

**修士論文**

**鋼橋の省力化設計のコストに対する最適化解析**

Optimal Analysis on the Cost of Labor Saving Design of  
Steel Bridges

2002年 1月

指導教員 藤澤伸光

社会基盤工学コース

1045031 小窪 幸恵

## **Abstract**

# **Optimal Analysis on the Cost of Labor Saving Design of Steel Bridges**

**KOKUBO Sachie**

In recent years, cost saving is in great demand for public works, not excepting the design of steel bridges. For the design of steel bridges, the guideline was proposed in 1995, which aims at the reduction of manufacturing cost. The objective of “Guideline” type design is to reduce the total cost, considering the balance of the material cost and fabrication cost. The basic concept of this design is to reduce the cost of both welding and assembling costs at the sacrifice of slight increase in material cost, by enlarging the segment size with identical cross section. However, the effectiveness of “Guideline” design is not proved numerically. The effectiveness of “Guideline” design is examined through various trial designs in this study, and the perspective on steel bridge design in future is also discussed.

Object of design in this study is the outer girder of a three span continuous plate girder bridge. In addition to the design of “Guideline” type bridge, two more types are designed to assess the cost of “Guideline” design. One is the conservative design aiming at minimizing steel weight, and the other is proposal design without stiffeners.

Two design methods are employed for the same design condition: (1) a method utilizing numerical optimization tool and (2) a conventional design method performed manually. The objective function in the optimization is the sum of the material cost and fabrication cost.

The results of these design clarify that “Guideline” design can be effective for the reduction in total cost, though it is difficult to reach the optimum design because the total cost is very sensitive to uniformly decided section size.

The design method utilizing optimization is helpful to reduce the cost. One of the interesting findings obtained from the optimization is the significant effect of the spacing of vertical stiffener on the cost. The result of optimization suggests that wider spacing may reduce the cost, though further study is necessary to use this design practically.

**Keyword:** optimal analysis, plate girder, cost minimum design, fabrication cost, “Guideline” type design

## 論文要旨

# 鋼橋の省力化設計のコストに対する最適化解析

## Optimal Analysis on the Cost of Labor Saving Design of Steel Bridges

社会基盤工学コース

1045031 小窪 幸恵

### 1 研究背景と目的

鋼橋設計においてもローコスト化の必要性が高まる中、「ガイドライン型設計」という鋼橋設計が提案されている。ガイドライン型設計は、1部材1断面、小型材片数の削減などの工場製作における手間を削減することにより、材料費 + 製作費のコスト削減を目的とした設計である。板継ぎ溶接の手間を省くなど、若干の鋼重増と引き換えに製作費を下げることによって全体コストの低下を図るものである。ガイドライン型設計法は時代を反映した設計法のように思われるものの、数値的根拠は必ずしも明らかでなく、実際どの程度ローコスト化が図れるのかといったことは定かでない。

そこで本論文では、ガイドライン型設計に対し最適化手法を用いて数値的評価を行う。最適化手法を用いる理由は、従来、設計者が下していた決定に数値的根拠を与えるためであると同時に、材料費 + 製作費のコストミニマムという目的を明確にするためである。これらの断面決定と積算という評価関数によってガイドライン型設計の合理性を検討し、ガイドライン型設計の更なるローコスト化の余地と、今後の鋼橋の合理化設計について考えることが本研究の目的である。

### 2 研究手順

本研究では、ある一つの設計条件に対して、最適化手法を用いた設計と従来の設計法との二つの設計を行う。最適化設計を用いた設計では、原則として鋼材費 + 材料費を目的関数とした。設計対象は、主桁一本とし、その他部材は考慮しない。本研究では、桁の形状により3タイプの設計に分け各々独立に検討を加えた。これら3タイプの設計とは、第一に、フランジの断面変化が多い標準設計(設計 A)で、第二に、本論文の検討対象であるガイドライン型設計(設計 B)、そして第三に、ガイドライン型設計よりもさらに省力化をめざした提案設計(設計 C)である。なお、ガイドライン型設計については、最適化の目的関数を鋼材費のみとした設計 B' も行った。

本研究では、最適化手法を用いた設計とあわせて、従来設計者が行っている一般的設計手順でも断面決定を行った。最適解の位置付けを確認するためである。以

上の設計結果を積算という評価関数に通すことにより、コスト構造を比較検討する。

### 3 試設計結果と考察

表 3-1 積算結果

	従来設計			最適化設計			
	設計 A	設計 B	設計 C	設計 A	設計 B	設計 B'	設計 C
主桁鋼材費	3,026,755	3,314,293	5,424,191	3,396,767	3,927,834	3,411,871	5,127,282
補剛材鋼材費	416,457	383,766	0	192,126	211,943	182,813	0
製作費	2,867,434	2,650,312	1,884,213	2,061,753	1,999,556	1,901,542	1,665,024

表 3-1 と図 3-1 に本研究における設計の積算結果を示す。従来の手順による設計を従来設計、コストを目的とした最適化手法による設計を最適化設計とする。この結果より得られた結論は次の通りである。

最適設計 B は最適設計 A よりもコスト高となるものの最適設計 B' ではローコスト化を実現しており、ガイドライン型設計の省力化によるコスト削減の効果を示した。しかし、最適設計 B > 最適設計 A の関係から分かるように、ガイドライン型設計は、桁全長における寸法が統一される分、その統一寸法の全体コストへの影響が大きい。よって、設計における決定の一つ一つがコストに大きく影響し、相互作用のおこりやすい設計であることも示された。

ガイドライン型設計は、その理念は有効なものであるが、鋼材費と製作費は互いに複雑に関係するため、全体としてコストミニマムな設計をなすのは極めて難しい作業と言える。現状では、ガイドライン型設計を行っても必ずしもローコストになるとは限らない。省力化によって確実にローコスト設計を実現するためには、更なる研究が必要であると思われる。

最適化手法を用いた設計は従来設計よりもコストを下げる事ができる。しかし、最適化の条件の取り方や設計手順によってはコストミニマムな結果を得ることは難しく、最適化手法のみで桁全体のコストミニマムを一度に図ることは困難である。最適化手法は、有能な技術者の判断とあわせて使用することによってその効果が発揮されると思われる。

鋼材費 + 製作費のコストミニマムという目的に対して、補剛材の設計が大きな問題の一つであることが明らかになった。図、表からも分かるように、最適化設計における補剛材鋼材費は、従来設計によるものの半分程度である。最適化設計では、従来

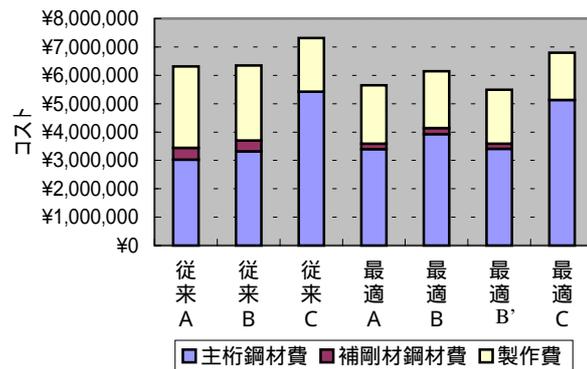


図 3-1 積算結果

設計に比べ垂直補剛材間隔が広く決定されたため、補剛材鋼材費の削減につながった。従来設計では、後座屈強度を期待して垂直補剛材間隔が狭く決定されたと推測されるが、最適化設計による結果も、道路橋示方書を満たす範囲にあり、少なくとも本研究範囲では実現可能な設計案である。ローコスト化に対する今後の研究により、補剛材設計に新しい手法が導入されるならば、フランジの1部材1断面化というような現行の提案よりも大幅なコスト削減がなされる可能性があると思われる。

本研究で扱ったコストは、さまざまな要素からなり複雑な性質を持つ。本研究において考慮しきれなかった問題は多く、より現実的なコスト体系による研究が必要であると思われる。必要なコストに対する積算体系を、できるだけ単純な形で整えておくことは、今後の合理化設計のコスト構造の明確化に欠かせないものである。

# 目次

1章	要旨	1
2章	序論	2
	2.1 研究背景	2
	2.2 研究目的	2
	2.3 研究方法	3
3章	設計法の変遷と本研究における設計理念	4
	3.1 はじめに	4
	3.2 設計法の変遷	7
	3.3 設計理念と本研究の対象	7
4章	設計条件	9
	4.1 はじめに	9
	4.2 異なるタイプの3設計	9
	4.2.1 標準設計(設計 A)	9
	4.2.2 ガイドライン型設計(設計 B)	10
	4.2.3 提案設計(設計 C)	10
	4.3 共通設計条件	11
5章	評価関数	14
	5.1 請負工事費、積算体系	14
	5.2 材料費	14
	5.3 製作費	15
	5.4 工事塗装費	19
	5.5 直接労務単価	19
6章	従来設計による試設計	20
	6.1 設計手順	20
	6.2 設計条件	20
	6.2.1 板厚制限	20
	6.2.2 構造用鋼材の許容応力度	21
	6.2.3 部材の細長比	22

6.2.4	合成応力度照査	22
6.2.5	フランジ自由突出部の板厚制限	23
6.2.6	フランジ有効幅	23
6.2.7	最小腹板厚	24
6.2.8	垂直補剛材の配置およびその間隔	24
6.2.9	垂直補剛材の剛度、板厚	25
6.2.10	水平補剛材の剛度、板厚	25
6.3	決定断面	26
6.4	積算結果	28
7章	コスト最小目的の最適化設計による試設計	31
7.1	設計手順	31
7.2	最適化の諸条件	31
7.2.1	目的関数	31
7.2.2	設計変数	31
7.2.3	制約条件	32
7.3	決定断面	33
7.4	積算結果	37
8章	結果ならびに考察	40
8.1	ガイドライン型設計の合理性についての検討	40
8.2	最適化手法を用いた設計の合理性	42
8.3	補剛材設計	43
9章	まとめと今後の課題	44
	参考文献	45
付録 1	MATLAB M ファイル	46
付録 2	収束時の制約条件の値	50

## 図表リスト

- 図 3-1 従来設計フローチャート
  - 図 3-2 最適設計フローチャート
  - 図 3-3 橋梁の実施設計の手順
  - 図 4-1 側面図
  - 図 4-2 曲げモーメント・せん断力分布図とブロック割
  - 図 4-3 部材寸法
  - 図 4-4 横構配置図
  - 図 5-1 板継ぎ溶接一覧
  - 図 6-1 フランジ有効幅
  - 図 8-1 積算結果
  - 図 8-2 最適設計 A を 100 とした時の最適 B・B' におけるコスト割合
  - 図 8-3 各ブロックにおける最適設計 A・B・B' のコスト比較
  - 図 8-4 従来設計 B と最適設計 B' のブロック毎のコスト比較
  - 図 8-5 従来設計 B と最適設計 B' における工数
- 
- 表 4-1 設計 A における作用力とブロック割
  - 表 4-2 設計 B・C における作用力とブロック割
  - 表 5-1 橋梁形式別、要素別標準工数
  - 表 5-2 大型 1 材片当たり重量による影響係数  $K_1$
  - 表 5-3 小型 1 材片当たり重量による影響係数  $K_2$
  - 表 5-4 標準重量
  - 表 5-5 サイズ 6 mm のすみ肉溶接に対する換算率
  - 表 5-6 1 部材当たり重量による影響係数  $K_4$
  - 表 5-7 平均支間長による工数に増減
  - 表 6-1 フランジ片側有効幅
  - 表 6-2 従来設計における標準設計(設計 A)の断面結果
  - 表 6-3 従来設計におけるガイドライン型設計(設計 B)の断面結果
  - 表 6-4 従来設計における提案設計(設計 C)の断面結果
  - 表 6-5 従来設計による標準設計(設計 A)の積算結果
  - 表 6-6 従来設計によるガイドライン型設計(設計 B)の積算結果
  - 表 6-7 従来設計による提案設計(設計 C)の積算結果
  - 表 7-1 最適設計における標準設計(設計 A)の断面結果
  - 表 7-2 最適設計におけるガイドライン型設計(設計 B)の断面結果

- 表 7-3 最適設計におけるガイドライン設計(設計 B')の断面結果
- 表 7-4 最適設計における提案設計(設計 C)の断面結果
- 表 7-5 最適設計による標準設計(設計 A)の積算結果
- 表 7-6 最適設計によるガイドライン型設計(設計 B)の積算結果
- 表 7-7 最適設計によるガイドライン型設計(設計 B')の積算結果
- 表 7-8 最適設計による提案設計(設計 C)の積算結果
- 表 8-1 ウェブ寸法

## 1章 はじめに

1868(明治元)年、わが国で初めての鉄橋「くろがね橋」(プレートガーダー)が長崎に、翌年横浜に「吉田橋」(トラス橋)が架設された。当時、設計は外国人技術者によってなされ、材料の錬鉄は輸入によるため高価なものだった。その後、安価で安定した鋼材の供給やさまざまな技術進歩によって、橋種別割合で40%にも上る鋼橋が存在するに至っている。このようなわが国の鋼橋の発展を支えてきた技術や設計理念に、近年変化が生じてきている。国際化や技術の進歩は、基準や設計法の変化を促している、また、財政悪化を初めとする社会状況の変化を背景にして、コストミニマムの追求がなされ始めた。

そのような中で、鋼橋の製作におけるコストの考え方が一つの焦点となっている。従来、鋼材は高価であったため、鋼材をできるだけ少なく、できるだけ合理的に使うという考え方が基本となっていた。その結果、フランジに断面変化を多用し、補剛材を活用した設計がなされてきた。しかし、鋼材費の低下と労務費の高騰という状況の下では、このような設計はローコストの妨げになっていると考えられるようになってきた。このような背景において、ローコスト鋼橋を実現するための一つの提案がなされた。それが「ガイドライン型設計」である。

ガイドライン型設計は、1部材1断面、小型材片数の削減などの工場製作における手間を削減することにより、材料費+製作費のコスト削減を目的とした設計である。板継ぎ溶接の手間を省くなど、若干の鋼重増と引き換えに製作費を下げることによって全体コストの低下を図るものである。ガイドライン型設計法は時代を反映した設計法のように思われるものの、数値的根拠は必ずしも明らかでなく、実際どの程度ローコスト化が図れるのかといったことは定かでない。

そこで本論文では、ガイドライン型設計に対し最適化手法を用いて数値的評価を行う。最適化手法を用いる理由は、従来、設計者が下していた決定に数値的根拠を与えるためであると同時に、コストミニマムという目的を明確にするためである。本研究では、最適化計算における収束性などの問題を避けるため、桁の形状により3タイプの設計に分け、各々独立に検討を加えた。また、最適化手法を用いた設計とあわせて、従来設計者が行っている一般的設計手順でも断面決定を行うことによって最適解の位置付けを確認する。これらの断面決定と積算という評価関数によってガイドライン型設計の合理性を検討する。

