

図式解法による鋼I桁の最適設計

GRAPHICAL OPTIMIZATION OF STEEL GIRDERS BASED
ON SUBOPTIMIZATION OF GIRDER ELEMENTS

大久保 賢二*・奥村 敏恵**

By Sadaji OHKUBO and Toshie OKUMURA

1. まえがき

構造物の最適設計法の分野においては、ここ数年来、われわれが通常対象とする大規模でかつ複雑な構造物の最適設計問題を能率的に解くための方法論的研究が重要なテーマの一つとなっている。この問題に関して著者らはさきに桁断面の Suboptimization および SLP 法により最適の材料選択をも含む鋼 I 桁の最適設計法を提案し、この方法により鋼 I 桁単純橋および連続橋の最適設計が比較的容易に行えることを示した¹⁾。しかしこの方法では状態変数および目的関数の各設計変数に対する影響係数を計算する必要があり、かつ移動荷重を対象としていることによって、設計変数の数が増加するにしたがい最適解を求めるために必要とする計算時間が指數関数的に増大し、たとえば断面変化点が 10 個の 2 径間連続桁の最適設計問題では考慮すべき設計変数が 14 個、各桁要素の最適鋼種、断面寸法および桁要素長を決定するために必要とする計算時間が HITAC 8800/8700 で 1.0 ~1.5 分程度であるのに対し、断面変化位置 15 箇所を有する 3 径間連続桁の最適設計問題では考慮すべき設計変数が 22 個となり、最適解を決定するために必要とする計算時間も 5~7 分程度を要することとなる。そこで本研究ではさらに能率的に鋼連続桁橋の最適解を求めるため、文献 1) でのべた桁断面の Suboptimization より得られた断面二次モーメントと最小製作費、最大抵抗曲げモーメント、最適断面寸法などの諸関係図表および桁の最大曲げモーメント図を用い、図式的に桁の最小製作費図を作成し、断面変化位置を変化させることによりこれを最小化することによって能率的に最適解を求める方法について研究を行ったものであり、文献 1) でのべた SLP 法による解との比較を行い、本研究で提案した

方法によってもきわめて正確な最適解が得られることを示すものである。なお本論文で提案している最適設計法は、桁の状態変数を算定するのみで、桁断面の Suboptimization より得られた諸関係曲線を用いて単純な図解法の操作を繰り返し、結果を比較することにより最適解を決定する方法であり、数理計画法の手法を用い複雑かつ多量の計算を行い最適解を決定する最適設計法とは、方法論的にきわめて異なるものである。この意味において、本論文では桁断面の最適設計図表を計算機に記憶させ、単純な図解法の操作を計算機により繰り返し最適解を決定する方法を図式解法による最適設計法とよぶこととする。

2. 設計変数・制約条件・目的関数

(1) 設計変数

本研究では桁高が橋長すべてにわたって一定である鋼 I 桁道路橋を対象とし、その設計変数として桁を構成する各桁要素のすべての断面寸法、断面変化位置および使用鋼種を考慮している。ただし、著者らは本研究の方法により鋼 I 桁道路橋の種々の支間長あるいは支間比における最適設計資料を作成することを目的としているので、支間長は設計パラメーターとして与えられるものとして設計変数より除外した。また桁断面の最適設計問題においては、水平補剛材の数も最小製作費を求めるための重要な設計変数となり、本研究では桁断面の Suboptimization において、各桁高の 0~2 本の水平補剛材を有する桁断面の最適解を比較し、最適補剛材数をも決定した。

(2) 制約条件

制約条件として、日本道路協会制定の「道路橋示方書・同解説」³⁾に規定するプレートガーダーの設計に関する

* 正会員 工博 愛媛大学助教授 工学部土木工学科

** 正会員 工博 埼玉大学教授 理工学部建設基礎工学科

Table 1 Available Steel Plate Thicknesses (mm)
(selected from JIS G 3193 (revised in 1970))

8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 18, 19, 20, 22, 25, 28, 32, 36, 38, 40, 45, 50

るすべての設計条件を考慮し、さらに使用鋼板厚に関して、JIS G 3193 (1970 年改正) に指定している市販の鋼板のうち、Table 1 に示す鋼板より使用鋼板を選択することをも条件として考慮している。またフランジの最小幅に関して、実際の桁の製作およびコンクリート床版との結合を考慮し、これを 10 cm と仮定した。

使用可能な鋼種としては SS 41, SM 50, SM 58 の 3 種類を考慮している。

(3) 目的関数

目的関数としては桁の製作費を考え、日本橋梁建設協会および鉄骨橋梁協会共編の「鋼道路橋原価計算表(昭和 47 年度版)」⁴⁾に基づき、その算定式および諸単価を次のように仮定した。

すなわち桁全体の製作費 $T \text{ COST}$ は、桁断面の変化点における突合せ溶接費を考慮しない場合、各桁要素の製作費の和として次式より計算されるものとした。

$$T \text{ COST} = \sum_{i=1}^{NM} \text{ COST}_i \times l_i \quad (\text{円}) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 COST_i ：桁要素 i の単位長さ当りの製作費 (円/cm), l_i ：桁要素 i の長さ (cm), NM ：桁要素数である。上式の COST_i は鋼材費 CM_i , 溶接組立以外の製作加工費 CFF_i , 溶接棒費 CWM_i , 溶接組立費 CWF_i および工場間接費 $CFF_i \times FF$, $CWF_i \times FF$ の和として、

$$\begin{aligned} \text{COST}_i &= CM_i + CFF_i \times (1+FF) + CWM_i \\ &\quad + CWF_i \times (1+FF) \quad (\text{円}/\text{cm}) \dots \dots \dots (2) \end{aligned}$$

より計算される。また上式の CM_i は桁要素 i の単位長さに使用する各鋼板の所要重量 × 鋼板の単価の和であり、各使用鋼板の所要重量は、桁の製作における鋼板の歩留を 11% と仮定し設計重量の 1.11 倍を用いている。また、各鋼板の単価は、ベース価格 = 44 000 円/ton = 44 円/kg, エキストラ料、および規格料の和として各鋼板ごとに計算した。エキストラ料および規格料は使用鋼板の鋼種および板厚によりそれぞれ異なる値をとるものである⁴⁾。

また式 (2) における桁要素 i の単位長さ当りの製作加工費 CFF_i は組立溶接工程以外の原寸、け書、矯正、切断、孔明、鍛治、削成、鉄鋸、仮組立などに要する加工費であり、文献 4) を参照し鋼 I 桁橋の場合 1 ton 当り 6.1 工数と仮定した。したがって、

$$CFF_i = 6.1 \text{ (工数/ton)} \times (\text{桁要素 } i \text{ の単位長さ当りの総鋼板所要 ton 数}) \times CP \quad (\text{円}/\text{cm}) \dots \dots \dots (3)$$

$$CP = \text{直接労務費単価} = 3 600 \text{ 円/人・日}$$

より計算される。また CWM_i は桁要素 i の単位長さにおける上下フランジ、腹板及び水平、垂直補剛材のすみ肉溶接に必要な溶接棒費であり、次式より計算される。

$$\begin{aligned} CWM_i &= WL_i (\text{m}/\text{cm}) \times 0.45 (\text{kg}/\text{m}) \\ &\quad \times 130 (\text{円}/\text{kg}) \quad (\text{円}/\text{cm}) \dots \dots \dots (4) \end{aligned}$$

上式の WL_i は桁要素 i の単位長さにおける各すみ肉溶接のサイズ 6 mm のすみ肉溶接換算溶接延長 (m) であり、文献 4) に示されている溶接換算率資料を参照してその値を計算した。ただし、水平補剛材のすみ肉溶接のサイズについてはこれを 4 mm、垂直補剛材については 6 mm と仮定した。

