

# FEMと数値最適化に基づいた鋼橋コスト最小化設計の試み

小西拓洋<sup>1</sup>・富澤雅幸<sup>2</sup>・三木千寿<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 住友重機械工業(株) (〒141-8686 東京都品川区北品川 5-9-11)

<sup>2</sup>学生会員 東京工業大学 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>3</sup>フェロー 工学博士 東京工業大学 (同上)

FEMと設計照査プログラムを最適化ルーチンと組み合わせた橋梁の設計支援システムを開発した。設計変数を最適化ルーチンにより変化させながらFEMモデルの解析を実施し、その結果により断面照査を行い、最終的に目的関数を最小とする設計変数を決定した。設計対象はPC床版鋼2主桁橋とし、最初に主桁断面寸法を設計変数とし、重量最小化を目的にシミュレーションを実施した。次に鋼種を設計変数に加えコストを目的関数としてシミュレーションを実施し、これまで経験的に決められてきたブロックの鋼種配分に対しても本支援ソフトにより自動的に最適解が発見できることが確かめられた。

*Key Words: optimum design, FEM, minimum weight design, minimum cost*

## 1. はじめに

FEMによる応力解析はきわめて日常的に使用されるようになってきた。しかし、鋼橋の設計においては、梁理論に基づいた格子モデル(以下、梁理論モデル)を基本とした設計が行われ、FEMの応用は構造ディテールの応力照査に限られている。これは示方書の規定が骨組解析をベースとして記述されていること、構造の最適化については判定基準が複雑で自動化の難しい部分であり、最終的には技術者の総合的な判断が不可欠とされることなどが理由と考えられる。しかし、経済的な橋梁構造に対する要請が高まる中で、床版も含めた全構造の3次元の荷重への応答挙動までを考慮した設計法の整備は不十分であり、この領域に3次元FEMと最適化ルーチンを組合せた最適設計法を提案し、実際の橋梁構造への適用を試み、その可能性を探った。

すでに著者らは本設計支援ソフトを使用してプレストレス床版を有する鋼連続2主桁橋(以下PC床版鋼2主桁橋)の重量最小化設計を実施した<sup>1)</sup>。これによれば、既存非合成橋梁に対して合成桁として最適化設計を行い、20%程度の重量低減が達成できることを試算した。しかし、この時点での試設計では鋼種はSM490Y材に統一しており、ブロック毎に鋼種

を変化させ板厚を決定する最適化は行っていない。この理由は材料が離散変数であるため数値的最適化手法が適用できなかったことによる。本研究では鋼種選定も含めた最適化について検討を加えた。

### (1) 最適化手法の適用

現在、数多くの最適化ソフトが存在するが、本研究で利用した最適化ソフトiSIGHT<sup>2)</sup>は航空機等の構造最適化を目的として開発されたもので、他分野への応用が広まりつつある。本ソフトは、汎用FEMコード、鋼橋設計計算といった複数のプログラムを最適化コードを核としてリンクさせて実行させるものである。各コードの出力は別のコードの入力として橋渡しされ計算が繰り返される。これらの一連の計算結果をデータベースに蓄積し、最適化アルゴリズムにより目的とする解を探索する。必要に応じて各種汎用コードを組合せることが可能であり、設計条件の追加、変更に対しても柔軟に対応でき、結果を統合して設計に反映することが可能となる。

最適解の探求は、各種パラメータを変化させ目的関数を最小化する組合せを探すことにより実施する。

### (2) 梁理論とFEM

梁理論モデルに基づいた橋梁設計とFEM解析に基づいた橋梁設計の長所、短所はさまざまな場所で議

論されている。梁理論モデルに基づいた設計はモデル化の手間は必要となるが、格点数の少ない骨組みモデルとするため、設計計算自体が簡略化でき、設計の効率化、標準化を進める上で有効である。更に現行の設計法を適用する限り断面力等の設計へのインプットが直接得られ、既存の設計プログラムを用いて簡易にフォーマットに沿った設計を行うことができる。FEM解析に基づいた橋梁設計の長所としては床版の有効幅、部材の断面諸量の計算、床版、横桁を介した荷重分配、2次部材、主部材の弱軸周りの曲げ、ねじり等の影響を自動的にモデルに取り込むことが可能となり、現象をより直接的に再現したモデル化が可能になると考えられる<sup>3)</sup>。また、現在のFEM解析能力からすれば、骨組みモデル化の際に無視される2次部材の応力評価を一括して実行することも可能である。一方、FEM解析に基づいた橋梁設計の短所として、複雑な荷重パターン、断面形状など設計パラメータの変更への対応が難しいといわれてきた。しかし、PC床版鋼2主桁橋などに代表される合理化橋梁は、構造自体が単純化され、1ブロック内で断面変化をしないことが標準化されている。このため部材照査位置が限定できる上に設計のための荷重条件も限定することができる。また、FEMモデル化の手間についても、PC床版鋼2主桁橋では、部材が等断面で少ないことから、FEMモデル決定の変数が少なく、自動化が容易である。