## 2章 序論

### 2.1 研究背景

戦後、日本の国土復興に公共工事の果たした役割は大きかった。しかし、バブル崩壊後日本経済は極めて厳しい状況を迎え、公共工事に対する価値観やそのあり方も大きく変化している。公共工事の存在は財政危機の大きな原因とまで言われるようになった。このような経緯から平成6年12月には「公共工事の建設費縮減に関する行動計画」が発表された。道路橋設計においてもコスト削減に対する新たな検討が必要とされ、その一つとして「鋼道路橋ガイドライン(案)」<sup>2-1)</sup>が平成7年10月建設省より公表された。これは技能工・熟練工の労働者の高齢化と不足、標準化や自動化の遅れといった諸問題に対する省力化構造こそが、現状における合理化設計でありコスト削減へ繋がるものである、とする一つの提案であった。

従来の鋼橋設計では主に鋼材用量を減少させて鋼材費をおさえ、なおかつ重量を軽くすることが経済的であると考えられてきた。これは鋼材費が人件費に比べ高価だった時代の積算基準に基づいていたためである。しかし、社会情勢の変化、すなわち人件費の高騰、鋼材価格の低下・安定に伴い、鋼重最小が必ずしも経済的とはならなくなってきた。断面変化を多用し製作工数や溶接において手間のかかる設計から単純な形態で製作の容易な省力設計への移行がガイドライン型設計の意図する方向である。

ガイドライン型設計に代表されるように、鋼橋設計に求められる要因は今までとは異なってきている。コスト削減を目的とした、標準化や省力化、より進んだ工場の自動化に加え、既存橋梁の維持管理とそれを実現するのに容易な構造などが既に求められている。また、景観・環境等を考慮した場合の費用の適正な評価なども今後は必要となってくると考えられる。工場製作のローコスト化を目的としたガイドライン型設計は、これら近未来の鋼橋設計の魁である。

### 2.2 研究目的

本論文の目的は、「ガイドライン型設計」が真のローコスト化を達成しているかどうかの検討を行うことにある。ガイドライン型設計は、鋼材費と労務費合計のコストミニマムを実現するべく提案されたものである。本研究では最適化手法を用いたコストミニマム設計を従来型の設計とガイドライン型設計で行い、比較することによってその合理性を検討する。

また、ガイドライン型設計のさらなるローコスト化の余地についても検討し、今後の鋼橋設計をコストの視点から考える。

### 2.3 研究方法

ガイドライン型設計の合理性は、コストミニマム設計としての良否にある。本研究では、数値解析ソフト MATLAB の非線形最適化ツールを用いてコストミニマムを追求する。最適化ツールの詳しい説明は7章に譲るが、最適化手法を用いる場合、一通りの計算過程ですべての条件を満たす主桁断面を決定することは難しい。そのため、主桁形態の異なる3つの設計に分けて最適化ツールによる断面設計を行った。

第一案はフランジの断面変化が多い標準設計で、第二案は本論文の検討対象であるガイドライン型設計、そして第三案はガイドライン型設計よりもさらに省力化をめざした提案設計である。これら3タイプの設計の詳細は4.3節で述べる。

また、最適化ツールによって得られたコストミニマム断面の位置付けを知るため、従来設計による一般的な設計手順・手法による断面設計も行う。各設計断面に対して積算を経てコストを算出する。評価関数としての積算の内訳は5章に、また従来設計の説明と結果を第6章に、最適化ツールによるコストミニマム設計を第7章に示す。これらの各設計案の比較検討により、本研究の目的であるガイドライン型設計の合理性をコスト面から検証する。

## 3章 設計法の変遷と本研究における設計理念

### 3.1 はじめに

工学における設計とは、人間がつくろうとするものに、具体的な形を与え、その着想の正しさを確認することであるとされる。<sup>3-1)</sup>その着想とは、主に(1)機能、性能、美観 (2)強度、安全性、信頼性、耐久性 (3)経済性 の観点から行われるが、これらはそれぞれ複雑かつ密接に関連しており、設計の良否はこれらのバランスの取り方にある。しかし、従来の構造物の設計では、その過程や結果の良否が経験的に決定されることが多く、それが最適であるか、また最適にどれほど近いかについて科学的判断に欠けていた。本研究では、設計の各段階における意思決定において、より明確な科学的根拠を求めるために最適化手法を用いる。一般的な手法による従来設計と最適化手法を用いた設計のフローチャートを図 3-1、図 3-2 にしめす。

図 3-3 に一般的な橋梁の実施設計の手順を示した。本論文では、主桁のみを設計対象として、断面仮定から断面決定までを行った。なお、今回は変位、振動、ひび割れの照査は省いた。

図からわかるように、設計基準による照査が各段階で行われており、基準内容によって設計も大きく異なる。現行の基準は、戦後の国土復興における橋梁需要の増加のため、設計・施工に必要事項を追加、修正して整備したものである。具体的には、許容応力度法に基づいた基準である。本研究における設計もこの基準に添って進める。しかし、許容応力度法は簡便で歴史的に成熟されたものである反面、設計の自由度という意味での制限が大きい。技術の発展を活かしコスト削減を実現するため、現行基準の見直しが求められており、次の設計法として整備されつつあるのが性能照査法である。このような基準・設計法についての変遷を3.2節で述べる。また、3.3節では構造設計における設計理念について考え、本研究対象との関係を明らかにする。

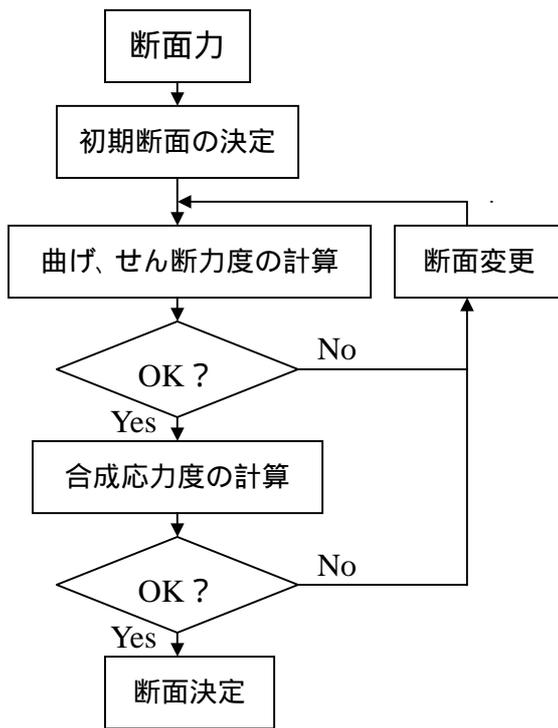


図 3-1 従来設計フローチャート

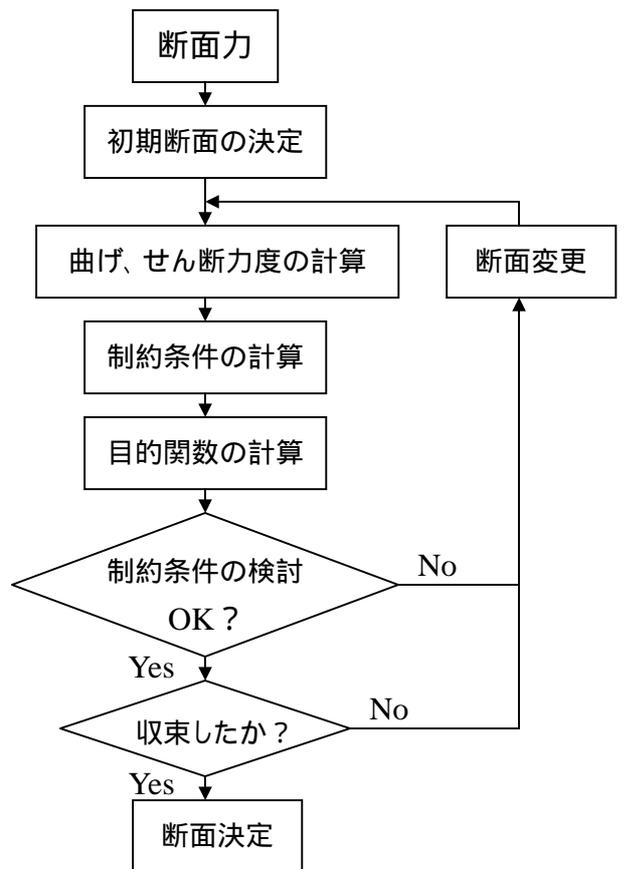


図 3-2 最適設計フローチャート

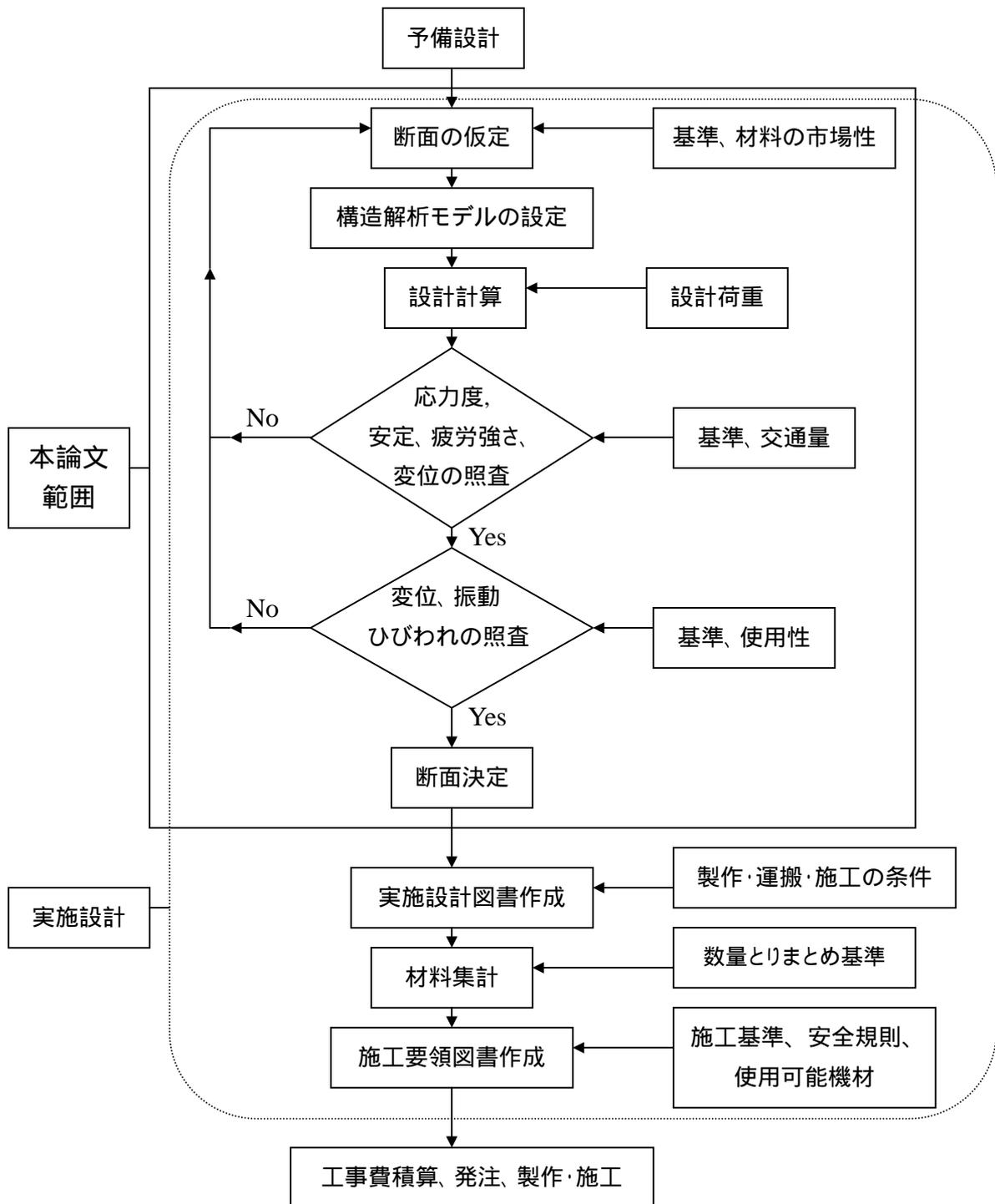


図 3-3 橋梁の実施設計の手順

### 3.2 設計法の変遷

わが国の現行の橋梁設計基準には、許容応力度設計法が用いられている。しかし、世界的な基準の情勢は、確率論的設計法の限界状態設計法にあり、わが国の基準もそれに移行しつつある。

許容応力度設計法は、各種の荷重によって各部材に発生する応力の合計が、許容応力度を上回らないように部材断面を設計する方法である。しかし、この設計法は以下のような不合理点があるとされる。<sup>3-2)</sup>

- (1) 応力度に対する安全率を確保する弾性設計であり、終局限界状態である破壊に対する考慮が払われていない。
- (2) 安全率が荷重の種類に関係なく単一である。
- (3) 本来確率変数であるべき荷重や許容応力度を確定的に与えている。

しかし、実際は多くの研究や実績による改良により許容応力度設計法は十分実用的であり、その不合理点の解決も不可能ではない。ただ、世界の基準 (ISO やユーロコード、AASHTO) は限界状態設計法を採用している。わが国においても世界共通のルールを意識し、設計の Accountability に対し透明性を示さねばならない。

限界状態設計法は、ばらつきを考慮して荷重や材料強度を確率変数として扱い確率論によって構造物の安全性や使用性などを判定する確率論的設計方法である。限界状態設計法では一般に、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態の 3 種類の限界状態に対して、個々に安全性や適合性の照査を行う。限界状態設計法の利点は、設計を支配する限界がどこにあるのかを理解しやすいこと、それにより設計者の自由度が向上し、コストダウンにつながるなどがあげられる。このような理由から、限界状態設計法、性能照査型設計は世界基準となりつつある。<sup>3-3), 3-4)</sup>

### 3.3 設計理念と本研究の対象

前節では、基準の変遷と設計について述べた。本節では、設計行為の根本にある設計理念について考える。

構造物あるいは材料や部材の力学的解析がまだ行われていなかった時代、人々はどのように構造物を建設してきたのか。河川や渓谷に隔たれた空間を渡ろうとしたとき、橋の建設が行われた。荷重を空間に支え、応力を地盤に導くさまざまな手段が考えだされた。これは、構造力学の手法とは異なる構造工学によってなされたものである。構造工学は、無数の失敗と成功を繰返して経験設計とも言える体系をつくりだした。