式 (2) の CWF_i は桁要素 i の単位長さにおける上下フランジ、腹板および水平、垂直補剛材の組立溶接に必要な溶接工の労務費であり、

$$\begin{aligned} CWF_i &= WL_i \times (1 + 0.18 Wh_i / W_i) / 7 \times CP \\ &\quad (\text{円}/\text{cm}) \dots \dots \dots (5) \end{aligned}$$

より求められる。ここに、 W_i は桁要素 i の単位長さ当たりの全鋼材重量、 Wh_i は W_i において予熱を必要とする鋼材重量であり、文献 4) より SS 41 では板厚 38 mm 以上、SM 50 では 25 mm 以上、SM 58 では全板厚で予熱を考慮するものとした。工場間接費は直接労務費の 220% とし、 $FF = 2.2$ と仮定した。

次に断面変化点における突合せ溶接費をも考慮する場合、桁の全製作費 $T \text{ COST}$ は、式 (1) の桁の製作費 $\sum_{i=1}^{NM} \text{ COST}_i \times l_i$ にさらに突合せ溶接費 $\sum_{j=1}^{NB} BW_j$ を加えた次式より計算される。すなわち、

$$T \text{ COST} = \sum_{i=1}^{NM} \text{ COST}_i \times l_i + \sum_{j=1}^{NB} BW_j \quad (\text{円}) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 NB ：突合せ溶接箇所数

上式の BW_j は突合せ溶接箇所 j における溶接棒費、溶接工の労務費および工場間接費より成り、

$$\begin{aligned} BW_j &= [WL_j \times (1 + 0.18 Wh_j / W_j) / 7 \times CP] \\ &\quad \times (1 + FF) + CBWM_j \quad (\text{円}) \dots \dots \dots (7) \end{aligned}$$

より計算される。 WL_j は突合せ溶接箇所 j において必要とする突合せ溶接量の、サイズ 6 mm のすみ肉溶接換算溶接延長 (m) であり、突合せ溶接を行う桁要素相互の使用鋼種がたがいに同一の鋼種である場合には腹板厚が同一であるので上下フランジのみ、鋼種が異なる場合には上下フランジのみならず腹板をも溶接するものとした。また突合せ溶接の開先の種類は、鋼板厚が 16 mm およびそれ以上の鋼板では X 型溶接、16 mm 以下の鋼板では V 型溶接を採用するものとし、その溶接量は文献 4) に示されている計算式を用いて算定した。

また $CBWM_j$ は上でのべた WL_j の突合せ溶接をする

ために必要とする溶接棒費であり、式(4)と同様の計算式より求められる。

3. 図式解法の概要

(1) 枠要素の最適鋼種、枠高および I の決定

文献1)でのべたように、枠断面のSuboptimizationの結果得られる各鋼種および枠高の断面二次モーメント(I)-最大抵抗曲げモーメント(RBM)関係曲線および断面二次モーメント(I)-最小製作費(COST)関係曲線は、それぞれ任意の鋼種および枠高を有する枠断面の断面二次モーメントが I である場合、許容応力度のみならず枠断面の設計において考慮すべきすべての制約条件を満足し、かつ最も経済的な断面が抵抗し得る曲げモーメントの上限および単位長さ当たりの最小製作費を表わしている。したがってBMなる曲げモーメントが作用する枠要素の最適な鋼種 M 、枠高WHおよび断面二次モーメント I は、Fig. 1に示すようにまず I -RBM関係曲線より各鋼種の各枠高における最適な I を求め、次に I -COST関係曲線よりそれぞれの I における最小製作費を決定し、その大小を比較することにより容易に決定することができる。

(2) 最適断面変化位置の決定

枠高が全橋長にわたって一定である変断面枠の最適設計

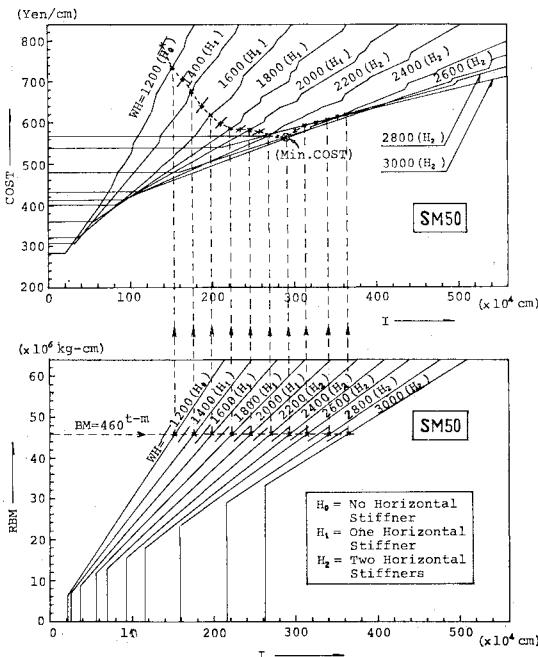


Fig. 1 I -RBM, I -COST Relationships and Comparison of COST at Various Web Heights (SM 50)

計においては、各枠要素の最適な鋼種および断面二次モーメントのみならず、最適な断面変化位置 L をも決定しなければならない。この最適な断面変化位置 L の決定方法は、断面変化点において突き合せ溶接費を考慮する場合としない場合により多少異なる。

a) 突き合せ溶接費を考慮しない場合

断面変化点において突き合せ溶接費を考慮しない場合の枠の全製作費 T COSTは式(1)より求められ、最小の T COSTは $\sum_{i=1}^{NM} COST_i \cdot l_i$ を最小にすることにより決定することができる。ところで枠橋においては各枠要素の使用鋼種 M や断面二次モーメント I あるいは要素長 l などの設計変数 X が変化すれば、枠の単位長さ当たりの製作費のみならず、枠要素の曲げ剛性、最大抵抗曲げモーメントも変化し、枠の製作費のみならず状態変数や制約条件の上下限も変化する。したがって式(1)の T COSTを最小とするためには、設計変数 X の変化による T COSTへの影響、 $\frac{\partial T \text{COST}}{\partial X_j}$ のみならず、各枠要素の状態変数およびその許容値におよぼす影響、 $\frac{\partial BM_i}{\partial X_j}$ 、 $\frac{\partial BM_{i \text{allowable}}}{\partial X_j}$ 、 $\frac{\partial \delta_i}{\partial X_j}$ 、 $\frac{\partial \delta_{i \text{allowable}}}{\partial X_j}$ ($i=1, \dots, NM$, $j=1, \dots, NV$, NV : 設計変数の数)をも考慮して最適の設計変数 X を決定する必要がある。文献1)の方法ではこれらの影響をすべて考慮しSLP法により最適解を求めたわけであるが、本研究では各設計変数を改良するにあたって近似的に枠の各点における状態変数 BM および δ は変化しないものと仮定して改良解を求め、改良解を用いて再び枠を解析することにより状態変数の変化の影響を考慮し逐次最適解へ収束させるこ

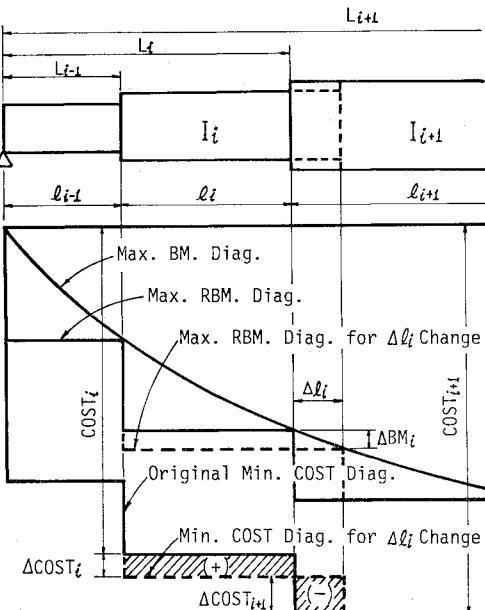


Fig. 2 The Change of T COST due to Δl_i

とした。この方法によれば各桁要素の設計変数の変化による状態変数の変化量 $\left(\frac{\partial BM_i}{\partial X_j}, \frac{\partial \delta_i}{\partial X_j} \right)$ の計算を省略することができ、桁断面の Suboptimization より得られた各鋼種の I-RBM, I-COST 関係曲線を利用して I , L および M の改良解を次のようにして図式的にきわめて容易に決定することができる。