FEMを設計ツールとして使用する場合の、FEMモデル化の精度については従来から議論がなされている。黒田らの研究<sup>4)</sup>によれば、例えば2次部材の断面力等について、部材の偏心を無視することにより30%程度の誤差が発生することが指摘されている。設計のためのFEMモデルが、現実を再現する厳密なモデルである必要は必ずしもないが、設計のための解析モデルの必要精度については検討が必要と考えられる。

非合成桁として設計された橋梁が、現実には合成桁挙動を示し、主桁断面応力が設計値の半分程度に収まっている事例も指摘されている<sup>5)</sup>が、橋梁構造の合理化の流れの中で、骨組みとして単純化される際に切り捨てられる構造の余剰耐力を正当に評価し、合理的な設計を進めていく上でも、FEMによる構造解析に基づいた橋梁設計の構築に対する要請は大きいと考えられる。現状での解析処理能力とその進歩を考えるとFEM解析に基づいた橋梁設計が橋梁分野においても近い将来に利用されることが予想される。このような背景から、本研究ではFEM解析に基づいた設計の問題点と課題をさぐり、その適用性を明ら

かにすることを試みた。

## 2. 設計シミュレーションの概要

### (1) シミュレーションの流れ

本研究では対象を主桁断面に限定して最適化シミュレーションを実施する。シミュレーションの流れを図-1に示す。断面形状を入力パラメータにより決定し、この断面についてプロポーショナル、幅厚比をチェックする。構造解析は、FEMモデル作成プリポストプロセッサPATRAN<sup>6)</sup>と解析用FEMコードABAQUS<sup>7)</sup>をリンクさせ実施し、設計照査を行う。照査にはFORTRANによる照査用コードを準備した。設計計算の入出力はiSIGHTを介して受け渡しされ、各入力データは自動的に更新される。最適化を行うためのパラメータ、目的関数の変化はデータベースに記憶され、最適化手法に基づきデータベースが分