やがて科学や数学が発達するにつれて構造力学が発達し、前節で述べた許容応力度法や限界状態設計法による強度設計法が行われるようになってきた。しかし、力学の発達がめざましい現代においても、経験設計は未だに大きな役割を果たして

いる。初期設計においては、既存の構造物が大きな参考になるし、限界状態を照査するために必要な確率論的根拠も既存構造物からのデータによるものである。

このように現在までの設計は、経験論と強度設計によってなされてきた。しかし、今後発達するであろう性能照査型統合設計法では、景観、環境に対する評価、維持管理を含めたライフサイクルコストに対する評価も行われる方向にある。経験設計や強度設計に加え、今後は環境やコストといった+ の要素を評価するための指針が必要とされると考えられる。

本研究では、将来必要とされるこれらの要素の中から工場製作におけるコストに注目する。現在、鋼橋設計のコストミニマム化をはかるためにガイドライン型設計が提案されているが、この設計の合理性の根拠ははっきりとしていない。ガイドライン型設計は、経験設計と強度設計に加え、鋼材費 + 労務費というコストに注目した設計法であるが、それが従来設計に比べどれくらい、どのようにローコストであるかといったデータが存在しない。本研究では、最適化手法を用いることによりコストに対する根拠を明確にし、より一般性のある数値からガイドライン型設計の合理性を検討する。

## 4章 設計条件

### 4.1 はじめに

本研究では、プレートガーダー橋の主桁設計を対象とする。主桁形状は、3つのタイプに分けた。これは最適化ツールを使用する上で、制約条件を簡略化し、局所的最適解を避け収束しやすくするためである。

第一の設計は、鋼重最小を目的として考えられた標準設計である。第二の設計は、本研究の検討対象であるガイドライン型設計であり、鋼重と労務費をあわせたコストを下げることを目的としている。そして、第三に提案設計としてガイドライン型設計から補剛材を一切省いた設計を試みる。これはガイドライン型設計における省力化による労務費削減思想をより進めたものである。これらの設計の詳細については4.2節でより詳しく述べる。

以上3タイプの試設計を、ガイドライン型設計標準図集<sup>4-1)</sup>記載の連続鋸桁の設計をベースに行う。そのベースとなる設計条件を4.3節に共通設計条件として記載する。

なお、本研究はガイドライン型設計の合理性の検討を目的としており、ガイドライン型の特徴は主に主桁製作における省力化にある。よって本研究では、主桁1本を設計対象とし、横構、対傾構の設計は行わない。また、一般手順による設計の補剛材設計は、上記標準図集の設計値を採用した。

### 4.2 異なるタイプの3設計

#### 4.2.1 標準設計(設計A)

鋼重最小を目的とする断面変化の多い設計を標準設計とし、設計Aとする。プレートガーダーに作用する曲げモーメントは一定でないので、鋼材を節約するため作用曲げモーメントに応じて断面を変化させる。この場合、桁高を変える案、桁高は一定としてフランジ断面を変化させる案の2案が考えられるが、本論文では、景観上の問題も考慮して、桁高を一定としフランジ断面を変化させることとした。なお、以下2設計(ガイドライン設計、提案設計)とも桁高一定で設計を行うこととする。

標準設計は、ブロック割が細かいため鋼材の節約が可能となるが、溶接箇所や工数が多くなり製作が煩雑になる。桁のブロック割は、曲げモーメントの分布と支間長に応じて設計者が決定するが、経験論的指標も存在する。<sup>4-2)</sup>本研究では設計Aにおけるブロック割は、ガイドライン型設計のブロック割を更に二分割することを原則とした。

#### 4.2.2 ガイドライン型設計(設計B)

ガイドライン型設計は、従来の鋼重に基づく積算体系とは異なり、労務費としての製作加工度の多少等を加味した積算体系を意識した設計である。ガイドライン型設計は、鋼重が増加しても複雑な構造を単純化することにより工場製作の省力化を図り、全体コストの削減を目指している。具体的には、1部材1断面、連結板の一体化、水平補剛材の段数減等の採用による構造の簡素化により、板継溶接および材辺数を削減し工場製作の省力化を実現する。また、構造の単純化による現場継手の連結作業の省力化や床版ハンチ型枠の統一化による現場作業の省力化なども考慮されている。二次的効果として、主桁剛度の増加による主桁や床版の耐久性の向上、溶接継手箇所への減少による耐疲労性の向上、構造単純化による維持管理作業の容易性も期待されている。

本論文の設計 B では、ガイドライン型設計の特徴として上下フランジ幅を同一とすることによる板継溶接と加工組立工数の削減に着目した。従来の主桁設計では作用力に応じて断面を変化させ、高力ボルト継手位置における断面の急変を避けるため板継溶接で断面をすり合わせている。ガイドライン型設計では、重量および輸送長限界ぎりぎり(ブロック長13m、ブロック重量25t)の同一部材断面とすることにより省力化を図っている。なお、今回の設計では連結板の一体化、水平補剛材段数の削減は比較変数としなかった。これらは標準設計にも簡単に適用できるものであり、ガイドライン型設計の要は上下フランジの省力化にあるとみなしたためである。また、対象を工場製作費に限定したため、連結計算は省いた。

#### 4.2.3 提案設計(設計C)

垂直補剛材・水平補剛材を削除することにより加工組立と溶接の仮組立の手間を省いた設計を提案設計とする。これは、ガイドライン型設計における省力化をより進めたもので、労務費最小を目的とした設計である。

補剛材を用いないということは、せん断座屈に対して厳しくなるということであり、腹板の制約が厳しくなる。具体的には、SM490Y材を使用の場合、フランジ純間隔  $b$  が  $5.7 t_w$  (フランジ厚  $t_w$ ) を超えてはならないという制限がつく。それ以外の一部材一断面とする省力化方法はガイドライン型設計に倣う。

### 4.3 共通設計条件

3設計案に共通する設計条件は、ガイドライン設計のための標準図集<sup>4-1)</sup>を参考にして定めた。

形式：3径間連続非合成桁

橋長：130.0m

支間：37.0m + 55.0m + 37.0m

幅員：8.875m

荷重：B活荷重

使用鋼材：SM490YB



図 4-1 側面図

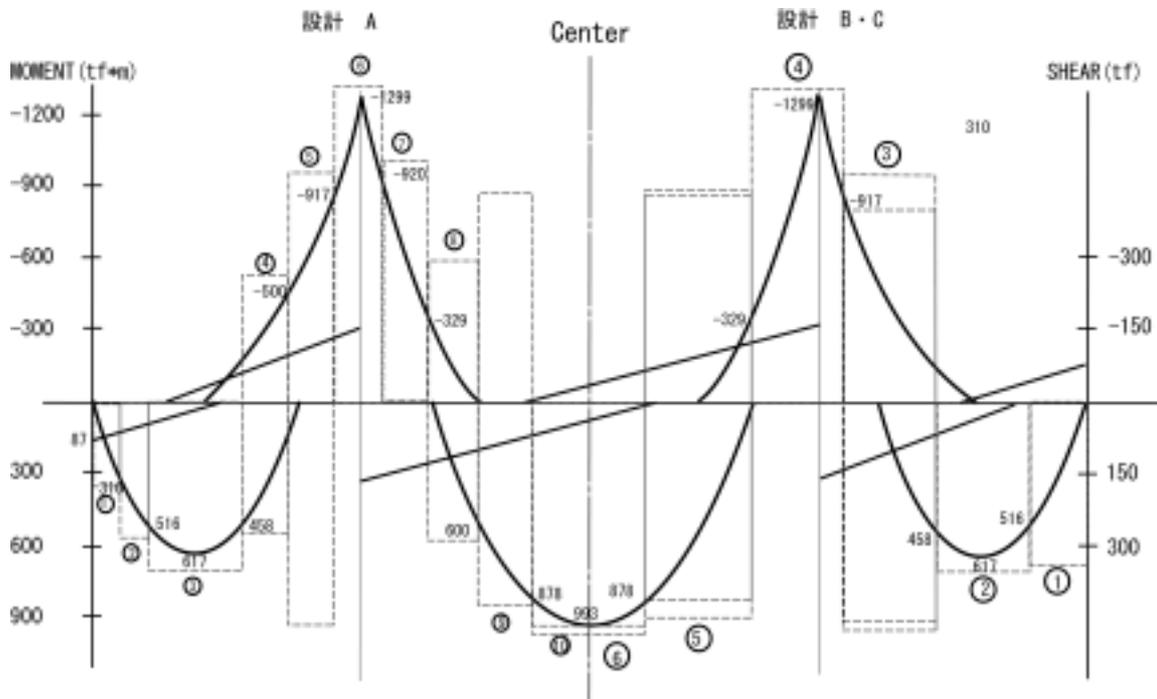


図 4-2 曲げモーメント・せん断力分布図とブロック割

注1 中の番号はブロック番号

注2 左側が設計 A、右側が設計 B・C のブロック割を示す

荷重による曲げモーメントとせん断力、ならびにブロック割を図 4-2、表 4-1、4-2 に示す。図 4-2 の右側は設計 A(標準設計)、左側は設計 B・C(ガイドライン型設計・提案設計)のブロック割を示したものである。

表 4-1 設計 A における作用力とブロック割

ブロック長		cm	441.3	441.3	1265	603.8	603.8	619.4	619.4	618.8	618.8	618.8
作用力	曲げモーメント	tf・m	310	516	617	-500	-917	-1299	-920	600	878	993
	せん断力	tf	70	41	-32	-80	-125	-157	150	100	54	-27

表 4-2 設計 B・C における作用力とブロック割

ブロック長		cm	882.5	1265	1207.5	1238.8	1237.5	618.8
作用力	曲げモーメント	tf・m	516	617	-917	-1299	878	993
	せん断力	tf	41	-32	-125	157	54	-27

これらの作用力に対して各部材断面を設計する。なお、本論文では一番外側の主桁一本のみを設計対象とし、横構・対傾構は対象外とする。

対象設計断面の寸法を図 4-3 に記す。上下フランジ対称断面とし、設計 A・B については主桁断面ならびに垂直・水平補剛材断面、設計 C については主桁断面を設計対象とする。水平補剛材は一段とし、従来設計による補剛材寸法は標準図集の各ブロックにおける平均値を採用する。

主桁

- フランジ幅  $B$
- フランジ厚  $t_f$
- ウェブ高  $b$
- ウェブ厚  $t_w$
- 垂直補剛材間隔  $a$
- 垂直補剛材
  - 垂直補剛材幅  $b_v$
  - 垂直補剛材厚  $t_v$
- 水平補剛材
  - 水平補剛材幅  $b_h$
  - 水平補剛材厚  $t_h$

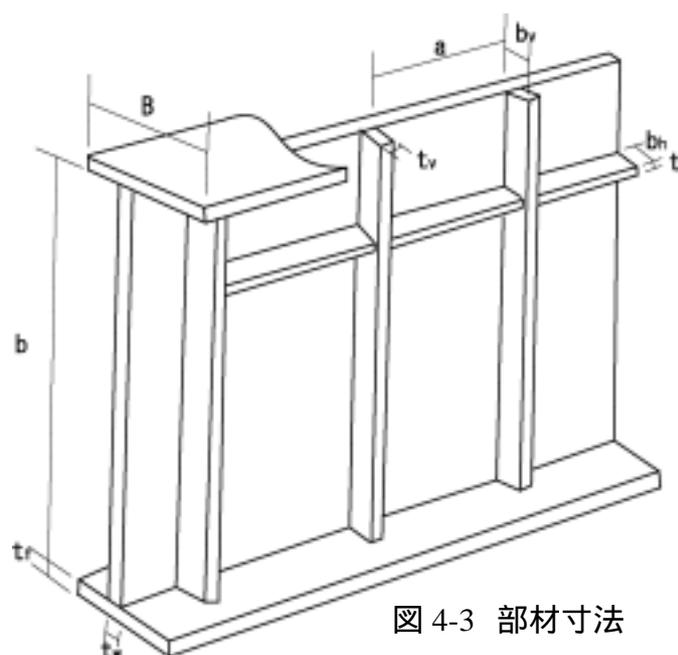


図 4-3 部材寸法

主桁下フランジが圧縮となる場合の許容圧縮応力度算定には、横構による桁の固定間距離が必要となる。このため、横構自身は設計対象としないものの、その配置については図 4-4 に示した配置を想定した。

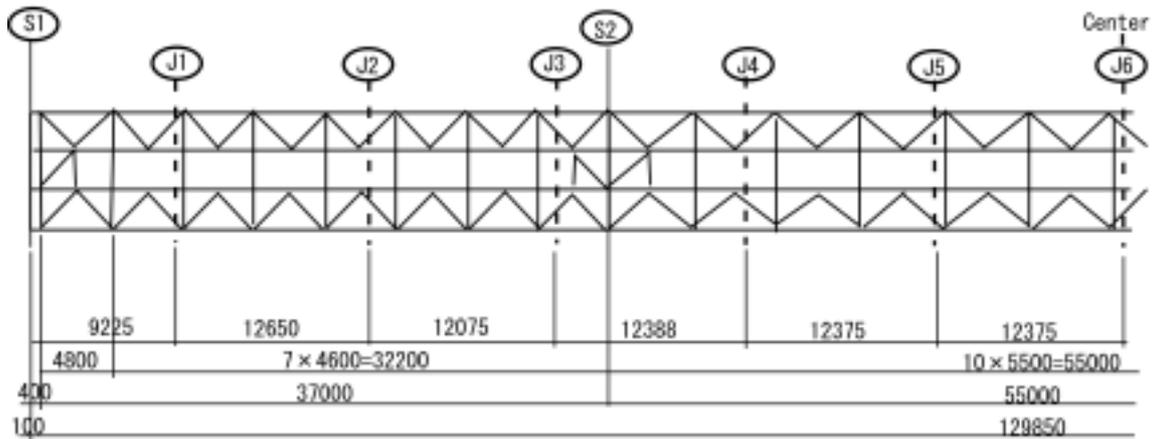


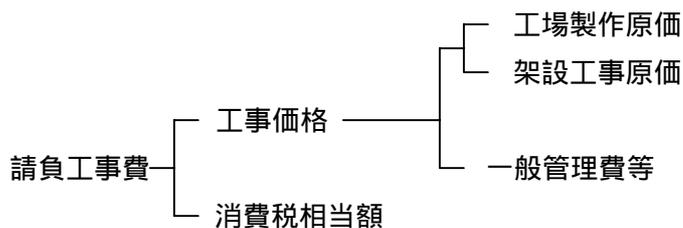
図 4-4 横構配置図

## 5章 評価関数

鋼橋積算基準<sup>5-1)</sup>を用いて本研究の評価関数を定めた。

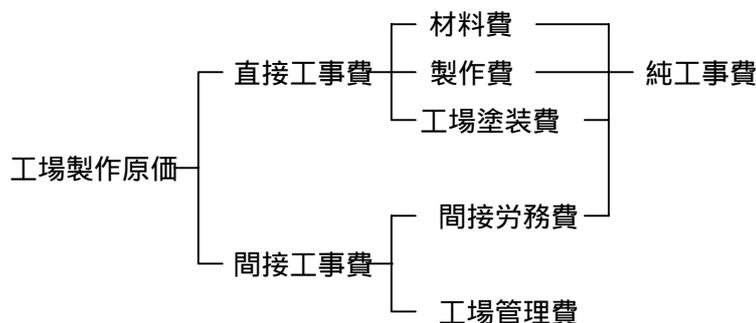
### 5.1 請負工事費、積算体系

工場製作から現場架設までの請負工事費の構成は下図のようになる。



本論文では工場製作省力化の検討を目的とするため、工場製作原価のみに注目する。

工場製作原価の内訳を下図に示す。



間接工事費における工場管理費については、各工場の条件により異なるため本論文では無視する。また、間接労務費とは製作費に労務費率を乗じたものであり、工場製作コストを比較する上では、これを省いても問題ないとみなした。