いま Fig. 2 に示す桁要素 i および $i+1$ を考え、これらの桁要素の最大曲げモーメント図および 3.(1) でのべた方法により、任意の桁高における桁要素 i および $i+1$ の最適鋼種、 M_i , M_{i+1} 、断面二次モーメント I_i , I_{i+1} および単位長さ当たりの最小製作費 COST _{i} , COST _{$i+1$} を求めるこことにより、与えられた断面変化位置 L_i , L_{i+1} に対する図示のような桁の最小製作費図を作成することができる。この場合、式(1)で表わされる桁の全製作費は最小製作費図の全面積で表わされ、式(1)を最小とする最小値問題は、与えられた最大曲げモーメント図にそって、桁断面の I-RBM, I-COST 関係曲線を利用し、この最小製作費図を最小とするように断面変化位置 L あるいは桁要素長 l を決定する問題に帰着する。

最小製作費図の面積を最小化するため、Fig. 2 において桁要素 i の断面変化位置を Δl_i だけ右方に移動させるものとすれば、桁要素 i に作用する最大曲げモーメントは ΔBM_i だけ増加し、 $BM_i + \Delta BM_i$ の曲げモーメントに抵抗するため桁要素 i の断面二次モーメントは $I'_i = I_i + \Delta l_i$ 必要となり、単位長さ当たりの桁の製作費も $\Delta COST_i$ だけ増加する。したがって桁要素 i の製作費は

$$\Delta COST_i \cdot (l_i + \Delta l_i) + COST_i \cdot \Delta l_i \dots \dots \dots (8)$$

だけ増加する。一方桁要素 $i+1$ においては桁に作用する最大曲げモーメントに変化がないので製作費は

$$\begin{aligned} COST_{i+1} \cdot \Delta l_i &= (COST_{i+1} + \Delta COST_{i+1}) \cdot \Delta l_i \dots \dots \dots (9) \end{aligned}$$

ここに

$$\Delta COST_{i+1} = COST_{i+1} - (COST_i + \Delta COST_i)$$

だけ減少する。したがって桁要素 i の断面変化位置を Δl_i だけ右方に変化させることによる桁の全製作費 ($T COST$) の変化量 $\Delta TCOST_i$ は次式より求められる。

$$\begin{aligned} \Delta TCOST_i &= \Delta COST_i \cdot (l_i + \Delta l_i) + COST_i \cdot \Delta l_i \\ &\quad - (COST_{i+1} + \Delta COST_{i+1}) \cdot \Delta l_i \\ &= \Delta COST_i \cdot l_i - \Delta COST_{i+1} \cdot \Delta l_i \dots \dots \dots (10) \end{aligned}$$

$\Delta TCOST_i$ が負であれば Δl_i の右方への移動により桁の全製作費が減少することとなり、 L_i はさらに右方への改良が期待される。逆に $\Delta TCOST_i$ が正であれば Δl_i を左方へ移動させることにより $T COST$ の減少が期待できる。このようにして $\Delta TCOST_i$ の減少が 0 となるまで Δl_i の移動を繰り返し、桁要素 i の改良された I'_i ,

L'_i , M'_i を決定する。

上記の操作をすべての桁要素の断面変化点で行い、改良された I' , L' (または L'), M' および鋼重 GW' を決定する。しかしこのようにして得られた改良解は初期に仮定した I , L , M および GW と異なり、したがって桁の状態変数も変化するので、改良解を初期値として再び桁の解析を行い、最大曲げモーメント図を求める操作を繰り返し、改良解 I' , L' , M' が一定値に収束したときこれを最終的な最適解とするものである。また最適桁高は、上記の方法により各桁高における最適解を求め、その製作費の大小を比較することにより決定することができる。

b) 突合せ溶接費を考慮する場合

断面変化点において突合せ溶接費 BW を考慮する場合、桁の全製作費 $T COST$ は式(6)より求められる。式(6)の第1項は桁断面の変化点が多くなるにしたがい小さくなるが、逆に第2項は断面変化点の増加にしたがい急激に増加する。式(6)を最小とする変断面数の決定に関して、文献 5) および 6) では各桁要素長が微少な場合について DP の手法を用いて隣接する桁要素の断面寸法を等しくするために要する材料費と突合せ溶接費の大小を比較し、フランジの最適な断面変化位置を決定している。しかし、断面変化数が 0~15 程度で各桁要素長が比較的長い桁においては、断面変化数の変化により式(6)の第1項、第2項とも大きく変化し、かつこの変化量を容易かつ正確に算定する方法がなく、結局数種類の断面変化数の桁について a) でのべた方法により最適解を求め、これらの最適解における式(1)の製作費にそれぞれの変断面箇所で必要とする突合せ溶接費 $\sum_{k=1}^{NB} BW_k$ を加え $T COST$ の大小を比較する方法が最も能率的であり、本研究ではこの方法により最適の断面変化数を決定することとした。

4. 等断面桁の最適設計

(1) 方 法

等断面桁の最適設計を行う場合には、全支間における絶対最大曲げモーメントを求め、3.(1) でのべた方法によりその曲げモーメントに対して最小の製作費を与える鋼種、桁高 および 断面二次モーメントを決定すればよい。この決定方法を示すと次のとくになる。

- 1) まず任意の鋼種および桁高を仮定し、さらにその鋼桁の単位長さ当たりの鋼重 GW を仮定して桁に作用する絶対最大曲げモーメント ABM を求める。
- 2) 着目している鋼種および桁高の桁断面の Suboptimization より得られた RBM-GW 関係曲線 (Fig. 3

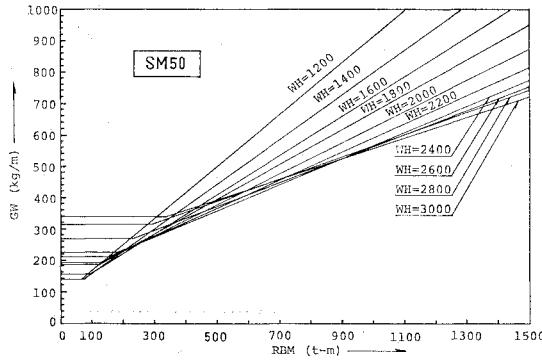


Fig. 3 RBM-GW Relationships (SM 50)

参照) より, 1) で求めた ABM に抵抗するために必要とする桁の鋼重 GW を求める。

3) 2) で得られた鋼重と 1) で仮定した鋼重に大きな差がある場合には、ABM および鋼重が一定値に収束するまで 1), 2) の操作を繰り返す。本研究では ABM の変化が 200 kg·cm 以内となったとき一定値に収束したものと判定したが、2~4 回の繰り返し計算で充分な精度の ABM および GW を決定することができた。

4) 3) で得られた ABM を用い、着目している鋼種および桁高の I-RBM 関係曲線より ABM に抵抗するために必要とする最適な I を決定する。たわみ制限 δ_{limit} がある場合には、たわみ制限を満足するために必