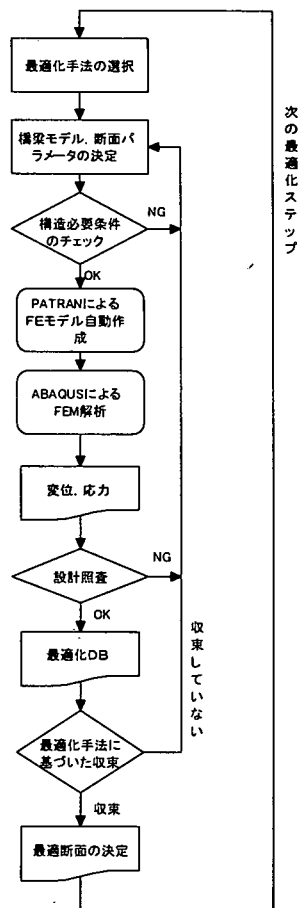


図-1 シミュレーションの流れ

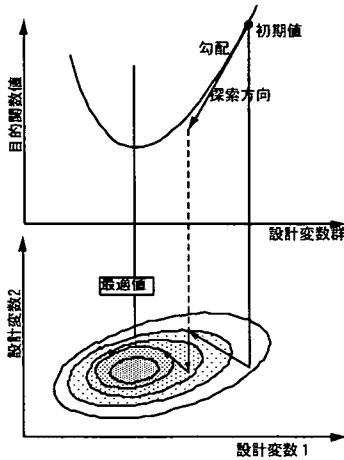


図-2 数理的最適化手法概念図

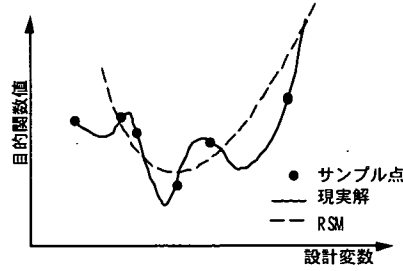


図-3 多峰性問題でのRSMの作成

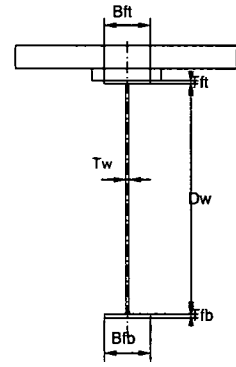


図-4 設計変数

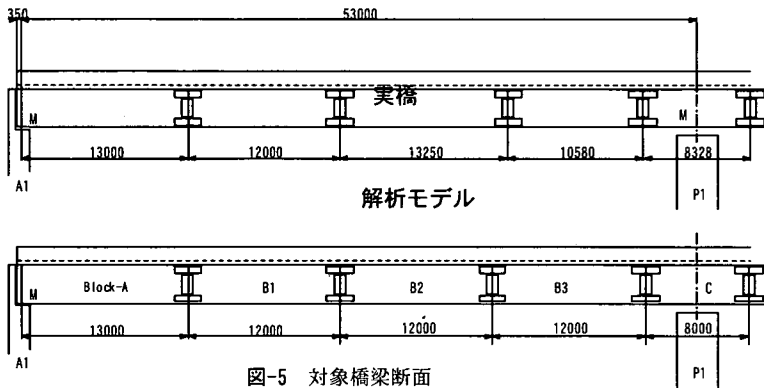


図-5 対象橋梁断面

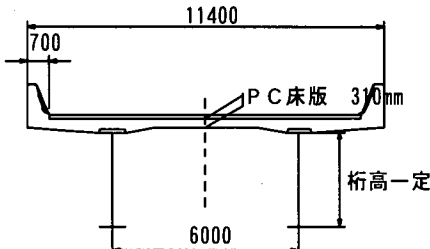


図-6 シミュレーション対象橋梁

析され最適解が探索される。収束条件を満足する解が見つかった場合、次の最適化ステップに移行する。

FEMモデルは設計変数の変化に応じて修正されるが、モデルの変更にはPATRANが作成するスクリプトファイルを用いる。これはFEMモデルの作成手順を記録したファイルで、その内容をパラメータの変化に応じて書き換え実行させることで修正モデルの作成を行った。

FEMモデルには床版のない架設時照査用モデルと完成系モデルがあり、両者について所定の荷重条件で解析を行い、解析出力から応力、変位を読み込み、設計照査を行う。

## (2) 最適化手法の選定

最適化問題においてはその手法の選択により収束性、計算回数が左右されるため、対象とする問題の性質をとらえた上で手法を選択する必要がある。断面形状は寸法が連続変数であることから、数理的手法<sup>8), 9), 10), 11)</sup>を適用することができる。数理的手法は図-2の概念図に示すように、局所勾配を利用し極小値を求める感度ベースの手法であり、連続微分可能、凸関数といった条件を満たす必要がある。しかし、材料強度の最適化については選定できる鋼種が離散値であることから適用できる手法に制約がある。離散変数に対しては探索的手法<sup>9)</sup>が適用できるが、変数が多くなると計算時間が幾何級数的に増加する。連続変数と離散変数の両方に探索的手法を適用した場合、計算回数、解の精度ともに満足のものではなく非効率となることが実際のシミュレーションで判明した。

本研究では2ステップに分け最適化を行った。第一ステップとして、離散値である鋼種については現実的な組み合わせを決めた上で、その個々の組み合わせに対する最適断面を数理手法に基づき求める。

この段階では、局所解に陥ることへの対策と解析時間の短縮のため、近似手法と外点法<sup>9)</sup>を用いて大域的な探索を行う。第二ステップとして、第一ステップで求めた近似解の精度を上げるため、修正実行可能方向法<sup>9)</sup>を用いて最適断面形状を探索する。

近似手法はRSM(Response Surface Model)と呼ばれる手法であり、それ自身は最適化計算法ではない。RSMは多峰性のある問題を曲面近似することで、凸型の連続関数にて解空間を図-3に示すように近似する。それにより局所解への落ち込みを避けて大域的に解を探索することが可能である。また近似曲面に対して最適化を行うことで最適計算の計算回数を減らすことにもなる。この手法は効率的ではあるが最大±15%程度の誤差が発生する。

この近似曲面に対して外点法を用いて最適化を実施する。外点法は制約条件のある最適化問題を、制約条件を変換することで、ペナルティ汎関数<sup>9)</sup>を伴った修正目的関数に直し、これを最小化していく手法である。例えば目的関数 $f(x)$ を最小化する最適化問題は以下のように記述される。

$$f'(X) = f(X) + P(X) \quad (1)$$

$$P(X) = \gamma \sum_{j=1}^M \{\max(g_j(X), 0)\}^2 + \gamma \sum_{k=1}^L \{h_k(X)\}^2 \quad (2)$$