以上より、工場製作原価として直接工事費のみを本論文の対象とした。なお、直接工事費内の工場塗装費については本論文では考慮していない。

### 5.2 材料費

材料費は、製作に必要な材料の費用で、本設計における鋼材費のことである。鋼材単価は下記の式による、市場単価を用いる。

鋼種別の鋼材単価 = [ベース価格 + エキストラ] × (1 + ) - 0.7 × × (スクラップ単価)

は割増率(ロス率)で鋼板の場合10%である。また、エキストラとは標準品以外の特別寸法(厚み、幅、長さ)、規格(材質)、加工(切断、特別仕上げ)等にかせられる割増料金で、原則として規格エキストラと寸法エキストラを加算する。

本設計では、SM490YB 材、8mm以上の鋼板を使用している。物価資料より、厚板のベース価格は1tあたり¥89,500とする。規格エキストラとして、厚さtが25mm以下で+¥16,000、25mmから38mm以下で+¥19,000、38mmから50mm以下で+¥22,000である。板厚による規格エキストラを厳密に考慮すると計算が煩雑となるため、これらの平均¥19,000をもって規格エキストラとする。寸法エキストラについては、本論文では板取りを考慮しないため省略する。スクラップについては、割増(ロス)された鋼材の70%が回収可能とし、その単価は市場単価を用いる。以上を上記の式に代入すると、鋼材単価は1tあたり¥113,085となる。よって、鋼材費、1tあたり¥113,085を本設計に用いる。なお、鋼重は単位重量7850 kgf/m<sup>3</sup>として鋼材費に換算する。

### 5.3 製作費

工場製作にかかる直接費で、全体製作工数Yに直接労務単価を乗じて算出する。

全体製作工数 Y

$$Y = \{(Y_1 + Y_2) \times K + Y_3 + Y_4\} \times (1 + \alpha) \times (1 + \beta) \times (1 + \gamma) \times (1 + \delta) + Y_5$$

- $Y_1$  : 本体の加工組立工数
- $Y_2$  : 本体の溶接工数
- $K$  : 570材相当品による影響割増
- $Y_3$  : 本体の仮組立工数
- $Y_4$  : 対傾構及び横構の組立工数
- $Y_5$  : 付属物の製作工数
- $\alpha$  : 重連による補正率
- $\beta$  : 斜橋または曲線橋による補正率
- $\gamma$  : 桁高変化による補正率
- $\delta$  : 平均支間長による補正率(表 5-7)

本論文の設計条件より、 $K=1$ 、 $Y_4=Y_5=0$ 、 $\alpha=0$ 、 $\beta=0$ 、 $\gamma=0$ 、よって製作工数  $Y = \{Y_1 + Y_2 + Y_3\} \times (1 + \delta)$  とする。

本体の加工組立工数  $Y_1$

$$Y_1 = (A_1 \times a_1 \times K_1) + (A_2 \times a_2 \times K_2)$$

$A_1$  : 大型材片数

$A_2$  : 小型材片数

$a_1$  : 大型1材片当たりの橋梁形式による標準工数 (表 5-1)

$a_2$  : 小型1材片当たりの橋梁形式による標準工数 (表 5-1)

$K_1$  : 大型1材片当たり重量による影響係数 (表 5-2)

$K_2$  : 小型1材片当たり重量による影響係数 (表 5-3)

ここでの大型材辺とは主要部材(主桁、横構、縦桁、主構、本論文では主桁)のフランジおよび腹板のことであり、小型材辺とは上記以外の材辺(補剛材、ダイヤフラム、添接板等、本論文では補剛材)のことである。

表 5-1 橋梁形式別、要素別標準工数

要素 形式	$a_1$ (人/個)	$a_2$ (人/個)	$b_1$ (人/10m)	$b_2$ (人/10m)	$c$ (人/個)
単純鈹桁	0.93	0.23	1.07	0.45	0.39
連続鈹桁	0.90	0.22	0.89	0.42	0.42
箱桁	1.97	0.33	0.99	0.42	2.92

表 5-2 大型1材片当たり重量による影響係数  $K_1$

適用範囲	影響係数
$X < 1.0$	$0.83X + 0.17$
$1.0 \leq X$	$0.51X + 0.49$

$X$ : (大型材辺重量 ÷ 大型材片数) ÷ 大型材辺標準重量 (表 5-4)

表 5-3 小型1材片当たり重量による影響係数  $K_2$

適用範囲	影響係数
$X < 1.0$	$0.94X + 0.06$
$1.0 \leq X$	$0.80X + 0.20$

$X$ : (小型材辺重量 ÷ 小型材片数) ÷ 小型材辺標準重量 (表 5-4)

表 5-4 標準重量 (kg)

要素 形式	大型 材片	小型 材片	部材
単純鈹桁	420	16.3	771
連続鈹桁	410	17.7	881
箱桁	801	29.5	4675

本体の溶接工数  $Y_2$

$$Y_2 = \left( B_1 \times \frac{b_1}{10} \right) + \left( B_2 \times \frac{b_2}{10} \right)$$

$B_1$  : 大型材辺板継溶接延長 (6mm 換算長) (表 5-5)

$B_2$  : 大型材辺T継手溶接延長 (実長)

$b_1$  : 大型材辺板継溶接 10m 当たりの橋梁形式による標準工数 (表 5-1)

$b_2$  : 大型材辺T継手溶接 10m 当たりの橋梁形式による標準工数 (表 5-1)

$B_1$  はサイズ 6mm のすみ肉溶接で換算した溶接長である。板継ぎ溶接には主に (1) I 形、(2) レ形、(3) V 形、(4) X 形とあるが、本研究では溶接種に特に着目しないため (1) ~ (4) までの平均の換算率を用いる。なお、 $b_1$  と  $b_2$  については表 5-1 より 0.89 と 0.42 とする。

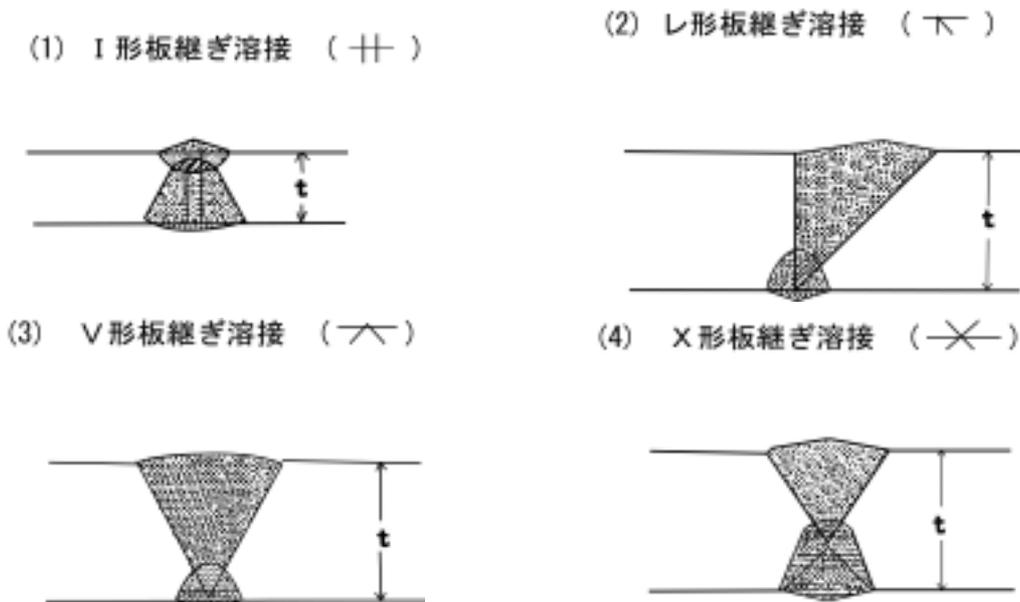


図 5-1 板継ぎ溶接一覧

表 5-5 サイズ6mm の  
すみ肉溶接に対する  
換算率 (板厚 mm)

板厚	溶接種類				平均
	(1)	(2)	(3)	(4)	
8	4.91	4.37	4.56		4.61
9	5.67	4.83	5.08		5.19
10	7.78	7.42	7.73		7.64
11	8.75	7.97	8.35		8.36
12	9.79	8.57	9.03		9.13
13	10.8	9.21	9.75		9.92
14		9.90	10.5		10.2
15		10.6	11.4		11.0
16		11.4	12.3	13.0	12.23
17		12.2	13.2	13.8	13.07
18		13.1	14.2	14.6	13.97
19		14.0	15.2	15.5	14.9
20		15.0	16.3	16.3	15.87
21		16.0	17.5	17.2	16.9
22		17.1	18.7	18.1	17.96
23		18.2	20.0	19.1	19.1
24		19.3	21.3	21.0	20.5
25		20.5	22.6	21.1	21.4
26		21.7	24.0	22.1	22.9
27		23.0	25.5	23.1	23.9
28		24.4	27.0	24.2	25.2
29		25.7	28.6	25.4	26.6
30		27.2	30.2	26.5	28.0
31		28.6	31.9	27.7	29.4
32		30.1	33.7	28.9	30.9
33		31.7	35.4	30.1	32.4
34		33.3	37.3	31.4	34.0
35		35.0	39.2	32.7	35.6
36		36.7	41.1	34.0	37.3
37		38.4	43.1	35.3	38.9
38		40.2	45.2	36.7	40.7
39		42.0	47.3	38.1	42.5
40		43.9	49.5	39.5	44.3

本体の仮組立工数  $Y_3$

$$Y_3 = C \times c \times K_4$$

$C$  : 本体の全体部材数

$c$  : 部材の橋梁形式による標準工数(表 5-1)

$K_4$  : 1部材当たり重量による影響係数(表 5-6)

表 5-6 1部材当たり重量による影響係数  $K_4$

適用範囲	影響係数
$X < 1.0$	$0.81X + 0.19$
$1.0 \leq X$	$0.78X + 0.22$

$X$ : (加工鋼重 ÷ 部材数) ÷ 部材標準重量(表 5-4)

平均支間長による補正率  $\delta$

本試設計の支間割は3.7m + 5.5m + 3.7m、よって平均支間長は4.3m

表 5-7 より連続鈑桁の  $\delta$  は + 3% である。

表 5-7 平均支間長による工数の増減

(単純・連続鈑桁)

平均支間長(m)	増減率
~ 3.0未満	- 3%
3.0以上 ~ 4.0未満	0%
4.0以上 ~	+ 3%

(箱 桁)

平均支間長(m)	増減率
~ 4.0未満	- 4%
4.0以上 ~ 5.0未満	- 3%
5.0以上 ~ 6.0未満	0%
6.0以上 ~ 7.0未満	+ 3%
7.0以上 ~	+ 6%

#### 5.4 工場塗装費

工場における塗装にかかる費用で、市場単価方式にて算出する。本研究の積算では考慮しない。

#### 5.5 直接労務単価

労務単価は、平成 13 年度公共工事設計労務単価の基準額より、溶接工の全国平均 ¥ 18,358 を用いた。(所定労働時間 8 時間当たり)

## 6章 従来設計による試設計

### 6.1 設計手順

プレートガーダーでは、曲げに対して断面を決定する。まず、能率のよい断面とするための適切な桁高を考える。上下対称断面での上下フランジに対する許容応力が等しい場合、理論的には、ウェブとフランジの断面を等しくとり、ウェブのとりうる最大幅厚比が定まっている場合は、より桁高を求め、幅厚比より板厚を求める。また、板厚が定められている場合の桁高は式より求める。

$$h = \sqrt[3]{\frac{3}{2} \frac{M_{\max}}{\beta \sigma_{ba}}} \quad \text{—————}$$

$$h = \sqrt{\frac{3}{2} \frac{M_{\max}}{\beta \sigma_{ba} t_w}} \quad \text{—————}$$

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント

$\beta$  : ウェブの幅厚比

$\sigma_{ba}$  : 許容曲げ応力

$t_w$  : ウェブプレートの板厚

径間を通して桁高を一定にして設計する場合は、上式の値では曲げモーメントの小さい断面で不経済となるので、式の90%程度の値が採用される。次に、曲げモーメントに抵抗するために必要なフランジ断面積を式により求める。

$$A_f = \frac{M}{\beta h} - \frac{t_w h}{6} \quad \text{—————}$$

以上より初期断面が求まる。<sup>6-1)</sup>

### 6.2 設計基準

プレートガーダー橋の主桁の設計に当たっては道路橋示方書(以下、道示)<sup>6-2)</sup>を適用した。設計における数値的制約として考慮した条件は以下の通りである。なお、以下の式、数値は4.3節の共通設計条件に関わる範囲のみを示したものである。

#### 6.2.1 板厚制限 (道示 8.5.2)

鋼材の板厚は8mm以上と規定されている。なお、本論文では許容応力度算定における煩雑を避けるため板厚上限を40mmとした。

### 6.2.2 構造用鋼材の許容応力度 (道示 2.2.1)

鋼材は SM490YB 材の40mm以下を使用するため、許容軸方向引張り応力度ならびに許容曲げ引張応力度は2100kgf/cm<sup>2</sup>、許容せん断応力度は1200kgf/cm<sup>2</sup>である。

許容軸方向圧縮応力度は次式により算出した値とする。

$$c_a = c_{ag} \cdot \frac{c_{al}}{c_{ao}}$$

$c_a$  : 許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$c_{ag}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} \frac{l}{r} \leq 14 & \quad : \quad c_{ag} = 2100 \\ 14 < \frac{l}{r} \leq 76 & \quad : \quad c_{ag} = 2100 - 15 \left( \frac{l}{r} - 14 \right) \\ 76 < \frac{l}{r} & \quad : \quad c_{ag} = \frac{12,000,000}{4,500 + \left( \frac{l}{r} \right)^2} \end{aligned}$$