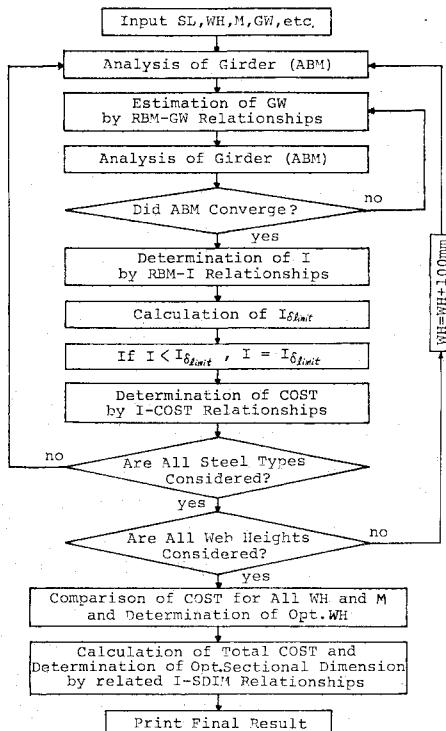


Fig. 4 Flow Chart of Graphical Optimization of Plate Girder with Uniform Cross Section

要とする最小の断面二次モーメント $I_{\delta_{limit}}$ は桁高に関係なく次式より求められるので、I-RBM 関係曲線より得られた I が $I_{\delta_{limit}}$ より小さい場合には $I=I_{\delta_{limit}}$ とする。

$$I_{\delta_{limit}} = f(\delta_{limit}, E, SL, P_t, Q_t) \quad \dots\dots(11)$$

ここに、E: 弹性係数, SL: 支間長, P_t : 集中活荷重, Q_t : 等分布活荷重

5) 着目している鋼種および桁高の I-COST 関係曲線より 4) で得られた I の最小製作費 (COST) を求める。

6) 1)~5) の操作を各鋼種および桁高について行い、それぞれの最小製作費を比較し、全城的に最小製作費を与える鋼種および桁高を決定する。

7) 最適鋼種および桁高に関する断面二次モーメント (I)-最適断面寸法 (SDIM) 関係曲線 (文献 1) 参照) より、桁の最適断面寸法を決定する。

上記の設計法の概括的な流れ図を Fig. 4 に示す。

(2) 2 径間連続桁の例

4.(1) でのべた方法により、Fig. 5 に示す支間 30 m、幅員 8 m、橋格 1 等道路橋の 2 径間連続桁の最適設計を行い、その結果を整理して得られた桁高と最小製作費の

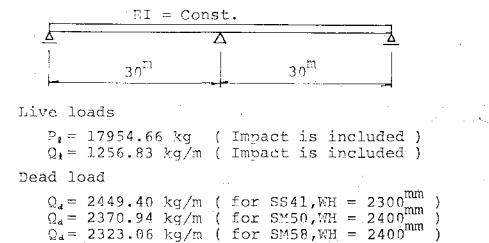


Fig. 5 Example of 2 Span Continuous Girder with Uniform Cross Section

Table 2 Optimum Solutions of 2 Span Continuous Girder with Uniform Cross Section shown in Fig. 5 (Span Length=30 m)

Steel Type	SS41	SM50	SM58	
Opt.WH (mm)	2300	2400	2000	
Min.COST(\$/m)	610.87	563.27	562.96	
GW (kg/m)	419.67	341.21	293.33	
Opt. Sectional Dimension (mm)	X ₁ X ₂ X ₃ X ₄ X ₅ X ₆ X ₇ X ₈ X ₉ X ₁₀	510 22 2300 9 589 19 104 8 127 8	374 18 2400 8 446 15 91 8 130 8	341 18 2000 8 436 14 86 8 117 8

X_1 = Width of Vertical Stiffener
 X_{10} = Thickness of Vertical Stiffener

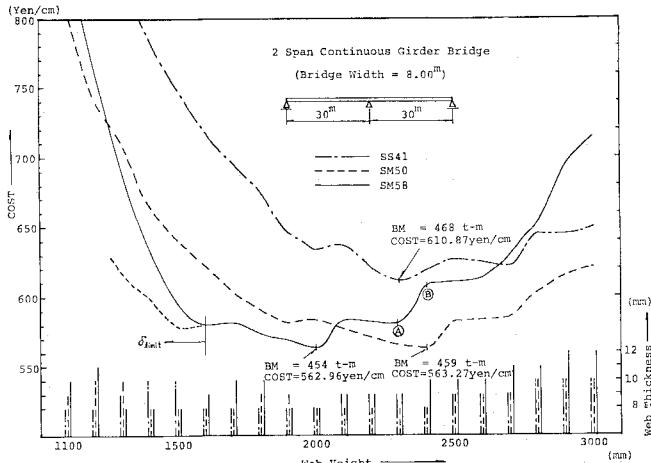


Fig. 6 WH-Min. Cost and Optimum Web Plate Thickness Relationships of 2 Span Continuous Girder with Uniform Cross Section shown in Fig. 5 (Span Length=30 m)

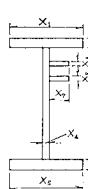
関係および各鋼種における最適解をそれぞれ Fig. 6 および Table 2 に示す。各鋼種および桁高により最適使用鋼重が異なるため、死荷重 Q_d は一定値とならないが、各鋼種の最小製作費を与える桁高における死荷重を Fig. 5 の Q_d に示す。

Fig. 6 より明らかなように、最小製作費を与える桁高は、SS 41 では 2300 mm, SM 50 では 2400 mm, SM 60 では 2000 mm と鋼種により異なることがわかる。また桁高と製作費の関係は、大局的には 1 つの曲の変化をしているが、局所的には複雑な変化を示し、特に注意すべきことは SS 41 で $WH=2000$ mm および 2700 mm, SM 50 で $WH=1900$ mm, SM 58 で $WH=2300$ mm において桁高に関し局所的最小解が存在することであり、桁高をも他の設計変数と同時に連続変数として考慮し最適解を求める方法においては、全域的な最適解の決定にあたってこれらの局所的最小解に収束していないかどうかを十分検討する必要がある。

ところでこれらの局所解は常に腹板厚が離散的に変化する直前の桁高において生じており、腹板厚が桁の製作費に大きな影響を与えていることがわかる。たとえば Fig. 6 の SM 58 における局小点 ④ に着目し、 $WH=2300$ mm と 2400 mm の最適断面寸法および製作費を比較すると Table 3 に示すごとくになり、 $WH=2400$

Table 3 Optimum Sectional Dimensions for Points ④ and ⑤ shown in Fig. 6

WH (mm)	Opt. Sectional Dimension (mm)							COST (yen/cm)	
	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7		
A 2300	281	15	2300	9	349	12	97	9	581.31
B 2400	263	13	2400	10	309	11	106	10	608.14



mm のフランジ断面が 2300 mm のそれよりも小さいにもかかわらず、前者の腹板厚 10 mm と後者の腹板厚 9 mm より 1 mm 厚く、このため $WH=2400$ mm の製作費が高くなっている。

また Fig. 6 における各鋼種の最大たわみ量 (δ) は次式より計算される。

$$\delta = \frac{A \cdot P_t \cdot (SL)^3}{E \cdot I} + \frac{B \cdot Q_t \cdot (SL)^4}{E \cdot I} \quad \dots \dots \dots (12)$$

ここに、 E : 弾性係数, A, B : 定数, P_t : 集中活荷重, Q_t : 等分布活荷重, SL : 支間長

支間長 $SL=30$ m, 道路橋示方書³⁾によりたわみ制限 δ_{limit} は

$$\delta_{\text{limit}} = \frac{30}{20000/30} = 0.045 \text{ m} = 4.5 \text{ cm}$$