但し、 $f'(X)$ ：修正目的関数

$f(X)$ ：目的関数

$P(X)$ ：ペナルティ汎関数

$X = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ ：設計変数

$g_j(X) \leq 0 \quad j=1 \sim M$ ：不等号制約条件

$h_k(X) = 0 \quad k=1 \sim L$ ：等号制約

$x_i^{lb} \leq x_i \leq x_i^{ub} \quad i=1 \sim N$ ：範囲制約

最適化問題における第 $q$ ステップの設計変数 $x^q$ は一般に以下のように最適化される。

$$x^q = x^{q-1} + a^q S^q \quad (3)$$

$S^q$ ：実行可能方向

$a^q$ ：ステップ幅

修正実行可能方向法(MMFD法)は、実行可能方向とステップ幅を常に実行可能領域に存在するように最適化の反復を行う直接法である。高速性に優れ、かつ精度の良い最適解が得られる方法である。この手法は目的関数と制約条件の感度(傾斜) $\nabla f(X), \nabla g_j(X)$ より実行可能方向を決定し、その方向に沿った最適化方法によりステップ幅を求めている。 $\nabla f(X), \nabla g_j(X)$ を利用しているため、対象によっては収束性が悪くなる場合もある。

### 3. 主桁断面の最適化

ここでは国内で合理化設計された非合成橋梁を例にとりあげ、断面寸法に着目した最適化シミュレーションを実施した。鋼種についてはSM490Yに統一した。シミュレーション対象橋梁は橋長53mの2径間連続非合成桁である。以下のように、最適化問題を設定した。

- ・ 目的関数：主桁鋼重
- ・ 設計変数：図-4に示す6変数、上下フランジの板厚、幅、ウェブ板厚、ウェブ高さ、但し、ウェブ高さは全ブロック一定とする。
- ・ 制約条件：道路橋示方書の基準を修正した設計照査式を制約条件とする

#### (1) 解析対象のモデル化

図-5にシミュレーション対象橋梁を、図-6にその橋梁断面を示す。解析モデル橋はPC床版鋼2主桁桁橋をベースに決定したものである。モデル橋のブロック割りは図-5に示す通り、実橋とは多少異なるが、1径間を橋軸方向に5ブロックに分割し、いわゆる合理化桁の例にならひ1ブロック内での断面変化を無くしている。ウェブ高さは全径間一定とした。この結果、設計パラメータの数は、5ブロックについて、ウェブ高さが1つ、各ブロックの上下フランジの板厚、幅、ウェブ板厚が25変数で計26パラメータとなる。

図-7にFEMモデルを示す。モデルの要素数は約1万で、床版、主桁、横桁をシェル要素でモデル化している。要素分割は一般部でウェブ高さ方向に5分割、中間支点では20分割している。横桁取付位置は主桁下フランジより1200mmを下端として、桁高の最適化過程においても固定している。支点上横桁は、最適化過程におけるモデル修正の都合上、中間横桁と同一断面とした。

床版に使用するコンクリートの設計基準強度35MPa、弾性係数は鉄筋を考慮して32500MPaとした。ポアソン比1/6、単位体積重量2500 kg/m<sup>3</sup>、床版厚30cmとし、アスファルト、ハンチ、高欄は省略した。床版と主桁上フランジは剛な梁要素で連結している。支承はソールプレートを含めた剛部材としてシェルと梁要素でモデル化し、水平補剛材、垂直補剛材はシェル要素でモデル化している。設計シミュレーションにおいて、いわゆる合理化橋の基本的なコンセプトは出来る限りもった上で、以下に示す簡略化を行った。これらの中には、設計において種々の議論が残る重要な問題もあるが、最適化シミュレーションを実施する都合上、十分な検討なしに簡略化を行って