$l$  : 部材の有効座屈長 (cm)

$r$  : 部材の総断面の断面二次半径 (cm)

$c_{al}$  : 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$$\begin{aligned} \frac{b}{10.7} \leq t & \quad : \quad c_{al} = 2100 \\ \frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{10.7} & \quad : \quad c_{al} = 240,000 \left( \frac{t}{b} \right)^2 \end{aligned}$$

$c_{ao}$  : 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$$c_{ao} = 2100$$

許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{cab}$  は、圧縮フランジがコンクリート床版などで直接固定されている場合は  $2100 \text{ kgf/cm}^2$  である。それ以外については、以下の式より求める。

$\frac{A_w}{A_c} \leq 2$  の時、

$$\frac{l}{b} \leq 3.5 \quad : \quad \sigma_{cab} = 2100$$

$$3.5 < \frac{l}{b} \leq 27 \quad : \quad \sigma_{cab} = 2100 - 44 \left( \frac{l}{b} - 3.5 \right)$$

$\frac{A_w}{A_c} > 2$  の時、

$$\frac{l}{b} \leq \frac{7}{K} \quad : \quad \sigma_{cab} = 2100$$

$$\frac{7}{K} < \frac{l}{b} \leq 27 \quad : \quad \sigma_{cab} = 2100 - 22 \left( K \frac{l}{b} - 7 \right)$$

$A_w$  : 腹板の総断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$A_c$  : 圧縮フランジの総断面積 ( $\text{cm}^2$ )

$l$  : 圧縮フランジの固定点間距離 (cm)

$b$  : 圧縮フランジ幅 (cm)

$$K = \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}}$$

### 6.2.3 部材の細長比 (道示 3.1.7)

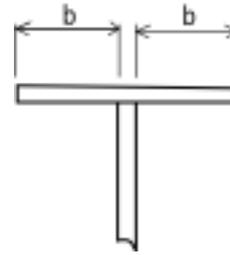
主桁部材の細長比 ( $l/r$ ,  $l$ : 引張部材の場合骨組長、圧縮部材の場合有効座屈長、 $r$ : 部材総断面の断面二次半径) は、圧縮部材で 120、引張部材で 200 以下としなければならない。

### 6.2.4 合成応力度照査 (道示 8.2.4)

曲げモーメントおよび曲げに伴うせん断力のみが作用する断面で、垂直応力度および曲げに伴うせん断応力度がともに許容応力度の 45% をこえる場合は、以下の式を満足しなければならない。

6.2.5 フランジ自由突出部の板厚制限 (道示 3.2.2, 8.3.1)

フランジ突出部の板厚は、自由突出部  $b$  の  $1/16$  以上とする。



6.2.6 フランジ有効幅 (道示 8.3.4)

応力度を計算するためのフランジ片側有効幅は、以下の式より算出し、その適用方法は表 6-1 によるものとする。

$$\begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \left\{ 1.1 - 2 \left( \frac{b}{l} \right) \right\} b && \left( 0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \lambda &= b \\ &= \left\{ 1.1 - 2 \left( \frac{b}{l} \right) \right\} b \\ &= 0.15l \end{aligned}} \right\} (8.3.1)$$

$$\begin{aligned} \lambda &= b && \left( \frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left( \frac{b}{l} \right) + 4.5 \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right\} b && \left( 0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left( 0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \lambda &= b \\ &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left( \frac{b}{l} \right) + 4.5 \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right\} b \\ &= 0.15l \end{aligned}} \right\} (8.3.2)$$

$\lambda$  : フランジの片側有効幅 (cm) (図 6-1)

$b$  : 腹板の間隔の  $1/2$  または片持部のフランジの突出幅 (cm) (図 6-1)

$l$  : 等価支間長 (cm) (表 6-1)

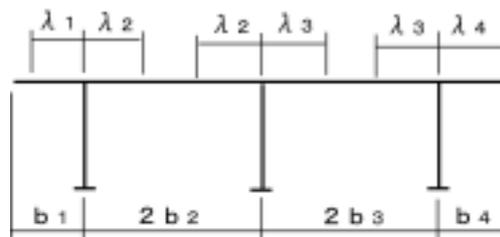


図 6-1 フランジの有効幅

表 6-1 フランジ片側有効幅

	区間	記号	適用式	等価支間長 l
連続 げた		$\lambda L_1$	(8.3.1)	$0.8L_1$
		$\lambda L_2$		$0.6L_2$
		$\lambda S_1$	(8.3.2)	$0.2(L_1+L_2)$
		$\lambda S_2$		$0.2(L_2+L_3)$
		両端の有効幅を用いて、直線 変化させる。		

### 6.2.7 最小腹板厚 (道示 8.4)

最小腹板厚は、水平補剛材のない場合は  $b/123$ 、水平補剛材が 1 段の場合は  $b/209$  として求める。ただし、 $b$  は上下両フランジの純間隔 (cm) である。

### 6.2.8 垂直補剛材の配置およびその間隔 (道示 8.5.1)

上下フランジ純間隔が、 $57t$  ( $t$ : 腹板厚、SM490Y 材の場合) を超える場合は、腹板に垂直補剛材を設けなければならない。逆にそれ以下の場合垂直補剛材を配置しなくてよい。

垂直補剛材の間隔は、次式の関係式を満足しなければならない。ただし、 $a/b \leq 1.5$  とする。

以下に水平補剛材を 1 段用いる場合の関係式を記す。

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{a}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{a}{1,270 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \quad \left(\frac{a}{b} > 0.80\right)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{a}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{a}{950 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 \quad : \quad \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right)$$

$a$  : 垂直補剛材間隔 (cm)

$b$  : 腹板の板幅 (cm)

$t$  : 腹板の厚さ (cm)

$\sigma$  : 腹板の縁圧縮応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$\tau$  : 腹板のせん断応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

### 6.2.9 垂直補剛材の剛度、板厚 (道示 8.5.2)

補剛材の断面二次モーメントは、補剛材が補剛される板の片側に配置されている場合は、補剛される板の補剛材側の表面に関して算出する。これにより求めた垂直補剛材1個の断面二次モーメント $I_v$ は以下の式を満足せねばならない。

$$I_v \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{v\text{-}req}$$

$t$  : 腹板の板厚 (cm)

$b$  : 腹板の板幅 (cm)

$\gamma_{v\text{-}req}$  : 垂直補剛材の必要剛度比,  $\gamma_{v\text{-}req} = 8.0 \left( \frac{b}{a} \right)^2$

$a$  : 垂直補剛材の間隔 (cm)

また、垂直補剛材の幅は、腹板高の $\frac{1}{30}$ に50mmを加えた値以上としなければならない。板厚は、その幅の $\frac{1}{13}$ 以上としなければならない。

### 6.2.10 水平補剛材の剛度、板厚 (道示 8.6.2)

垂直補剛材の場合と同じように算出した水平補剛材1個の断面二次モーメント $I_h$ は以下の式を満足せねばならない。

$$I_h \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{h\text{-}req}$$

$\gamma_{h\text{-}req}$  : 水平補剛材の必要剛度比,  $\gamma_{h\text{-}req} = 30 \left( \frac{a}{b} \right)$

### 6.3 決定断面

#### 設計 A

桁高決定は6.1節の式より行う。橋梁計画資料<sup>6-3)</sup>を参考にウェブ厚を12m前後と推定し、まず曲げモーメントが最大となるブロック4から仮断面を決める。その他の断面に対してもウェブ寸法を固定した上でフランジ寸法を決定した。6.2節の設計基準を満足する最終決定断面を表6-2に示す。

表 6-2 従来設計における標準設計(設計 A)の断面結果

部材長		cm	441.3	441.3	1265	603.8	603.8	619.4	619.4	619	619	618.8
断 面	$B$	cm	5	30	30	35	54	65	54	32	45	57
	$t_f$	"	0.8	1.2	1.8	1.8	2.4	3.1	2.5	1.6	2.2	2.2
	$b$	"	268	268	268	268	268	268	268	268	268	268
	$t_w$	"	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	$a$	"	110	110	101	101	101	81	81	101	101	101
	$b_v$	"	17	17	15	15	15	19.4	19.4	15	15	15
	$t_v$	"	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2	1.6	1.6	1.2	1.2	1.2
	$b_h$	"	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	$t_h$	"	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
応 力	$\sigma_u$	kgf/cm <sup>2</sup>	1874	2058	2068	-1551	-1833	-1877	-1788	2062	2098	2030
	$\tau$	"	201	118	-92	-230	-359	-451	431	287	155	-77
許 容 応 力 度	$\sigma_{ua}$	"	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
	$\sigma_{la}$	"	2100	2100	2100	1560	1863	1882	1790	2100	2100	2100
	$\tau_a$	"	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
合成応力度照査 1.2			0.82	0.97	0.98	1.02	1.06	1.14	1.13	1.02	1.01	0.94
垂直補剛材照査 1.0			0.72	0.84	0.84	0.49	0.71	0.72	0.66	0.87	0.86	0.83

## 設計 B

設計 B の断面は、ガイドライン型標準図集によるものである。補剛材寸法は各ブロックの平均値を示した。

表 6-3 従来設計におけるガイドライン型設計(設計 B)の断面結果

部材長		cm	882.5	1265	1207.5	1238.8	1238	619.4
断面	$B$	cm	52	52	52	62	52	52
	$t_f$	"	1.6	1.6	3.1	4	2.5	3
	$b$	"	240	240	240	240	240	240
	$t_w$	"	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	$a$	"	110	101	101	81	101	101
	$b_v$	"	17	15	15	20	15	15
	$t_v$	"	1.4	1.2	1.2	1.6	1.2	1.2
	$b_h$	"	13	13	13	13	13	13
	$t_h$	"	1	1	1	1	1	1
応力	$\sigma_u$	kgf/cm <sup>2</sup>	1647	1969	-1837	-1838	2066	2040
	$\tau$	"	142	-111	-434	545	188	-94
許容 応力 度	$\sigma_{ua}$	"	2100	2100	2100	2100	2100	2100
	$\sigma_{la}$	"	2100	2100	1865	1864	2100	2100
	$\tau_a$	"	1200	1200	1200	1200	1200	1200
合成応力度照査		1.2	0.63	0.89	1.10	1.18	0.99	0.95
垂直補剛材照査		1.0	0.48	0.68	0.67	0.63	0.74	0.71

## 設計 C

設計 C は、補剛材をなくした設計である。よって 6.2.8 節に示したように腹板幅  $b$  が  $5.7t_w$  を超えてはならない。6.1 節式 (1) を用いて、この範囲内のウェブ断面を決定した後フランジ断面を決定した。フランジ幅は曲げモーメントが極端に大きくなるブロック 4 を除いて同じ幅を用いた。

表 6-4 従来設計における提案設計(設計 C)の断面結果

部材長		cm	882.5	1265	12075	1238.8	1237.5	619.4
断面	$B$	cm	41	41	41	61	41	41
	$t_f$	"	1.2	1.2	4	4	2.4	3.2
	$b$	"	199	199	199	199	199	199
	$t_w$	"	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
応力	$\sigma_u$	kgf/cm <sup>2</sup>	1582	1892	-1672	-1835	2083	2047
	$\tau$	"	59	-46	-179	225	78	-39
許容 応力 度	$\sigma_{ua}$	"	2100	2100	2100	2100	2100	2100
	$\sigma_{\lambda a}$	"	2100	2100	1695	1837	2100	2100
	$\tau_a$	"	1200	1200	1200	1200	1200	1200
合成応力度照査		1.2	0.57	0.81	0.99	1.03	0.99	0.95

## 6.4 積算結果

各設計案(6.3節)の評価関数(5章)による積算結果を表 6-5、表 6-6、表 6-7 に示す。

主要部材の連結は、原則として母材の全強の 75% 以上の強度をもつように設計するものと、道示に規定されているが本設計ではその計算を省いた。よって、連結点でのフランジ幅厚変化は不連続のままとなっている。この部分の板継ぎ溶接における工数計算に際しては、フランジ幅の狭い方を延長に、板厚としては薄い方の板厚を用いた。

補剛材数の計算は、各ブロック長  $L$  を垂直補剛材間隔  $a$  で割ったものを垂直補剛材数とし、水平補剛材数も同数とした。

$L/a$  の結果は小数点以下も残し、できるだけ積算結果に反映させるようにした。

表 6-5 従来設計による標準設計(設計 A)の積算結果

													合計
材料費	主桁	¥	139,604	164,673	512,520	254,259	325,649	413,159	340,029	247,613	300,124	329,126	3,026,755
	補剛材	"	27,823	27,823	68,166	32,534	32,534	63,827	63,827	33,290	33,290	33,342	416,457
製作工数	$Y_1$	人/日	5.5	5.8	13.5	7.2	7.9	11.7	11.0	7.1	7.9	8.5	86.1
	$Y_2$	"	2.1	2.6	7.7	4.7	4.9	3.4	3.4	4.4	4.4	3.0	40.6
	$Y_3$	"	1.5	1.5	4.2	2.2	2.4	3.1	2.8	2.2	2.4	2.6	25.0
	$Y$	"	9.3	10.1	26.1	14.5	15.7	18.8	17.8	14.1	15.2	14.5	156.2
製作費		¥	171,531	186,286	479,727	266,281	288,600	344,268	325,857	258,352	279,481	267,052	2,867,434
直接工事費		"	338,958	378,782	1,060,414	553,074	646,782	821,253	729,712	539,255	612,895	629,520	6,310,646

表 6-6 従来設計によるガイドライン型設計(設計 B)の積算結果

									合計
材料費	主桁	¥	355,982	510,274	654,299	862,168	602,005	329,565	3,314,293
	補剛材	"	50,883	62,552	59,708	118,928	61,099	30,596	383,766
製作工数	$Y_1$	人/日	10.0	13.0	14.1	21.7	13.7	7.8	80.3
	$Y_2$	"	4.0	5.9	8.3	6.5	7.7	2.9	35.2
	$Y_3$	"	2.9	4.2	4.6	6.0	4.5	2.4	24.7
	$Y$	"	17.4	23.7	27.8	35.2	26.7	13.5	144.4
製作費		¥	319,489	435,671	510,765	646,250	489,811	248,327	2,650,312
直接工事費		"	726,353	1,008,496	1,224,773	1,627,346	1,152,915	608,488	6,348,372