となる。また、たわみの影響線図より $A=1.4974 \times 10^{-2}$, $B=0.91146 \times 10^{-2}$ を得、 $P_t=14364 \text{ kg}$, $Q_t=1005.46 \text{ kg/m}$ (いずれもインパクトを含まない) とすると、 $\delta_{\text{limit}}=4.5 \text{ cm}$ を確保するために必要とする最小の断面二次モーメント $I_{\delta_{\text{limit}}}$ は、

$$I_{\delta_{\text{limit}}} = \frac{A \cdot P_t \cdot (SL)^3 + B \cdot Q_t \cdot (SL)^4}{\delta_{\text{limit}} \cdot E} = 1.40005 \times 10^6 (\text{cm}^4) \quad \dots \dots \dots (13)$$

となる。Fig. 6 における SM 58 の場合、 $WH=1500$ mm 以下では桁の絶対最大曲げモーメントより決定される I が上記の $I_{\delta_{\text{limit}}}$ より小さくなり、4.(1), 4) の操作により $I=I_{\delta_{\text{limit}}}$ とした場合の COST を実線で、絶対最大曲げモーメントより決定される I の COST を点線で示している。ただし SM 50 および SS 41 では $WH=1100$ mm においても I が式 (13) の $I_{\delta_{\text{limit}}}$ より大きいため、たわみ制限による I の修正は行わなかった。

Table 2 に示す各鋼種の最小製作費を比較し、全域的な最小製作費を与える桁の鋼種として SM 58、桁高として 2000 mm、支間長と桁高との比は 1/15 であると決定することができる。しかし SM 50 と SM 58 の最小製作費を比較すると、 $[SM 50 \text{ の COST}]/[SM 58 \text{ の COST}] = 563.27/562.96 = 1.00055$ とわずかに 0.055%

の差である。このように等断面桁において鋼種が異なるにもかかわらず最小製作費にほとんど差が認められない例は SM 50 と SM 58 の間で数多くみられ、このような桁に対しては実際に設計を行なうにあたって橋の美観、製作および施工の難易さなどをも十分考慮し、より適切な鋼種を選択することが望ましい。

ところで本研究では等断面桁の最大曲げモー

メントおよび最大たわみ量を計算するにあたって、それぞれの影響線図を作成しこれを利用した。したがって最大曲げモーメントを一定とするために繰り返される桁の解析に要する計算時間はきわめて短く、上記の支間 30 m の 2 径間連続桁の例において、SS 41, SM 50, SM 58 の各鋼種および WH=1100 mm ~ 3000 mm の各桁高における 60 ケースすべての絶対最大曲げモーメントを算定し、最適解を比較し、たわみ制限の検討を行なう。全般的な最適鋼種、桁高および断面二次モーメントを決定するために要した計算時間は、HITAC 8800/8700 でわずかに 0.22 秒であった。また当然のことながらこの計算時間は単純桁および 3 径間連続桁においてもほとんど変化しなかった。

5. 变断面桁の最適設計

(1) 方 法

図式解法による变断面桁の最適設計は、3.(1) および(2) でのべた方法により次のとく行なうことができる。

1) まず桁高および断面変化点の数を仮定し、さらに各桁要素の I , L , M および GW を仮定して変位法により桁の解析を行い、影響線図を作成して桁の各点における最大曲げモーメント図 (BM 図) を作成する。本研究では 2 径間および 3 径間連続桁の最大曲げモーメント図を、最小二乗法により極大点および極小点で区分される数個の三次関数によりきわめて正確に近似し、任意の点における曲げモーメントの計算を容易にした。本研究の例では関数の近似度 = [近似の曲げモーメント / 実際の曲げモーメント] は、まれに 0.9981 あるいは 1.0022 などの値を示したがほとんどすべての点において 0.9999 ~ 1.0000 であった。

2) 1) で求めた BM および着目している桁高の各鋼種の I -RBM および I -COST 関係曲線より、3.(1) でのべた方法により各桁要素の最適な I , M および COST を決定し、仮定した桁要素長 l を有する桁における最小製作費図を作成する。

3) 桁要素 i および $i+1$ に着目し、3.(2) でのべた方法により l_i (または L_i) を Δl_i だけ右方あるいは左方へ変化させ、式 (10) の $\Delta T \text{ COST}_i$ が ≈ 0 となるまで l_i を移動させ、改良された l'_i (または L'_i), I'_i , M'_i , COST'_i を得る。本研究では Δl_i の初期値を 20 cm として l_i の改良を繰り返し、 $\Delta T \text{ COST}_i$ が負より正に変化するごとに Δl_i の値を $1/2 \Delta l_i$ に半減するとともに Δl_i の改良方向を反転させ l_i を一定値に収束させた。また $\Delta T \text{ COST}_i$ が 10 円以下となったとき l_i が一定値に収束したものと判定した。

4) 3) の操作をすべての断面変化点において行い、改良された I' , L' , M' , COST' を得る。実際の計算を行うにあたって、たとえば Fig. 7 に示すような最大曲げモーメント図を有する桁の場合には、曲げモーメントの極大点 A で I, II を区分し、各区分ごとに独立に最適な L' (または I') を決定すればよい。すなはち Fig. 7 の区分 I においては、まず L_1 , L_2 を考慮し、 L_1 を固定して L_2 を L'_2 に改良する。次に改良された L'_2 と L_1 を用いて、 L'_2 を固定し、 L_1 の改良長 L'_1 を得る。同様の操作を繰り返し、区分 I の製作費を最小とする改良解 I'_1 , L'_1 , M'_1 , COST'_1 を得る。

また、区分 II および III では、まず L_B を固定し、区分 II における断面変化点を区分 I と同様にして改良し、さらに点 B と C の曲げモーメントが等しいことを利用して区分 III の改良解 L_c を得る。次に Fig. 8 に示すごく点 B を Δl_B だけ左へ移動させることによる製作費の変化量は、図示の COST 図の (+) および (-) の面積の総和となり、この変化量が ≈ 0 となるまで L_B を改

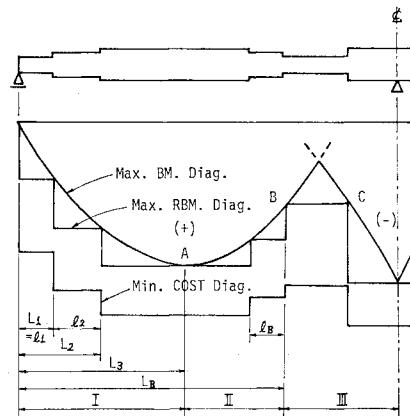


Fig. 7 Max. Bending Moment and Min. COST Diagram of 2 Span Continuous Girder with Nonuniform Cross Sections

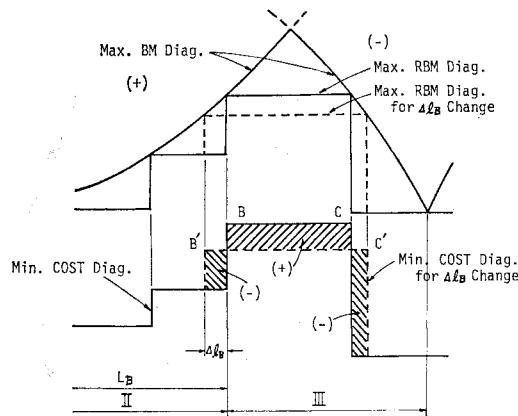


Fig. 8 $\Delta T \text{ COST}$ due to Δl_B

良する。この改良された $L_{B'}$ を固定し、再び区分Ⅱの L_{II} を改良する。このような操作を繰り返すことにより区分ⅡおよびⅢの改良解 I_{II}' , I_{III}' , L_{II}' , L_{III}' , M_{II}' , M_{III}' , $COST_{II}'$, $COST_{III}'$ を得ることができる。