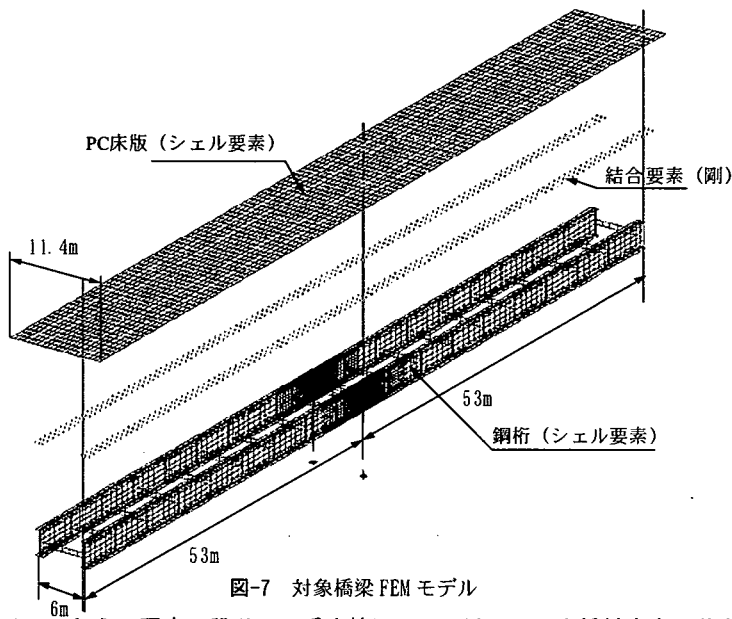


図-7 対象橋梁 FEM モデル

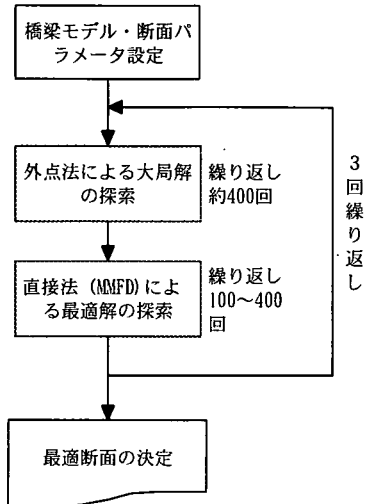


図-8 最適化過程

いる。これらの現実の設計での妥当性については、ここでの検討の対象外とする。

- ・ 鋼材はSM490Y材に統一した。
- ・ 水平補剛材1段と無しの場合について解析を行う。
- ・ 床版と鋼桁は床版ハンチを考へ、床版中心と鋼桁を梁要素で結合し合成させる。床版厚は31cmに統一し、6m支間の床版に対する実績もあることから、コンクリート床版の照査は省略する。荷重としては死荷重と活荷重のみを考慮する。中間支点部等床版に引張りが生じる領域についてもコンクリートは有効とした。一般的には中間支点部床版については鉄筋のみが考慮されている。
- ・ 鋼桁とコンクリートの温度差、コンクリートの温度応力、クリープ、乾燥収縮の鋼桁への影響は無視する。通常、合成桁の設計では、これらの影響は考慮されている。

(2) 断面照査

シミュレーションで実施される照査には荷重抵抗係数設計法の考え方を適用することと、FEMで得られた算出応力を用いて直接照査を行うことを試みた。

現行の道路橋示方書<sup>12)</sup>は許容応力度設計法を用いており荷重係数、抵抗係数は定められていない。荷重係数についてはいくつかの指針案<sup>13)</sup>が示されているが、ここでは余裕を見て死荷重係数に1.2、活荷重係数に2.0を用いて1.2\*D+2.0\*Lを採用した。

活荷重は道示のB活荷重のL荷重を採用し、 $p_1$ 荷重

を橋軸方向に移動し着目部材にもっとも不利となる載荷位置を決定して載荷した。

断面照査は架設時と供用時について行う。架設時照査においては床版と鋼桁重量を鋼桁に一括載荷し、打設順序は考慮せず、また、移動型枠等の架設荷重も考慮していない。供用時については各部材に最大応力を生じる7つの活荷重パターンを考慮した。照査は一般的構造必要条件に加え、引張り部材の照査、圧縮部材の照査、たわみ照査を行う。部材の照査に用いる降伏応力は道示許容応力度を1.7倍したものであり、SM520材で40mm以下の場合の照査式を以下に示す。

- 板厚  $t \geq 8 \text{ mm}$
- 自由突出幅  $b : t \geq b/16$
- ウェブ板幅厚比 :  $b_w/123$
- プロポーション照査 :  $0.1 < I_{yc}/I_y < 0.9$

但し、 $b_w$  : 上下フランジ純間隔、 $I_y$  : 主桁鉛直軸周りの断面2次モーメント、 $I_{yc}$  : 圧縮域の断面2次モーメント

鋼桁の終局強度については腹板、フランジおよび補剛材の座屈強度を把握し桁としての終局強度を評価する必要がある<sup>15)</sup>。現行道示は終局強度が明確にはされていないが、限界引張り曲げ応力度、限界軸方向圧縮応力等は道示の許容応力度を1.7倍した。本章においてはAASHTOのLRFDを参考に鋼桁の終局強度を考慮した。