表 6-7 従来設計による提案設計(設計 C)の積算結果

									合計
材料費	主桁	¥	622,733	892,643	1,098,181	1,302,600	981,335	526,700	5,424,191
製作 工 数	$Y_1$	人/日	7.5	10.6	13.0	15.4	12.7	8.7	67.9
	$Y_2$	"	1.5	2.1	2.0	2.1	2.1	1.0	10.8
	$Y_3$	"	2.3	3.3	4.1	4.8	3.9	2.5	20.9
	$Y$	"	11.6	16.5	19.7	23.0	19.2	12.6	102.6
製作費		¥	213,582	302,719	361,641	422,924	352,851	230,497	1,884,213
直接工事費		"	836,315	1,195,361	1,459,822	1,725,523	1,334,186	757,197	7,308,404

$Y_1$ : 本体の加工組立工数

$Y_2$ : 本体の溶接工数

$Y_3$ : 本体の仮組立工数

$Y$ : 全体製作工数

## 7章 コスト最小目的の最適設計による試設計

### 7.1 設計手順

最適設計とは、ある初期推定値から出発し、与えられた制約のもとで目的関数の最小値(あるいは最大値)を求めることによって設計を行う方法である。本設計では、最適化ツールとして数値解析ソフト MATLAB、Optimization Toolbox の制約付き非線形最小化関数 `constr` (Constrained Nonlinear Optimization)を用いた。アルゴリズムとしては、ミニマックス、ゴール到達法、逐次2次計画法を改良した半無限最適化が用いられている。

目的関数 :  $F(x) \rightarrow \min$

設計変数 :  $x = [x_1, x_2, \dots, x_n]$

制約条件式 :  $g_j(x) \leq 0 \quad (j = 1 \sim m)$

$x_i^L \leq x_i \leq x_i^U \quad (i = 1 \sim n)$

目的関数とは、無数の実行可能な設計のうち、その優劣を数量的に決めるための関数である。通常、費用とか重量がこれにあたる。

制約条件とは、応力や変位など構造物の応答に対する制限(挙動制約条件)と設計変数や設計相互の相対的な値についての制限(側面制約条件)とに分かれる。これらの制約条件は、設計変数の関数として表される。

設計変数とは、通常、構造要素の寸法、構造形式に関するパラメーター、材料特性などが考えられる。

なお、設計変数は連続量であり、目的関数、制約条件、共に連続である。

### 7.2 最適化の諸条件

#### 7.2.1 目的関数

3.5.2節による材料費と3.5.3節による製作費を足し合わせたコストを目的関数とする。

#### 7.2.2 設計変数

設計変数は、4.3節共通設計条件内の図4-3に示されている各寸法である。設計A・Bにおいては垂直・水平両補剛材を必要とするため、フランジ幅  $B$ 、フランジ厚  $t_f$ 、ウェブ高  $b$ 、ウェブ厚  $t_w$ 、垂直補剛材間隔  $a$ 、垂直補剛材幅  $b_v$ 、垂直補剛材厚  $t_v$ 、水平補剛材幅  $b_h$ 、水平補剛材厚  $t_h$  の9個の設計変数を用いる。

設計Cでは垂直・水平補剛材を配置しないので両補剛材に関する寸法を除いた

4個の設計変数を用いる。

### 7.2.3 制約条件

6.2節に示した設計基準を制約条件として用いる。その中で、直接最適化計算に用いるのは以下の条件とし、それ以外は断面決定後に最終確認を行った。

許容応力度制限	$g(1) = \frac{M}{a} - \sigma_a$
	$g(2) = \frac{V}{a} - \tau_a$
合成応力度照査	$g(3) = \left(\frac{M}{a}\right)^2 + \left(\frac{V}{a}\right)^2 - 1.2$
自由突出板厚制限	$g(4) = \frac{(B-t_w)}{2} \cdot \frac{1}{16} - t_f$
フランジ板厚制限	$g(5) = t_f - 4$
腹板厚制限	$g(6) = \frac{b}{209} - t_w$ (設計A・B)
	$g(6) = \frac{b}{57} - t_w$ (設計C)
垂直補剛材間隔制限	$g(7) = a/b - 1.5$

水平補剛材 1 段で、 $a/b > 0.8$  の場合

$$g(8) = \left(\frac{b}{100t_w}\right)^4 \left[ \left(\frac{1}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{1}{1,270 + 610(b/a)^2} \right\}^2 \right] - 1$$

$a/b \leq 0.8$  の場合

$$g(8) = \left(\frac{b}{100t_w}\right)^4 \left[ \left(\frac{1}{9,500}\right)^2 + \left\{ \frac{1}{950 + 810(b/a)^2} \right\}^2 \right] - 1$$

垂直補剛材剛度	$g(9) = \left(\frac{b \cdot t_w^3}{11}\right) \gamma_{v,req} - I_v$
---------	---

垂直補剛材幅	$g(10) = \frac{b}{30} + 5 - b_v$
--------	----------------------------------

垂直補剛材板厚	$g(11) = \frac{b_v}{13} - t_v$
---------	--------------------------------

$$\text{水平補剛材剛度} \quad g(12) = \left( \frac{b \cdot t_w^3}{11} \right) \gamma_{h-req} - I_h$$

$$\text{フランジ有効幅制限} \quad g(13) = \left( \frac{B - t_w}{2} \right) -$$

なお、設計 B' の全ブロックと設計 C のブロック 4 の決定時には、解の収束を促すため  $g(13) = \left( \frac{B}{2} \right) - \lambda$  として、フランジ有効幅制限を扱った。その後、決

定断面の確認を  $g(13) = \left( \frac{B - t_w}{2} \right) -$  に対して行った。

制約条件は全て  $g_j(x) \leq 0$  の形式で書かれている。設計 A・B では 13 個、設計 C では  $g(7)$  から  $g(12)$  までの補剛材に関するものを除いた 7 個の制約条件を用いた。

### 7.3 決定断面

#### 設計 A

設計 A では鋼材費 + 製作費を目的関数とした標準設計を行う。従来設計と同じように、最大曲げモーメントのかかるブロック 6 の断面決定を行い、そのウェブ寸法を用いて他の部材寸法を決定した。従ってブロック 6 以外の設計では  $b$  と  $t_w$  は設計変数となっていない。なお、最適化ツールにより算出された寸法は小数点以下 4 桁 (cm) であるため、各板幅・高では cm 単位、板厚では mm の単位まで切り上げ、補剛材間隔は cm 単位に切り下げることとする。

表 7-1 最適設計における標準設計 (設計 A) の断面結果

部材長		cm	441.3	441.3	1265	603.8	603.8	619.4	619.4	619	619	618.8
断	$B$	cm	1	3	7	38	57	72	58	6	18	22
	$t_f$	"	0.8	4	4	1.2	1.8	2.3	1.8	4	4	4
	$b$	"	291	291	291	291	291	291	291	291	291	291
	$t_w$	"	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6	1.6
	$a$	"	436	436	436	436	436	436	436	436	436	436
面	$b_v$	"	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	$t_v$	"	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	$b_h$	"	27	27	27	27	27	27	27	27	27	27
	$t_h$	"	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

応力	$\sigma_u$	kgf/cm <sup>2</sup>	1366	2026	2048	-1402	-1758	-1845	-1746	2072	2045	2086
	$\tau$	"	150	88	-69	-172	-268	-337	322	215	116	-58
許容	$\sigma_{ua}$	"	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100	2100
応力	$\sigma_{la}$	"	2100	2100	2100	1496	1846	1901	1777	2100	2100	2100
度	$\tau_a$	"	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
合成応力度照査 1.2			0.44	0.94	0.95	0.90	0.96	1.02	1.04	1.01	0.96	0.99
垂直補剛材照査 1.0			0.33	0.51	0.50	0.37	0.70	0.92	0.84	0.71	0.54	0.52

### 設計 B・B'

ガイドライン型設計においては、鋼材費 + 製作費を目的関数とした設計Bと、鋼材費のみを目的関数とした設計B'の二つの設計を行った。設計Aと同様に、ブロック4の断面をまず決め、そのウェブ寸法を固定してその他のブロック断面を決定した。

一般に、ガイドライン型設計は、板継ぎ溶接の手間を省くため全フランジ幅一定とするが、連続桁における中間支点上では極端に曲げモーメントが大きくなるため、本試設計ではブロック4のフランジ幅のみ変化させる(従来設計でも同様)。そのため、ブロック4によるウェブ寸法( $b = 322$ 、 $t_w = 1.7$ )をもとにブロック3( $M = -917 \text{ tf}\cdot\text{m}$ )、6( $M = 993 \text{ tf}\cdot\text{m}$ )について最適断面設計を行ったところ、3についてはフランジ幅  $B = 49.7 \text{ cm}$ 、 $t_f = 1.49 \text{ cm}$ 、6では  $B = 43.3 \text{ cm}$ 、 $t_f = 1.3 \text{ cm}$ であった。この結果、ブロック3のフランジ断面がもっとも大きくなっていることがわかる。ガイドライン型設計では、フランジ幅を一定とする代わりにフランジ厚変化でモーメント変化による鋼材の不経済を解消する。よって共通フランジ幅を決めるとき、モーメントが大きくなるブロックでフランジ厚が限界に近くなるものを採用することにより経済性を得られる。

本試設計では、板厚は4 cm以下と規定しているので、上記の板厚の算出具合から仮に  $B = 29 \text{ cm}$ として条件が一番きついブロック3について計算する。結果は  $t_f = 3.77$ と板厚限界に近く、また  $B = 30 \text{ cm}$ とすると  $t_f$ は4 cmを超えてしまう。よって  $B = 29 \text{ cm}$ を共通フランジ幅とした。

ブロック4(ウェブ寸法決定)、3(共通フランジ幅決定)以外のブロック1・2・5・6は前記のウェブ寸法と共通フランジ幅  $B$ を固定して断面決定を行う。決定断面を表7-2に記す。なお、設計B'についても同様の手順により設計した。(表7-3)

表 7-2 最適設計におけるガイドライン型設計(設計B)の決定断面

部材長		cm	882.5	1265	1207.5	1238.8	1238	619.4
断     面	$B$	cm	29	29	29	66	29	29
	$t_f$	"	0.9	0.9	3.8	2.1	1.4	2
	$b$	"	322	322	322	322	322	322
	$t_w$	"	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
	$a$	"	483	483	483	481	483	483
	$b_v$	"	16	16	16	16	16	16
	$t_v$	"	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3
	$b_h$	"	29	29	29	29	29	29
応力	$t_h$	"	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	$u$	kgf/cm <sup>2</sup>	1372	1640	-1429	-1764	2081	2082
許容 応力 度		"	75	-58	-228	287	99	-49
	$u_a$	"	2100	2100	2100	2100	2100	2100
	$l_a$	"	2100	2100	1437	1845	2100	2100
	$a$	"	1200	1200	1200	1200	1200	1200
合成応力度照査		1.2	0.43	0.61	0.62	0.91	0.99	0.97
垂直補剛材照査		1.0	0.10	0.19	0.34	0.80	0.37	0.51

表 7-3 最適設計におけるガイドライン型設計(設計B')の決定断面

部材長		cm	882.5	1265	1207.5	1238.8	1238	619.4
断     面	$B$	cm	36	36	36	74	36	36
	$t_f$	"	1.1	1.3	4	2.7	2.6	3.2
	$b$	"	270	270	270	270	270	270
	$t_w$	"	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
	$a$	"	405	405	371	157	405	405
	$b_v$	"	14	14	14	16	14	14
	$t_v$	"	1.1	1.1	1.1	1.2	1.1	1.1
	$b_h$	"	23	23	22	16	23	23
応力	$t_h$	"	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
	$\sigma_u$	kgf/cm <sup>2</sup>	1872	2093	-1655	-1839	2092	2081
許容 応力 度	$\tau$	"	108	-85	-331	415	143	-71
	$\sigma_{ua}$	"	2100	2100	2100	2100	2100	2100
	$\sigma_{la}$	"	2100	2100	1670	1927	2100	2100
	$\tau_a$	"	1200	1200	1200	1200	1200	1200
合成応力度照査		1.2	0.80	1.00	1.06	1.03	1.01	0.99
垂直補剛材照査		1.0	0.60	0.70	0.99	0.75	0.76	0.66

## 設計 C

設計 A・B と同様に、最大モーメントのかかるブロック4から断面決定を行おうとした。しかし、設計Cの場合、どのような初期値を用いても、最適化計算が収束しなかった。この原因を追求するために以下の検討を行った。

ブロック4の特徴から以下の問題が考えられる。

### 曲げモーメントの大きさ

ブロック4の曲げモーメント  $M = -1299t_f \cdot m$  という応力に対して、補剛材なしとしたときのフランジ純間隔(ウェブ高)と板厚制限、それに関連する自由突出幅制限のなかでは解が存在しない可能性がある。

### 許容曲げ圧縮応力度による制約

ブロック4は、負の最大曲げモーメントがかかるため、下フランジに圧縮応力が働く。このため桁の横倒れ座屈が問題となり、6.2.2節にある許容曲げ圧縮応力度の規定がなされる。この許容応力度の低下が、より厳しい制約となっているのではないか。

これらの条件のどれが大きな制約となっているのか確かめるために、まず正の曲げモーメント  $M = 1299t_f \cdot m$  (せん断力もブロック4と同値を使用)と仮定し、許容曲げ圧縮応力を考慮せず、フランジ有効幅にも余裕があるという条件で最適化を行った。その結果、許容応力度とフランジ有効幅、自由突出板厚制限、そしてウェブ寸法に関する制約ぎりぎりに収束した。最適断面は、 $[B \ t_f \ b \ t_w] = [94.4 \ 2.85 \ 174.1 \ 3.1]$ であった。これに対して、支間中央部のフランジ有効幅制限を適用した場合には、収束せず、フランジ有効幅と許容応力度制限を満たさないことがわかった。フランジ有効幅制限が、フランジ幅とウェブ厚の間に一定の関係をもたらし、ウェブ厚がウェブ高を制限し、同時に自由突出板厚としてフランジ厚を決定する。このようなフランジ有効幅から派生する相互関係により、条件を満たす解に達しなかったと思われる。そこで、このようなフランジ寸法とウェブ寸法の相互関係を断ち切るにより設計Cの断面決定を行うことを試みた。

フランジとウェブとの従属関係を解消するため、ウェブ厚を十分薄いものと仮定し、従来  $(B - t_w)/2$  としたフランジ突出幅を  $B/2$  として最適化を試みた。その結果、ブロック4における制約条件を満足する最適解が得られた。解は  $[B \ t_f \ b \ t_w] = [73.08 \ 64 \ 4.0000 \ 177.4697 \ 3.1135]$  である。 $[B \ t_f \ b \ t_w] = [74 \ 4 \ 178 \ 3.2]$  として各制約条件について調べたところ、すべての条件を満足していることが確認された。よって、この値を、ブロック4の断面とし、ウェブ寸法を固定し各ブロック断面を決定する。

