であれば、主桁間の曲げ耐力比は如何に変化しようとも、その総和は一定であることになる。このことを示したものが図-15である。これは、図-14の死荷重、活荷重の下で、外桁に対する内桁の完全塑性曲げモーメントの比を変化させたものである。

ここで、基準値として、外桁が負担する荷重に外桁が抵抗しうる必要完全塑性曲げモーメントを選び、図中、 m_o は、基準値に対する外桁の完全塑性曲げモーメントの比で、 m_i は内桁の比である。図から明らかなように、外桁の曲げ耐力を低減すれば、内桁のそれは増加するが、両者の耐力の総和は一定となっている。

このように、設計荷重が明らかとなり、一方の主桁断面を決定すれば、必然的に他の主桁断面は決定できる。

ところで、並列曲線箱桁橋では、車の走行性を高めるために、一般に片勾配がつくられる。そこで、次にこの片勾配すなわち外桁に対する内桁の桁高比 $\bar{d}$ と断面の曲げ耐力比について解析を行った。

その結果が、図-16である。図中の $\bar{M}_p$ は、所要の完全塑性曲げモーメントを各々の桁が単独で分担荷重を支えるに必要なそれで無次元化したものである。本図を用いれば、所要の片勾配値に対する設計断面が容易に求められることになる。

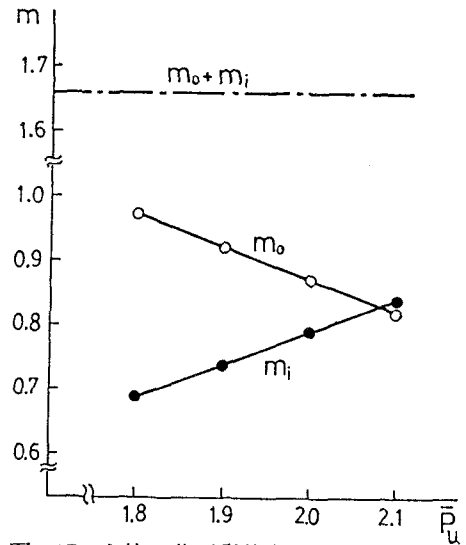


図-15 主桁の曲げ耐力比-設定荷重の関係

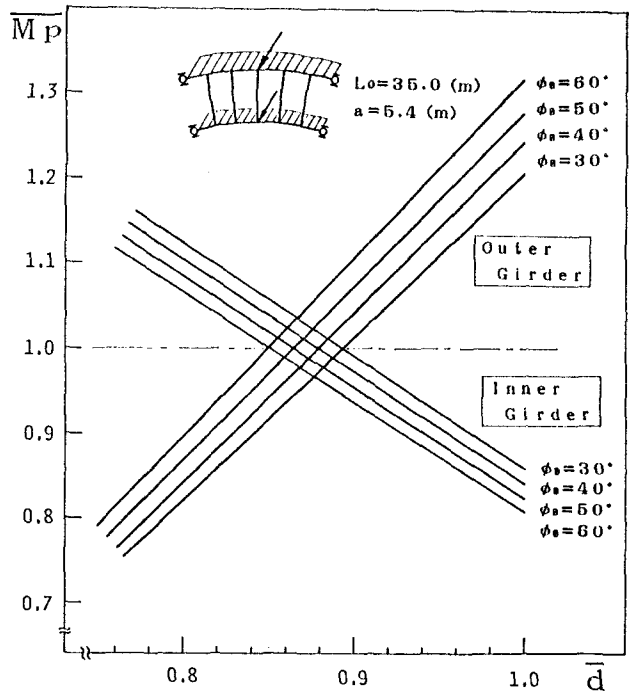


図-16 主桁の曲げ耐力比-桁高比の関係

7. あとがき

本論文は、並列曲線箱桁橋の最適弾塑性設計法の確立を目的としたもので、線形化降伏関数を用いて全変形理論に基づく最適弾塑性設計法の定式化を図り、その有用性を厳密な弾塑性増分理論による解析結果と比

較することにより実証した。次いで、終局荷重が最大で終局時変位は最小となる崩壊形式を最適崩壊形式とみなした場合の最適化問題を本設計法を用いて解明した。

得られた結果をまとめると、次のようになる。

最適弾塑性設計法では、

- (1) 降伏関数を多角形で近似する場合、少なくとも32分割以上は必要である。
- (2) 本設計法によれば、部材の最適化のみならず、終局時の変形も精度よく算定できる。
- (3) 離散的な解しか算定できない弾塑性増分解析法による場合と異なり、本法では精度のよい最適解が直接的に求めることができる。

部材の最適化に関して、

- (4) 設計荷重に対しては、現行の基準的な横桁の値とすれば、崩壊形式 Mode Aを得ることができる。
- (5) 崩壊形式が Mode Aとなると、設計荷重と各主桁の曲げ耐力の関係は簡単に求めることができる。
- (6) 断面の辺長比は、設計上、1.0～1.4とするのが望ましい。
- (7) 曲線桁橋の片勾配と所要桁曲げ耐力の関係を明らかにし、かつ設計に簡便なように図表化した。

〈謝 辞〉

本研究の遂行にあたり、貴重な資料や御助言を賜った防衛大学校の石川信隆教授、ならびに九州共立大学の三原徹治講師に心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 倉田宗章・園田恵一郎：格子桁の最小重量設計、土木学会論文報告集、第193号、pp.13～22、1971
- 2) 石川・大野・岡元：立体骨組構造物の最適塑性設計法に関する一考察、土木学会論文報告集、第279号、pp.45～59、1978
- 3) 石川・香月・三原・古川：降伏部材選択方式によるトラス構造の最適塑性設計法に関する一考察、土木学会論文集、第350号／I-2、pp.321～329、1984
- 4) 三原・石川・古川・太田：メカニズム生起基準に基づく骨組構造物の最適弾塑性設計法、構造工学論文集、Vol.33A、pp.715～723、1987
- 5) Imai, F. and Ohta, T.: Plastic Analysis of Curved Grillage Girders, Memo. of Faculty of Eng., Kyushu Univ., Vol.43, No.1, pp.1～8, 1983
- 6) Hodge, P.G. (倉西正嗣共訳)：構造物の塑性解析、コロナ社、1961
- 7) Heyman, J.: The Limit Design of Space Frames, J. Appl. Mech., Vol.18, pp.157～162, 1951
- 8) 小西一郎編：鋼橋・設計編Ⅱ、丸善、1975
- 9) 阪神高速道路公団：設計基準、1980
- 10) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針、丸善、1975
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、鋼橋編、1983
- 12) 中井・北田・大南：曲線橋腹板の曲げ強度に関する実験的研究、土木学会論文報告集、第340号、pp.19～28、1983

(1987年10月16日受付)