FEMで計算されるような局部応力に対する降伏照査の方法は現在の示方書には規定されていないが、ここではVonMissesの等価応力により評価した。応力

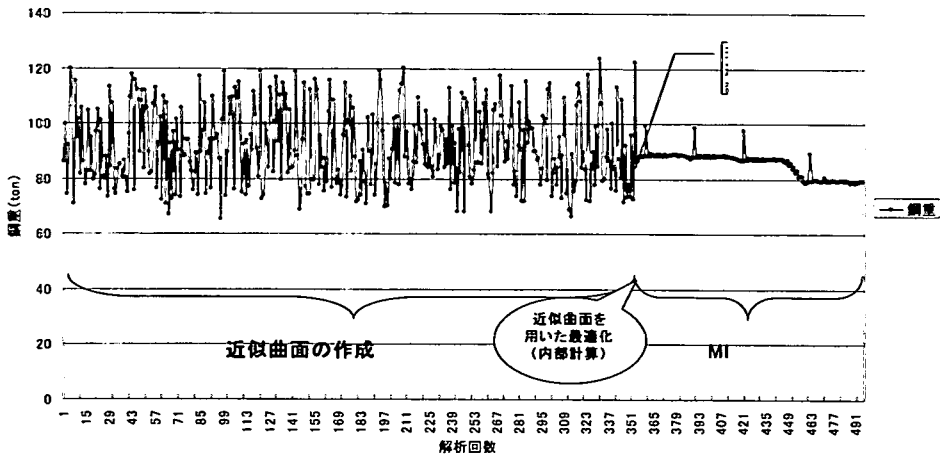


図-9 シミュレーション収束状況

照査評価方法については、今後、更に適切な方法が提案されるものと考えている。

### (3) 最適化過程

目的関数である鋼重を最小とする最適断面の探索は図-8に示すように2段階で行う。まずは近似手法により要素数1万程度のFEM解析を351回繰り返し26パラメータに対する近似曲面を作成する。この近似曲面に対し外点法を適用して大局解を得る。その後MMFD法により同FEMを約100~400回繰り返し厳密解を得る。この課程を計3回繰り返すことで最終的な解を得ている。最適化は全て自動で行われるが、一回のFEM解析が約5分、データの解析、要素の再分割を含め1ルーチン約6分かかることから標準的な性能のワークステーション(SUN UltraSpark 300MHz)を2週間独占して稼働させることが必要であった(2002年現在では数時間で完了する)。

シミュレーション中の鋼重の収束状況を図-9に示す。最初に近似手法による近似曲面の作成が行われ、同曲面を用いて最適化を行った後、直接法により最適解の精度を上げている。MMFD法では26の変数に対して32通りの組合せを試し、その都度に解の精度を上昇させている。初期値の設定により収束状況は左右される。5章で述べるブロック毎の鋼重の最適化を含む検討では各ブロック毎に鋼種がパラメータとして加わることから、最適化過程の高速化が必要となる。

### (4) シミュレーション結果

シミュレーションは主桁ウェブの水平補剛材を省略した場合と1段設置した場合について行った。主桁鋼重を実橋と比較して表-1に、支間中央部の断面形

状を図-10に示す。主桁鋼重は実橋が181ton(補剛材含まず、1橋全鋼重213ton)であるのに対して、シミュレーション結果は補剛材無しの場合145tonで主桁鋼重は30%、補剛材1段では121ton(補剛材重量含まず)で42%減少した。但し、実橋は非合成桁として設計されており、水平補剛材は最大2段取り付けしている。また、シミュレーションでは鋼種をSM490Yに統一したが、実橋ではSS400~SM570まで使い分けている。

正曲げでのシミュレーション断面の橋軸方向分布を図-11に示す。上フランジ重量は床版との合成効果により中間支点部を除き実橋に比べ1/7~1/8と大幅に減少している。これは上フランジ断面決定の際に、床版打設時の荷重による横倒れ座屈の照査を省略していることが影響していると考えられる。ウェブについては水平補剛材を省略した場合は実橋に比べ鋼重が一般部で20%程度増加する。補剛材1段とした場合は実橋とほぼ同じとなっている。下フランジについては支間中央部は実橋とそれほど変わらず、端部、及び、中間支付近で鋼重の減少が目立つ。

実橋の断面は、添接部の孔引きにより板厚が増加する場合にブロック内での板厚変化を行う従来設計のため、1支間で9つの断面が存在する。これに対し、シミュレーションでは溶接による添接を想定し、ボルト添接の孔引きによる増厚はなくしたため重量が少なめに評価されている。逆にブロック内での板厚変化を無くして板継ぎ溶接を省略し5断面で構成されていること、中間支点部のブロック長が長くなり、この分は重量増となっている。

応力度に関しては、死活荷重載荷時においてはシミュレーションの制約条件で設定した通り、VonMises応力で200MPa~260MPaとなっているが、架設時応力は、実橋で考慮されている移動型桝荷重等を無視し

表-1 シミュレーション結果(単位: ton)