本研究では各区分の改良において、 $T\ COST$ の変化量が 50 円以内となったとき改良解が一定値に収束したものと判定した。

5) 4) で改良された I' , L' , M' および GW' を用いて再び変位法により桁の解析を行い、新たな影響線図を作成し、桁の最大曲げモーメント図を求め、2)~4) の操作を繰り返し、 I' , L' , M' が一定値に収束したとき最適解が得られたものとする。本研究では I , L の変化量が 0.5% 以下でかつ $T\ COST$ の変化量が 50 円未満の場合、最適解に収束したものと判定した。

6) 1)~5) の操作を各桁高について行い、それぞれの最小製作費を比較し、全域的に最小製作費を与える最適桁高を決定する。

7) 各桁要素の最適鋼種における断面二次モーメント (I)-最適断面寸法 (SDIM) 関係曲線 (文献 1) 参照) より、各桁要素の最適断面寸法を決定する。

8) 断面変化点における突合せ溶接費を考慮する場合

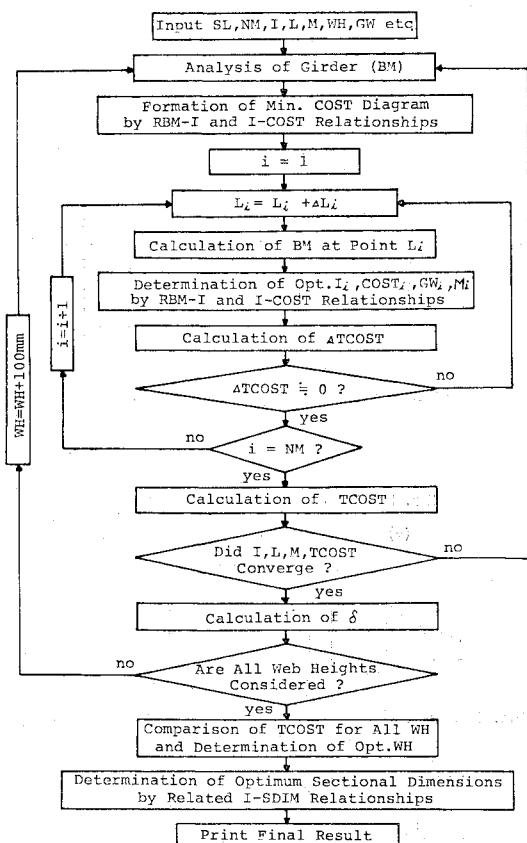


Fig. 9 Flow Chart of Graphical Optimization of Plate Girder with Nonuniform Cross Sections

は、数種類の変断面数の桁について上記の 1)~7) の操作を行い、それぞれの最適解を求め、これに突合せ溶接費 $\sum_{k=1}^{NB} BW_k$ を加えた $T\ COST$ の大小を比較することにより、最適の変断面数を決定することができる。

上記の設計法の総括的な流れ図を Fig. 9 に示す。

(2) 2 径間連続桁の例

a) 突合せ溶接費を考慮しない場合

5.(1) でのべた方法により Fig. 10 に示す 10 個の変断面よりなる支間 30 m, 幅員 8 m, 桁高 1700 mm の 2 径間連続桁の計算結果を Table 4 に示す。

表の A, B, C に示すとく、 I , L の初期値が大きく異なってもそれぞれ 8~9 回の繰り返し計算で同一の最適解を得、計算時間も FACOM 230-75 で 3.5~3.8 秒ときわめて短くなっている。最適解では桁要素 1~4 の最適鋼種がすべて SM 50 であるのに対し、作用曲げモーメントが最大となる支点上では SM 58 を選択している。

また桁の区分Ⅰにおける断面変化点 L_1 および L_2 が 5.(1) の 4) の操作により最大曲げモーメント図にそって改良されていく過程を Table 5 に示す。 L_1 , L_2 の初期値が比較的最適解に近い場合には 3 回、極端に異なる場合でも 9 回の繰り返し計算で、ほぼ最適解に収束している。なお Table 5 の L_3 は Fig. 7 の A 点にあたり、桁の最大曲げモーメント図の極大点である。 L_1 , L_2 を改良する過程では桁の最大曲げモーメント図の変化を考慮していないため一定値をとっている。また I , L , M の初期値が異なることにより各桁要素の鋼重および曲げ剛性が異なり、最大曲げモーメント図も多少変化し、Table 5 の各例における L_3 は必ずしも一致していない。しかし改良された I' , L' , M' により、再度桁の解析を行い、改良解を求めるることを繰り返すことにより、

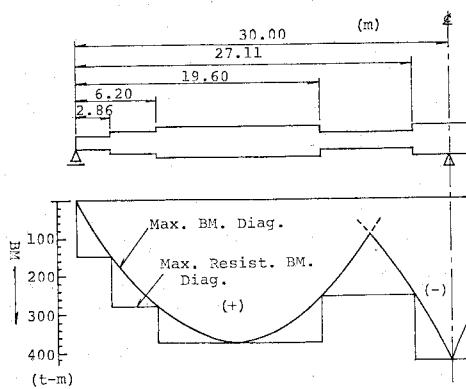


Fig. 10 Max. Bending Moment Diagram and Max. Resisting Bending Moment Diagram of 2 Span Continuous Girder with Nonuniform Cross Sections (Span Length = 30 m)

Table 4 Comparison of Optimum Solutions of 2 Span Continuous Girders with Various Initial Values.

Bridge Width=8.00 m, Span Length=30 m, Web Height=170 cm
 $P_l=17.955 \text{ t}, q_l=1.257 \text{ t/m}, q_d=2.300 \text{ t/m}$ (average)

Type	A			B			C		
Design Variables	L ($\times 10^3 \text{ cm}$)	I ($\times 10^6 \text{ cm}^4$)	M	L ($\times 10^3 \text{ cm}$)	I ($\times 10^6 \text{ cm}^4$)	M	L ($\times 10^3 \text{ cm}$)	I ($\times 10^6 \text{ cm}^4$)	M
Initial Values	1	2.60	1.013	50	4.50	1.000	50	1.50	1.300
	2	5.51	1.864	50	5.20	1.500	50	3.00	1.000
	3	19.62	1.424	50	18.40	1.500	50	17.90	1.700
	4	26.33	1.711	50	25.00	1.500	50	28.00	1.000
	5	30.00	1.775	50	30.00	1.500	50	30.00	2.000
Optimum Solution	1	2.87	0.702	50	2.86	0.700	50	2.86	0.701
	2	6.21	1.294	50	6.20	1.292	50	6.20	1.292
	3	19.62	1.717	50	19.60	1.717	50	19.60	1.717
	4	27.10	1.144	50	27.11	1.147	50	27.11	1.147
	5	30.00	1.421	58	30.00	1.422	50	30.00	1.422
Total Cost	2.8939×10^6 (yen)			2.8940×10^6 (yen)			2.8939×10^6 (yen)		
Cycle	9			9			8		
C. Time	3.8 (sec)			3.8 (sec)			3.5 (sec)		

*Calculated by FACOM 230-75

Table 5 Successive Improvements of L_1 and L_2 (2 Span Continuous Girder shown in Fig. 10)