ブロック4以外の共通フランジ幅は次のように定めた。試しに、ブロック5 ( $M = 878 \text{ tf}\cdot\text{m}$ 、 $S = 54 \text{ tf}$ )におけるフランジ断面の最適値を求めた結果、 $B = 70 \text{ cm}$ 、 $t_f = 2.1 \text{ cm}$ となった。このフランジ幅を固定して、ブロック3ならびに6でのフランジ厚を求めると、それぞれ  $t_f = 2.5 \text{ cm}$ と  $t_f = 2.2 \text{ cm}$ となる。フランジ厚制限4 cmまでかなり余裕があるので、 $B = 50 \text{ cm}$ と仮定して同様にフランジ厚を求めると、ブロック3では  $t_f = 3.9 \text{ cm}$ 、6では  $t_f = 3.5 \text{ cm}$ となった。以上の結果より、共通フランジ幅は  $B=50 \text{ cm}$ とした。

表 7-4 最適設計における提案設計(設計C)の決定断面

部材長		cm	882.5	1265	12075	1238.8	1237.5	619.4
断面	$B$	cm	50	50	50	74	50	50
	$t_f$	"	1.5	1.5	3.9	4	2.9	3.5
	$b$	"	178	178	178	178	178	178
	$t_w$	"	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
応力	$\sigma_u$	kgf/cm <sup>2</sup>	1722	2059	-1801	-1886	2081	2094
	$\tau$	"	72	-56	-219	276	95	-47
許容 応力 度	$\sigma_{ua}$	"	2100	2100	2100	2100	2100	2100
	$\sigma_{la}$	"	2100	2100	1827	1927	2100	2100
	$\tau_a$	"	1200	1200	1200	1200	1200	1200
合成応力度照査		1.2	0.68	0.96	1.01	1.01	0.99	1.00

#### 7.4 積算結果

各設計案(7.2節)の評価関数(5章)による積算結果を表 7-5、表 7-6、表 7-7、表 7-8 に示す。

表 7-5 最適設計による標準設計(設計 A)の積算結果

													合計
材料費	主桁	¥	183,005	191,779	585,737	298,422	359,521	438,122	370,820	282,108	334,838	352,415	3,396,767
	補剛材	"	13,143	13,143	37,680	17,984	17,984	18,450	18,450	18,431	18,431	18,431	192,126
製作 工事 数	$Y_1$	人/日	4.4	4.5	10.7	6.0	6.6	7.4	6.7	5.9	6.4	6.6	65.1
	$Y_2$	"	1.4	1.6	4.2	3.1	3.3	1.9	3.4	2.9	3.3	1.9	27.0
	$Y_3$	"	1.1	1.1	2.8	1.5	1.7	2.0	1.8	1.5	1.7	1.7	17.0
	$Y$	"	7.0	7.4	18.2	11.0	12.0	11.7	12.3	10.5	11.7	10.5	112.3
製作費		¥	129,136	135,663	334,299	201,045	219,874	214,754	225,082	193,290	215,512	193,098	2,061,753
直接工事費		"	325,284	340,585	957,716	517,451	597,380	671,326	614,352	493,828	568,780	563,944	5,650,646

表 7-6 最適設計によるガイドライン型設計(設計 B)の積算結果

										合計
材料費	主桁	¥	469,733	673,328	823,019	906,816	690,549	364,389	3,927,834	
	補剛材	"	28,989	41,554	39,666	40,757	40,651	20,325	211,943	
製作 工事 数	$Y_1$	人/日	8.7	11.9	13.2	14.1	12.0	6.8	66.6	
	$Y_2$	"	2.7	3.9	4.6	3.9	4.4	1.9	21.4	
	$Y_3$	"	2.2	3.1	3.6	3.9	3.1	1.8	17.7	
	$Y$	"	14.1	19.5	22.0	22.5	20.1	10.8	108.9	
製作費		¥	258,250	357,378	404,206	412,774	368,228	198,720	1,999,556	
直接工事費		"	756,973	1,072,261	1,266,891	1,360,347	1,099,427	583,434	6,139,333	

表 7-7 最適設計によるガイドライン型設計(設計B')の積算結果

									合計
材料費	主桁	¥	358,175	529,589	713,898	855,130	620,901	334,179	3,411,871
	補剛材	"	22,419	32,135	30,823	50,280	31,437	15,718	182,813
製作 工 数	$Y_1$	人/日	7.0	9.7	11.4	14.9	10.5	6.1	59.6
	$Y_2$	"	2.7	3.9	5.3	5.0	4.9	1.9	23.9
	$Y_3$	"	1.9	2.7	3.3	4.6	3.0	1.7	17.1
	$Y$	"	12.0	16.7	20.6	25.2	18.9	10.0	103.6
製作費		¥	220,483	307,312	378,871	463,337	347,214	184,326	1,901,542
直接工事費		"	601,076	869,037	1,123,592	1,368,747	999,551	534,223	5,496,226

表 7-8 最適設計によるガイドライン型設計(設計C)の積算結果

									合計
材料費	主桁	¥	563,742	808,084	1,028,613	1,277,416	944,314	505,113	5,127,282
	製作 工 数	人/日	6.9	9.3	11.5	14.0	10.7	6.3	58.7
	$Y_2$	"	1.5	2.1	2.0	2.1	2.1	1.0	10.8
	$Y_3$	"	2.1	2.9	3.7	4.5	3.4	1.9	18.5
	$Y$	"	10.8	14.8	17.7	21.1	16.6	9.6	90.7
製作費		¥	198,871	271,953	325,119	388,157	305,051	175,873	1,665,024
直接工事費		"	762,613	1,080,037	1,353,732	1,665,573	1,249,364	680,986	6,792,306

## 8章 結果ならびに考察

### 8.1 従来設計と最適設計

図 8-1 は各積算結果を棒グラフで示したものである。なお、従来設計を従来、最適化ツールを用いた設計を最適と記している。

図からも解るように、従来設計よりも最適設計の方が全体的にコストが低い。最適設計では主桁鋼材費が若干上がっても製作費を下げ全体としてコストを抑えている。また、補剛材鋼材費が従来設計の場合よりかなり小さいことが注目される。

設計 C は従来・最適両設計で割高となっている。主桁鋼材費が高くなりすぎ、製作費も主桁鋼重の影響でそれほど下がらなかったためである。

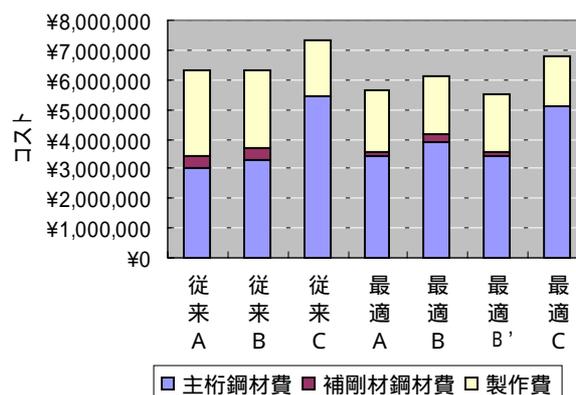


図8-1 積算結果

### 8.2 ガイドライン型設計の合理性についての検討

今回の設計によれば、最適化ツールを用いた設計のコストは低いですが、ガイドライン型設計は必ずしもローコストとは言えない。

図 8-1 より、鋼材費と製作費のコストミニマムを目的としたガイドライン型設計（従来・最適 B）は、従来の鋼重最小思想による設計（従来・最適 A）よりコスト高になっている。まず、従来設計による設計 A と B を比較すると、わずかに設計 B がコスト高となっている。設計 B では省力化による製作費の削減傾向はあるものの、鋼重増がそれを上回ってしまったためである。

最適化を用いた設計では、コストの差がより大きい。表 7-1 から分かるように設計 A では曲げモーメントが小さいブロックのフランジ断面が極端に小さい、このためブロック 4 以外はフランジ幅を共通としている設計 B の方がコスト高になったものと思われる。その一方、ガイドライン型設計における目的を鋼材費のみとした設計（最適 B'）では最適 A よりローコストとなった。表 8-1 は各設計のウェブ寸法を示したものである。最適 B のウェブ寸法が一番大きく、次に最適 A、B' の順になっている。また、図 8-2 には最適設計 A のコストを 100 としたときの最適設計 B・B' におけるコスト割合を示した。これによると、最適 B・B' では製作費の削減には同じように成功しているにもかかわらず、鋼材費の増加により全体コストが大きく異なっている。特に最適 B と B' のウェブ高の比が鋼材費の比と酷似している点が注目される。ガイドライン型ではフラン

ジ幅が共通であることを勘案すると最適設計 B がコストミニマムとならなかったのは、共通ウェブ断面の影響である可能性が高いと言えよう。

最適設計において、ウェブ寸法を統一する場合、その寸法による桁全体のコストを最適化計算に反映させることは難しい。よって、今回は曲げモーメント最大位置での最適ウェブ断面を統一断面として用いたが、そのウェブ断面決定が全体のコストに大きく影響したものであると思われる。以上から、共通ウェブ寸法が最適化手法によるガイドライン型設計のポイントと言えよう。

表 8-1 ウェブ寸法 (cm)

	最適A	最適B	最適B'
$b$	291	322	270
$t_w$	1.6	1.7	1.4

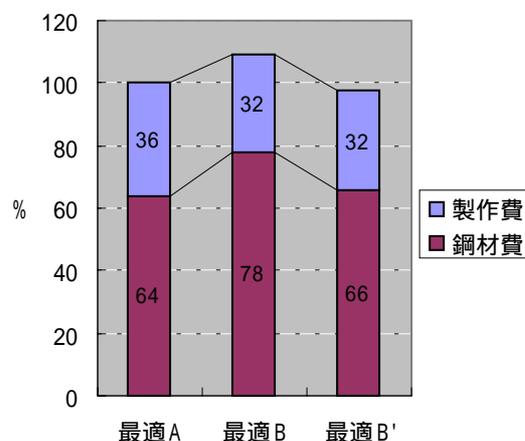


図8-2 最適設計Aを100とした時の最適B・B'におけるコスト割合

図 8-3 に最適設計A・B・B'のブロック毎における鋼材費と製作費をプロットした。なお、設計Aの値は設計B・B'のブロック割に合わせて修正して表示した。

前述したように、全体のコスト構造はウェブ寸法によって大きく異なると思われるが、少なくともウェブ断面決定ブロックでは、目的に対して完全に最適な断面となっている。(このウェブ断面決定ブロックとは、本試設計では最大曲げモーメント載荷ブロックであり、設計A・Bにおいてはブロック4である。) 図 8-3 においてブロック4に注目すると、鋼材費では設計  $B > B' > A$ 、製作費では  $B' > A > B$  の順になっている。このブロックだけを見れば設計B'はコストミニマムではない。しかし、曲げモーメントが最大であるブロック4から両端のブロックへ移るにつれて設計B'の鋼材費が下がり、製作費も他の二設計と逆転している。その結果、全体として設計B'がコストミニマムとなった。従って、今回得られた設計B'がコストミニマムという

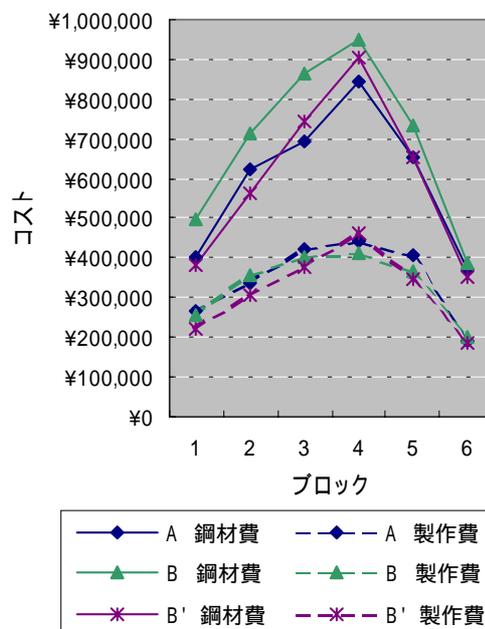


図8-3 各ブロックにおける最適設計A・B・B'のコスト比較

結果は必ずしも一般性を有するとは言えない。むしろ、ガイドライン型のように寸法共通化によってコスト削減を図るという思想の設計では、その共通寸法が全体コストに及ぼす影響を慎重に考慮することの重要性を示すものと理解するのが妥当のように思われる。

以上より、一部材一断面を用いた省力化によるガイドライン型設計は、鋼材費を多少上げても製作費を削減することにより全体コストを下げるというアイデアが実現可能であることが数値的に検証された。しかし、今回最もローコストであった設計B'は、ガイドライン型の設計を鋼材費最小という目的のもとで行ったものであり、ガイドライン型設計の基本理念である、(鋼材費 + 製作費)最小の考え方に従った設計Bでは逆にコスト増となった。ブロック毎に比較的自由に最適化を図れる設計Aと異なり、共通寸法が全体コストに大きく影響するガイドライン型設計は、それだけに難しい設計といえる。

### 8.3 最適化手法を用いた設計の合理性

図8-4は従来設計Bと最適設計B'のブロックごとにおける各コストをプロットしたものである。主桁鋼材費は大差ないものの、補剛材費と製作費に変化があり、特に製作費には大きな違いがみられる。最適設計による垂直補剛材数は、従来設計の1/4程度とかなり少ない。その分、垂直補剛材寸法は大きいと全体鋼材費としては最適設計の方がかなり低く抑えられている。

そして、補剛材重量は製作費にも大きく影響する。図8-5は従来設計Bと最適設計B'における製作工数を比較したものであるが、工数の大半を加工組立工数が占めているのがわかる。加工組立工数は材片重量によって、大型材片と小型材片に分けられる。本試設計では、小型材片に当たる部位は補剛材である。一般設計Bにおける小型材片加工組立工数は39.6、最適設計B'においては17.9工数であり、小型材片のみで約20工数削減されており、補剛材量が製作費削減に大きく関わることがわかる。