	実橋	補剛材無し	補剛材1段
上フランジ	56.4	8.9	12.6
ウェブ	68.8	96.0	70.2
下フランジ	55.6	39.7	37.9
合計	180.8	144.6	121.1

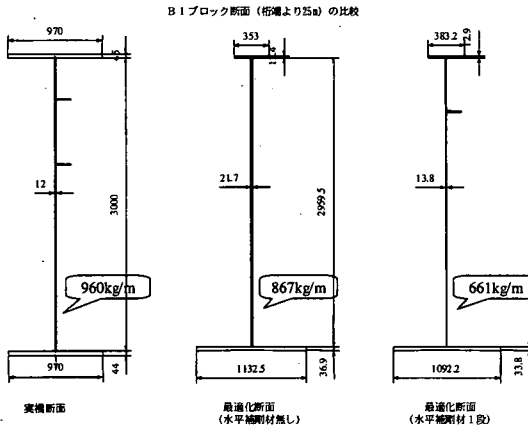


図-10 シミュレーション結果

ていることから小さく、断面決定要因となっていない。シミュレーション上では、たわみ制限が厳しい制約となり、一部の断面決定条件となった。

実橋の設計とシミュレーションでは設計のレベルが異なり、両者の結果を比較する場合には注意が必要であるが、合成桁化+最適化により上フランジの重量が8割程度削減でき、ウェブについては同程度、下フランジについては端部、中間支点部で断面を減少できた。

#### 4. 材料配置の最適化

前章では断面形状に関し最適化を実施し設計支援ソフトの有効性を確認した。ここではブロックの使用鋼材を含めた最適化の検討結果について述べる。以下のように、最適化問題を設定した。

目的関数：主桁鋼材価格の最小化

設計変数：図-4に示す6変数を上下フランジの断面積、ウェブ板厚、ウェブ高さの4変数に削減、これに鋼種加えた5変数。

制約条件：AASHTOのLRFD基準を元とした設計照査式を制約条件とする。

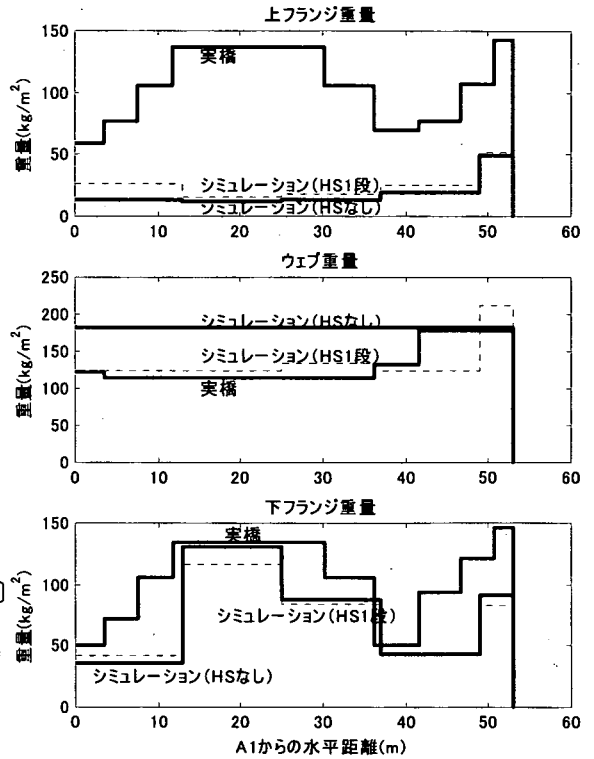


図-11 断面構成図

#### (1) 材料配置最適化シミュレーションの概要

PC床版鋼2主桁桁橋では桁断面の大型化は平米あたりの製作工数の低減、塗装、架設、維持管理上多くのメリットがあるが、例えば材料の入手、現場ブロック間の接合方法、桁高制限等の問題から断面寸法に制約が設けられる。通常の橋梁ではブロック毎に材料を変化させ、前記の制約を考えた上でトータルコストが最小となるようブロック毎に鋼材の材質を変化させる。しかし、鋼材の選定には確たる決まりがあるわけではなく、設計技術者の経験、比較設計等に基づいて決められている<sup>16)</sup>。ここではコストを目的関数として鋼材配置を考慮した橋梁の最適設計シミュレーションを試みた。

鋼材、特に高強度鋼材の価格は市場原理により決定され変動するため、シミュレーションの結果自体が普遍的な意味を持つわけではないが、ここでは市場価格をもとに高強度鋼使用の橋梁コストへの影響を調べる。このために前章で開発した設計支援ソフトのアルゴリズムを改良し、鋼材の理想的配置のモデルシミュレーションを行った。鋼材の市場価格として建設物価<sup>17)</sup>を参考にSM400B：96,000円/ton、SM490YB：104,500円/ton、SM570B：138,500円/ton