Iter. No.	Initial V.	1	2	3
$L_1 (M)$ (cm)	1	150.,(50)	235.,(50)	258.,(50)
	2	300.,(50)	523.,(50)	568.,(50)
	3	1 293.,(50)	1 293.,(50)	1 293.,(50)
$T \text{ COST}$ (yen) = $\sum_{i=1}^3 \text{ COST}_i \times l_i$		591629.	591117	591067.
Iter. No.	Initial V.	1	2	3
$L_2 (M)$ (cm)	1	100.,(41)	223.,(50)	264.,(50)
	2	1 100.,(50)	478.,(50)	563.,(50)
	3	1 215.,(50)	1 215.,(50)	1 215.,(50)
$T \text{ COST}$ (yen) = $\sum_{i=1}^3 \text{ COST}_i \times l_i$		553398.	551859.	551739.
Iter. No.	Initial V.	1	2	3
$L_1 (M)$ (cm)	1	1 000.,(41)	410.,(50)	390.,(50)
	2	1 100.,(58)	1 085.,(50)	695.,(50)
	3	1 215.,(50)	1 215.,(50)	1 215.,(50)
$T \text{ COST}$ (yen) = $\sum_{i=1}^3 \text{ COST}_i \times l_i$		566064.	554259.	553391.
5	6	7	8	9
331.,(50)	312.,(50)	292.,(50)	275.,(50)	276.,(50)
650.,(50)	635.,(50)	620.,(50)	620.,(50)	603.,(50)
1 215.,(50)	1 215.,(50)	1 215.,(50)	1 215.,(50)	1 215.,(50)
552255.	551881.	551608.	551536.	551473
				551479

* (41)=SS 41,(50)=SM 50,=SM 58

Table 4 に示すごとく同一の最適解を得ることができる。

初期値が大きく異なっても同一の最適解に収束することおよび最適解を得るために必要とする計算時間がきわ

めてわずかであることは単純桁および3径間連続桁においても同様であり(6. 参照), 本研究で提案している方法はきわめて安定性のある能率的な最適設計法であることが確かめられた。

次に, Fig. 10 に示す支間長 30 m の 2 径間連続桁の種々の桁高における最小製作費および許容たわみ量に対する最大たわみ量の比を Fig. 11 に示す。この図より明らかなように, 変断面桁の場合も $WH=1\,600 \text{ mm} \sim 2\,500 \text{ mm}$ の桁高において $WH=1\,700 \text{ mm}, 1\,900 \text{ mm}, 2\,300 \text{ mm}$ と 3 個の局所的最小解が存在し, $WH=1\,600 \text{ mm}$ では $WH=1\,700 \text{ mm}$ に比べ最小製作費が大きく, かつ, 桁の最大たわみ量が許容たわみ量をこえている。以上のことより全域的な最適解として $WH=1\,700 \text{ mm}$, $WH/SL=1/17.6$, $T \text{ COST}=2\,893\,900$ 円を得た。この $T \text{ COST}$ は 4. (2) で示した同一の設計条件の等断面桁の $T \text{ COST}$ に比べ 16.7% 減少した値となっている。また最適解における曲げモーメント図および抵抗曲げモーメント図を Fig. 10 に示す。なお Fig. 11 より全域的な最適解は $WH=1\,700 \text{ mm}$ より多少低い桁高において生ずることも予想されるが, 本研究では 10 cm 単位の桁高について桁断面の Suboptimization を行っている関係上, 最適桁高として 1 700 mm を得たものである。また $WH=1\,700 \text{ mm}$ と 1 900 mm における $T \text{ COST}$ の差は 0.55% とわずかで, 4. でのべた等断面桁の桁高と $T \text{ COST}$ の関係とよく似た現象が変断面桁においてもみられる。なお, 変断面桁の桁高に関する上記の局所解は, 等断面桁の場合と異なり, 必ずしも主要な桁要素の腹板厚が離散的に変化する直前の桁高において生ずるとは限らない。

b) 突合せ溶接費を考慮する場合

a) でのべた支間 30 m の 2 径間連続桁において, 断面変化位置における突合

せ溶接費をも考慮した場合の計算例を Table 6 に示す。この場合, 互いに隣接する変断面の突合せ溶接費 BW は, 鋼種が同一の場合は上下フランジのみ, 鋼種が異なる場合には腹板をも含めて全断面を突合せ溶接するもの

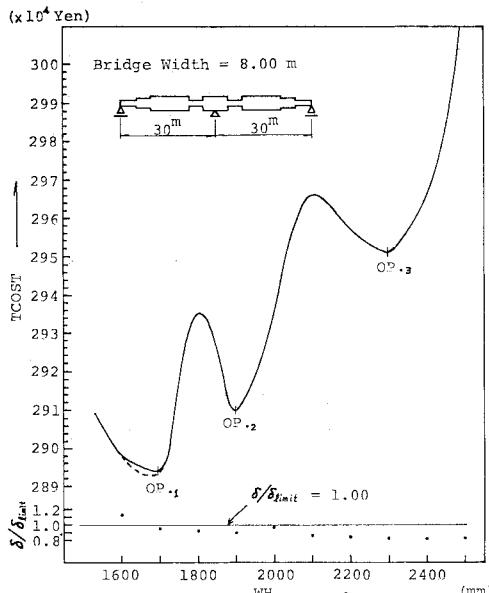


Fig. 11 WH-T COST, $\delta/\delta_{\text{limit}}$ Relationships of 2 Span Continuous Girder with Nonuniform Cross Sections (Span Length=30 m)

Table 6 Comparison of TCOST which are calculated by eq.(6) for 2 Span Continuous Girders with NM=2~12 (Span Length=30 m)

NM	Type	$\Sigma \text{COST}_i \cdot L_i$ (yen)	ΣBW_k (yen)	TCOST (yen)
2	6 (+/-)	3491340.	0.	3491340.
4	5 6 (+/-)	3124348.	73543.	3197890.
6	5 5 6 (+/-)	3028676.	97065.	3125741.
8	5 5 5 6 (+/-)	2931639.	109586.	3041224.
10	5 5 5 6 (+/-)	2893900.	129251.	3023151.
12	5 5 5 5 6 (+/-)	2869793.	159638.	3029431.

* 5 = SM50 , 6 = SM58

とし、式(6)によりTCOSTを計算した。

Table 6より明らかなように、変断面の数を2個より12個と増加するにしたがい、式(6)の第1項 $\sum_{i=1}^{NM} \text{COST}_i \cdot l_i$ は3491340円より2869793円に減少するが、逆に第2項の突合せ溶接費 $\sum_{k=1}^{NB} \text{BW}_k$ が0円より159638円と増加し、桁全体の製作費としては変断面数10個の場合が最小のTCOST 3023151円を与えていた。しかし変断面数8個のTCOST 3041224円との差がわずかに18073円と0.60%の違いであり、実際に設計を

行うにあたっては、単にTCOSTの大小のみにとらわれることなく、突合せ溶接を行うことによる桁の強度やひずみに対する悪影響をも考慮し慎重に断面変化数を決定すべきであろう。

6. SLP法による解との比較

本論文で提案している図式解法による桁橋の最適設計法は、3.(2)でのべたように各桁要素の設計変数 I, L, M の値を改良していく過程で、設計変数の変化による状態変数 BM および δ への影響を近似的に0と仮定して改良解を求め、その改良解により再度構造物の解析を繰り返すことにより設計変数の変化による状態変数への影響を考慮している。この意味において本法は、各桁要素の設計変数の変化による構造物全体の目的関数および状態変数への影響を常に考慮しながら SLP 法により最適解を決定する文献 1) の方法と比較して近似解といいうことができる。そこで本節では文献 1) の SLP 法による解と本論文の方法による解との比較を行い、本法の信頼性および実用性について検討することとした。

支間 30 m の単純桁および 2 径間連続桁の、本法(Graphical Method)および文献 1) の SLP 法による最適解の比較をそれぞれ Table 7 および 8 に示す。

単純桁の例では各桁要素の I, L, M ともに両方法の結果がほとんど一致し、最小の TCOST の違いもわずかに 53 円、0.0032% と小さく、同一の最適解が得られた。計算時間(CPU Time)は FACOM 230-28 で SLP 法の 150~200 秒に対し、Graphical Method では 10~16 秒と 1/12~1/15 の計算時間で最適解を得ている。また 2 径間連続桁の例では、 L_1, L_2 がそれぞれ 13.4% および 17.3% 程度異なり、それにしたがい I_1, I_2 も多少異なるが、他の設計変数の値はほとんど一致し、TCOST の差もわずかに 0.053% となっている。計算時間は HITAC 8800/8700 で SLP 法の 60~100 秒に対し、本法では 3~4 秒と、SLP 法の 1/20~1/25 となっている。