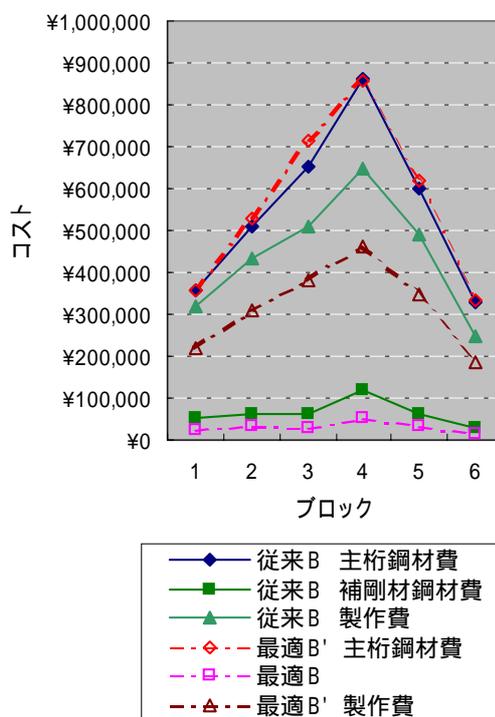


図8-4 従来設計Bと最適設計B'のブロック毎のコスト比較

このように、従来設計では鋼材費 + 製作費の総合的なコストミニマムを狙っていても実際は鋼重に重点がおかれがちである。これは多くの前例と常識によるものであると思われるが、最適設計ではそうした固定観念を逃れた設計ができるという利点がある。

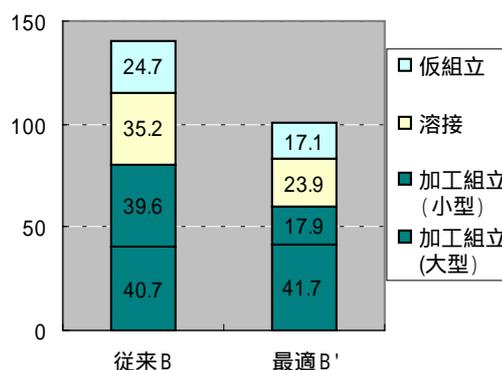


図8-5 従来設計Bと最適設計B'における工数

### 8.3 補剛材設計

図 8-1 によれば、最適設計B'の補剛材鋼材費は従来設計Aの半分程度である。補剛材量の低下は鋼材費の節約となるだけでなく、製作費の削減となることは前節で述べたとおりである。しかし、既存の多くの橋梁の補剛材設計は本試設計における最適化設計結果とは大きく異なる。

補剛材設計結果のうち特に目立つのが垂直補剛材間隔である。垂直補剛材間隔は、腹板のせん断座屈に対して決定される。腹板はせん断座屈後、斜めの張力場を形成し、フランジ、垂直補剛材とともにプラットラスと同様に作用して座屈後も荷重に抵抗する(これを後座屈強度という)。よって、上下フランジ間隔  $b$  と垂直補剛材間隔  $a$  の比で与えられる縦横比が小さすぎると後座屈強度を期待できないおそれがある。これらの理由と常識的、通例的に既存橋梁の垂直補剛材間隔が決定されていたものと思われる。本最適設計の垂直補剛材間隔  $a$  は、制約条件  $g(7)$  の  $a/b = 1.5$  により上限が定まり、 $g(8)$  から  $g(11)$  の垂直補剛材条件、 $g(12)$  の水平補剛材条件の範囲で経済性を追求した結果得られたものである。理論値であるため、実際の製作上不都合な点がある可能性もあるが、道示の規定内であることは事実である。本最適設計で既存橋梁とかなり異なる結果が得られた理由について、更なる検討が必要と考える。補剛材を一切排した設計においてあまりにも高コストとなったことについても充分検討する必要がある。

設計Cにおいては、補剛材を排する場合の規定である腹板幅が  $5.7t_w$  以下という制約のため、不経済なウェブ断面しか決定し得なかった。ウェブのせん断応力はかなり余裕があるのが普通であり、低品質で安価な材料による厚板ウェブなど、従来の補剛材設計を見直して経済性、省力化を追求する可能性があるようにも思われる。

## 9章 まとめと今後の課題

本研究から得られた結論は次の通りである。

ガイドライン型設計の省力化によるコスト削減については、その効果が示された。しかし、ガイドライン型設計は、桁全長における寸法が統一される分、その統一寸法の全体コストへの影響が大きい。よって、設計における決定の一つ一つがコストに大きく影響し、相互作用のおこりやすい設計であることも示された。

ガイドライン型設計は、その理念は有効なものであるが、鋼重費と製作費は互いに複雑に関係するため、全体としてコストミニマムな設計をなすのは極めて難しい作業と言える。現状ではガイドライン型設計を行っても必ずしもローコストになるとはかぎらない。省力化によって確実にローコスト設計を実現するためには、更なる研究が必要であると思われる。

最適化手法を用いた設計は一般設計よりもコストを下げるができる。しかし、最適化の条件の取り方や設計手順によってはコストミニマムな結果を得ることは難しく、最適化手法のみで桁全体のコストミニマムを一度に図ることは困難である。有能な技術者の判断とあわせて使用することによってその効果が発揮されると思われる。

鋼材費 + 製作費のコストミニマムという目的に対して、補剛材の設計が大きな問題の一つであることが明らかになった。今後の研究により補剛材設計に新しい手法が導入されるならば、フランジの1部材1断面化というような現行の提案よりも大幅なコスト削減がなされる可能性があると思われる。

本研究では、ガイドライン型を代表とするコストミニマム設計の現状に数値的検討を加え、その妥当性と問題点を明らかにした。しかしながら、実際の構造物のコストについては更に多様な見地からの検討が必要なことは言うまでもない。本研究を通じて明らかになった当面の課題は次の通りである。

目的とするコスト構造(積算)によって、大きく結果が異なるのは言うまでもない。本論文においては、残念ながら直接工事費内に塗装費を組み込むことができなかった。塗装費の影響は、ライフサイクルコストという時間軸を含んだ次元で考えるほど大きくなる。今回、コスト高という評価になった設計Cについても異なる評価となる可能性があり得る。塗装費を考慮することにより、より現実的なローコスト設計に近づけるものと思われる。

本論文で使用した積算体系は、工場規模による製作工数への影響などを考慮していない、また、工場製作外の下部構造や架設は一切考慮していない。工場製作のロボット化が進む中、工数の算出方法の合理性には疑問がある。全ての過程を考慮することは不可能に近いが、必要なコストに対する積算体系をできるだけ単純な形で整えておくことは、今後のローコスト設計の明確化にかかせない。

## 参考文献

- 2-1) 建設省：鋼道路橋設計ガイドライン（案），平成 7 年 10 月
- 3-1) 渡辺茂：設計論，岩波書店，1975
- 3-2) 社）土木学会：構造システムの最適化～理論と応用～，昭和 63 年 9 月
- 3-3) 多田宏行：橋梁技術の変遷 道路保全技術者のために，鹿島出版会，2000.12
- 3-4) 境 孝司：性能照査型設計法のゆくえ，橋梁と基礎，vol.31，No.8，建設図書，1997.8
- 3-5) 村越 潤：限界状態設計法に基づく AASHOT 道路橋設計基準について，橋梁と基礎，vol.31，No.10，建設図書，1997.10
- 4-1) 社）日本橋梁建設協会：ガイドライン型設計適用上の考え方と標準図集，1998.10
- 4-2) 栗津清蔵 他：絵とき 鋼構造の設計，オーム社，平成 7 年 4 月
- 5-1) 建設省都市局，建設省道路局：鋼橋積算基準，平成 8 年 3 月
- 6-1) 倉西 茂：鋼構造，技報堂出版，1995.1
- 6-2) 社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 共通編 鋼橋編，平成 8 年 12 月
- 6-3) 社）日本橋梁建設協会：'01 デザインデータブック，2001.3

## 付録 1

中間支点上の曲げモーメント最大位置(ブロック6)における、最適化設計を用いた標準設計(設計A)のMATLAB Mファイル

```
function[f,g]=hyoujyun(x)

B=x(1);
tf=x(2);
b=x(3);
tw=x(4);
bv=x(5);
tv=x(6);
a=x(7);
bh=x(8);
th=x(9);

H=b+(2*tf);
Aw=b*tw;
Ac=B*tf;
A=Aw+2*Ac;
l=619.4;      #ブロック長
S=157000;    #作用せん断力
M=129900000; #作用曲げモーメント

lk=550;      #横構固定間距離
k=(3+(Aw/(2*Ac)))^(1/2);
if tf<=40;
  if Aw/Ac<=2
    if lk/B<=3.5
      sigmaa=2100;      #許容応力度
    elseif 3.5<(lk/B) & (lk/B)<=27
      sigmaa=2100-44*((lk/B)-3.5);
    end
  elseif Aw/Ac>2
    if (lk/B)<=(7/k)
      sigmaa=2100;
```

```

elseif (7/k)<(lk/B)&(lk/B)<=27
    sigmaa=2100-22*(k*(lk/B)-7);
end
end
end

Iw=tw*b^3/12;
If=2*((B*tf^3/12)+Ac*(b/2+tf/2)^2);
sigma=(M/(Iw+If))*(H/2);          #作用応力度
tau=S/Aw;                        #作用せん断応力度
taua=1200;                        #許容応力度
g(1)=sigma-sigmaa;
g(2)=tau-taua;
g(3)=(sigma/sigmaa)^2+(tau/taua)^2-1.2;
g(4)=(B-tw)/32-tf;
g(5)=tf-4;
g(6)=b/209-tw;

g(7)=a-1.5*b;
F=(M/(If+Iw))*(b/2);
if a/b>0.8
    g(8)=((b/(100*tw))^4*((F/9500)^2+(tau/(1270+610*(b/a)^2))^2))-1;
elseif a/b<=0.8
    g(8)=((b/(100*tw))^4*((F/9500)^2+(tau/(950+810*(b/a)^2))^2))-1;
end

Iv=(tv*bv^3/12)+(tv*bv)*(bv/2)^2;
rv=8*(b/a)^2;
g(9)=(b*tw^3/11)*rv-Iv;
g(10)=b/30+5-bv;
g(11)=bv/13-tv;

Ih=(th*bh^3/12)+(th*bh)*(bh/2)^2;
rh=30*(a/b);
g(12)=(b*tw^3/11)*rh-Ih;

```

```

bf=(B-tw)/2;
L=1840;          # 等価支間長
if bf<=0.02*L
    ram=bf;
elseif bf>0.02*L & bf<0.3*L
    ram=(1.06-3.2*(bf/L)+4.5*(bf/L)^2)*bf;
elseif bf>=0.6*L
    ram=0.15*L;
end
g(13)=bf-ram;

num=1/a;          # 垂直補剛材、水平補剛材、各数量
X1=(7.85e-3*A*1)/3/410;
if X1<1
    K1=0.83*X1+0.17;
elseif X1>=1
    K1=0.51*X1+0.49;
end
Vv=(num*(b*bv*tv))+((1-num*tv)*th*bh);          # 補剛材体積
X2=(7.85e-3*Vv)/(2*num)/17.7;
if X2<1
    K2=0.94*X2+0.06;
elseif X2>=1
    K2=0.80*X2+0.20;
end
Y1=(3*0.9*K1)+(2*num*0.22*K2);

vv=[4.61 5.19 7.64 8.36 9.13 9.92 10.2 11 12.23 13.07 13.97 14.9 15.87 16.9
17.96 19.1.....
    20.5 21.4 22.9 23.9 25.2 26.6 28 29.4 30.9 32.4 34 35.6 37.3 38.9 40.7
42.5 44.3];          # すみ肉溶接換算率
v=vv(round(tf*10-7));
Y2=((2*B*v*0.89e-3)+(4*1*4.2e-4)+(((2*b)+(2*bv))*4.2e-4*num)+(2*(1-num
*tv)*4.2e-4));

C=3+2*num;

```

```

X3=(7.85e-3*(A*1+Vv))/C/881;
if X3<1
    K4=0.81*X3+0.19;
elseif X3>=1
    K4=0.78*X3+0.22;
end
Y3=C*0.42*K4;

pc=18358;          # 直接勞務單價
wc=pc*1.03*(Y1+Y2+Y3);      # 製作費

sc=113085;        # 鋼材單價
mc=7.85e-6*sc*((A*1)+Vv);   # 鋼材費

f=mc+wc;         # 目的関数 鋼材費 + 製作費

```

## 付録 2

最適化設計による収束時の制約条件の値

最適設計 A

g(1)	-733	0	0	0	0	0	0	0	0	0
g(2)	-1049	-1111	-1131	-1028	-931	-859	-877	-985	-1084	-1142
g(3)	-0.8	-0.2	-0.2	-0.2	-0.15	-0.12	-0.13	-0.17	-0.2	-0.2
g(4)	-0.8	-4	-3.9	0	0	0	0	-3.8	-3.5	-3.4
g(5)	-3.1	0	0	-2.9	-2.3	-1.8	-2.24	0	0	0
g(6)	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.21	-0.19	-0.21	-0.2	-0.2	-0.2
g(7)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
g(8)	-0.7	-0.5	-0.5	-0.6	-0.27	0	-0.15	-0.28	-0.4	-0.5
g(9)	-812	-812	-812	-812	-812	-823	-812	-812	-812	-812
g(10)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
g(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
g(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
g(13)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

最適設計 B

g(1)	-713	-440	0	0	0	0
g(2)	-1125	-1141	-971	-907	-1101	-1150
g(3)	-0.8	-0.6	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2
g(4)	0	0	-2.9	0	-0.5	-1.1
g(5)	-3.1	-3.1	-0.2	-2	-2.6	-2
g(6)	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1	-0.2	-0.2
g(7)	0	0	0	0	0	0
g(8)	-0.7	-0.6	-0.4	0	-0.3	-0.4
g(9)	-1059	-1059	-1059	-1077	-1059	-1059
g(10)	0	0	0	0	0	0
g(11)	0	0	0	0	0	0
g(12)	0	0	0	0	0	0
g(13)	0	0	0	0	0	0

最適設計 B'

g(1)	-215	0	0	0	0	0
g(2)	-1091	-1115	-869	-757	-1057	-1128
g(3)	-0.4	-0.2	-0.12	-0.06	-0.2	-0.2
g(4)	0	-0.2	-2.86	-0.36	-1.5	-2.1
g(5)	-2.9	-2.7	-0.49	-1.38	-1.4	-0.8
g(6)	-0.1	-0.1	-0.11	-0.29	-0.1	-0.1
g(7)	0	0	-33.4	-246.5	0	0
g(8)	-0.4	-0.3	0	0	-0.2	-0.3
g(9)	-745	-745	-700	0	-745	-745
g(10)	0	0	0	-1.06	0	0
g(11)	0	0	0	0	0	0
g(12)	0	0	0	0	0	0
g(13)	0	0	0	0	0	0

最適設計 C

g(1)	-359	-18.5	0	0	0	0
g(2)	-1128	-1143	-980	-915	-1105	-1153
g(3)	-0.5	-0.2	-0.16	-0.14	-0.2	-0.2
g(4)	0	0	-2.26	-1.7	-1.9	-2.6
g(5)	-2.5	-2.5	-0.177	0	-1.1	-0.5
g(6)	-4.4	-4.4	-4.4	0	-4.4	-4.4
g(7)	0	0	0	0	0	0