Table 9 は橋長 90 m、側径間と中央径間の比が 1:1.2:1 である 3 径間連続桁について最適解の比較を行ったものである。 I, L いずれも Graphical Method および SLP 法の結果にほとんど差がなく、 M も完全に一致しており、TCOST も 0.40% とわずかの差になっている。しかし計算時間は Graphical Method では 10~15 と、SLP 法の約 1/30 で最適解を得ている。なお上記の Table 7, 8, 9 に示す SLP 法による解は、全域的な最適解を示したものである。また各計算例の計算時間(CPU Time)に幅があるのは、設計変数の初期値の与え方および最適解への収束の条件や判定方法など

Table 7 Optimum Solutions of Simple Span Girder with Nonuniform Cross Sections by Graphical Method and SLP Method

Bridge Width=8.00 m, Span Length=30 m, Web Height=200 cm, $P_t=17.990$ t, $q_t=1.259$ t/m, $q_d=2.310$ t/m (average)

Seq. No.	Graphical Method		SLP Method		
	$I(\text{cm}^4)$	$L(\text{cm})$	M	$L(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$
1	293.7	1376687	41	296.7	1389224
2	710.0	1520473	58	701.2	1507252
3	1500.0	2113532	58	1500.0	2113595
Min. T COST (yen)	1,643,622			1,643,675	
Calculation Time** (sec)	10~16			150~200	

* Calculated by FACOM 230-28

** The differences of Calculation Times are caused by the initial values of the design variables and the convergency criteria to optimum solution.

Table 8 Optimum Solutions of 2 Span Continuous Girder with Nonuniform Cross Sections by Graphical Method and SLP Method

Bridge Width=8.00 m, Span Length=30 m, Web Height=170 cm, $P_t=17.955$ t, $q_t=1.257$ t/m, $q_d=2.300$ t/m (average)

Seq. No.	Graphical Method		SLP Method		
	$L(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	M	$L(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$
1	285.0	697606	50	323.1	779103
2	618.8	1288148	50	725.7	1430407
3	1962.0	1712473	50	1997.0	1695642
4	2702.2	1136303	50	2683.0	1085665
5	3000.0	1431270	58	3000.0	1429441
Min. T COST (yen)	2,893,060			2,891,515	
Calculation Time (sec)	3~4			60~100	

* Calculated by HITAC 8800/8700

Table 9 Optimum Solutions of 3 Span Continuous Girder with Nonuniform Cross Sections by Graphical Method and SLP Method

Bridge Width=8.00 m, Bridge Length=90 m

Span Ratio=1:1.2:1, Web Height=190 cm

$P_t=18.042$ t, $q_t=1.263$ t/m, $q_d=2.030$ t/m (average)

$P_{t2}=17.747$ t, $q_{t2}=1.242$ t/m, $q_{d2}=2.031$ t/m (average)

Seq. No.	Graphical Method		SLP Method		
	$L(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	M	$L(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$
1	233.8	846592	41	248.8	888658
2	546.5	1238921	50	559.9	1250520
3	1805.6	1723537	50	1850.0	1700003
4	2812.5	1217830	50	2486.0	1217784
5	2812.5 ^(s)	2128666	50	2812.5 ^(s)	2180159
6	3153.5	2128666	50	3153.0	2180159
7	3898.8	1112415	50	3841.0	1159787
8	4500.0	1529952	50	4500.0	1486529
Min. T COST(yen)	4,224,079			4,241,036	
Calculation Time (sec)	10~15			60~450	

* Calculated by HITAC 8800/8700

により、この程度の差が生ずることを示すものである。

以上のべた SLP 法による解との比較、5.(2) で示した初期値が大きく異なっても同一の最適解に収束すること

と、および等断面桁の計算例などより、本論文で提案した桁断面の Suboptimization に基づく桁橋の図式最適設計法に関することが明らかとなった。すなわち、

① 本論文で提案した最適設計法により、単純桁、連続桁橋の全般的な最適解が得られる。

② 本方法により単純、2径間および3径間鋼I桁橋の最適解を得るために必要とする計算時間が、HITAC 8800/8700 あるいは FACOM 230-75 で 0.22 秒~15 秒ときわめて短く、能率的な最適設計法である。

③ SLP 法と比較して計算プログラムが短く、かつ作成が容易であり、計算上必要とするコア容量も少なくてすむ。

④ 桁高が制限され、桁の最適な I , L , M がたわみ制限により決定される変断面を有する桁の最適設計問題を本法により解く場合には、さらに方法の改良が必要である。

7. あとがき

本論文において、桁断面の Suboptimization より得られた種々の関係曲線を用い、桁の最大曲げモーメント図を最小製作費図に変換し、これを図式解法により最小化することによってときわめて能率的に桁橋の最適解を決定する方法を提案し、等断面および変断面を有する鋼I桁橋の最適設計に適用した例および SLP 法による解との比較を示した。

種々の計算例より、本研究の方法による最適解と文献1)の方法で得られた最適解が完全に一致すること、初期値が大きく異なっても確実に全般的な最適解が得られること、プログラムの作成が容易であり、かつ最適解を決定するために必要とする計算時間がときわめて短く、能率的に最適解を決定することができるなどの理由により、本論文で提案した最適設計法は十分な精度で桁橋の実用的な最適設計法であると結論することができる。

また、本研究の等断面および変断面鋼I桁の最適設計例で示したように、使用鋼板厚を離散値とし製作費を目的関数とする桁橋の最適設計問題においては、桁高に関して局所的最小解が存在することが明らかとなった。したがって全局的に最適な桁高を決定する場合には、桁高を連続変数として取扱うではなく、本論文で示したようにパラメトリックに変化させ、その結果を比較することにより全局的な最適解を決定する必要である。

さらに本論文の計算例にみられるごとく、桁高、鋼種、あるいは変断面数など製作費に比較的大きな影響を与える設計変数が異なっても、その組み合わせを適当に選択することにより全局的な最小製作費とあまり差のな

い解がわずかではあるが存在する。したがって実際の設計にあたってはこのことに留意し、橋の美観、桁の力学的性状への影響、製作、施工の難易度などを慎重に考慮して最善の設計変数を決定すべきであり、このような見地からも、本論文で提案している実用的な最適設計法は、桁橋の最適設計を行うための有力な方法の一つとなる。

なお本論文でのべた方法により、等断面および変断面鋼I桁道路橋の種々の幅員、支間長および支間比について最適設計を行い、鋼I桁道路橋の最適桁高、断面変化位置、剛比、鋼種、最小製作費などに関する種々の最適設計資料を得たが、その詳細についても別の機会に発表する予定である。

参考文献

- 1) 奥村敏恵・大久保禎二：Suboptimizationによる鋼連続桁の最適設計、土木学会論文報告集、第215号、pp. 1～14、1973年7月。
- 2) 大久保禎二：等断面桁の最適設計図表、土木学会第29回年次学術講演会概要集(Ⅰ)、pp. 365～366、昭和49年10月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、昭和48年2月。
- 4) 日本橋梁建設協会・鉄骨橋梁協会：鋼道路橋原価計算表、昭和47年。
- 5) Razani, R. and Goble, G.G. : Optimum Design of Constant-Depth Plate Girders, Proc. ASCE, Vol. 92, ST 2, pp. 253～281, April 1966.
- 6) Goble, G.G. and Desantis, P.V. : Optimum Design of Mixed Steel Composite Girders, Proc. ASCE, Vol. 92, ST 6, pp. 25～43, December 1966.

(1975.11.12・受付)