を用いた。

解析対象は重量最小化シミュレーションで使用したPC床版鋼2主鉄桁橋と同一の断面を有する支間長60m+60mの2径間連続橋梁である。単純化のためブロック分割は端部より15+30+15mの3ブロック構成で中間支点に関し対称とした。床版と鋼桁の合成方法は活荷重合成とし、中間支点上片側0.15L (Lは支間長) ずつのコンクリート床版は引張引張に対しては鉄筋のみが抵抗するとした。

## (2) 限界状態設計法による断面照査

重量最小化シミュレーションではFEMで得られた応力値を直接用いた設計を提案し、設計断面の妥当性を確認した。しかし、複雑な荷重条件、設計上考慮すべき多くの照査条件を取り込み、かつ、客観性のある評価を行うためには、まだ、多くの検討が必要であり、ここでは既往の確立された設計法の適用を試みた。

現在の日本の道路橋示方書は許容応力度設計法に基づいているが、限界状態の規定、高強度鋼材に関する規定、合成桁設計に関する規定が存在しない。

このような理由から本研究ではAASHTOのLRFD<sup>19)</sup> (以下LRFD) を適用することとした。LRFDの照査プログラムについては著者らによる論文の中で紹介した<sup>19)</sup>。LRFDでは橋梁に生じる限界状態として終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態、非常時限界状態を考える。非常時限界状態については洪水、衝突等を想定したもので今回のシミュレーションでは条件から除外した。LRFDでは合成桁設計を基本としているが、架設時は非合成桁として照査する。基本となる照査式は次式で表される。

$$\sum \eta_i y_i Q_i \leq \phi R_n \quad (4)$$

$\eta_i$  : 荷重修正係数、構造物の重要性等に関わる係数

$y_i$  : 荷重係数、統計的意味での補正係数

$\phi$  : 抵抗係数、統計的補正係数

LRFDの照査ではFEMで算出された上下フランジの発生応力から主桁断面力を計算し、LRFD設計照査式が適用できる形に変換した。

### a) 供用時限界状態

終局限界状態に対する荷重係数  $y_i$  はAASHTOでのStrength Iを採用し、 $Q = Y_p \cdot D + 1.75 \cdot (LL + IM)$  とする。  $Y_p$  は永久荷重に対する荷重係数で主部材について1.25を用いる。抵抗係数は曲げ、せん断に対して  $\phi = 1.0$  を用いる。LRFDでは耐荷力の照査においてはコンパクト断面とノンコンパクト断面の規定がある。コン

パクト断面では全塑性モーメントに達する前に局部座屈、横倒れ座屈が生じないようにウェブ、フランジの幅厚比、圧縮フランジの固定点間距離に制限を設けている。使用鋼材の降伏強度が345MPa以上の場合、ウェブ高が変化する場合、床版打設を含む架設時の照査では、コンパクト断面としての設計は許されない。又、中間支点等の負曲げ領域では下フランジ側が圧縮フランジとなることから、圧縮域のウェブ高さが高くなり、床版コンクリートの引張剛性を無視したとしてもコンパクト断面となりにくい。更に中間支点部にコンパクト断面が存在する場合、正曲げ域の公称曲げ耐荷力(nominal flexural resistance)は床版コンクリート圧壊に対する安全を見て低減される場合がある。ここでいう公称値は式(4)の  $R_n$  に相当する抵抗値である。

規定によりSM490Y材以上はノンコンパクト断面として設計するが、コンパクト断面とした場合、20%程度の鋼重減が期待できる試算結果があり、合成桁で、高強度鋼に対しコンパクト断面の適用が可能となれば大きな経済性でのメリットが出ると考えられる。

合成桁の設計は活荷重合成として行っている。コンパクト断面に対しては全塑性モーメントを計算し照査を行う。この場合塑性中立軸の位置により場合分け計算が必要となる。ノンコンパクト断面に対する照査は先に降伏するフランジの発生応力を以下のようにして計算し、各フランジの公称抵抗値(応力度)と比較して行う。

前死荷重(鋼桁、床版重量)を鋼桁に作用させたときの発生モーメント  $M_{D1}$  を計算する。

後死荷重を長期合成断面に作用させ発生モーメント  $M_{D2}$  を計算する。

どちらかのフランジに降伏応力を発生させるために必要な余剰モーメント  $M_{AD}$  を短期合成断面に対して下式にて計算する。

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (5)$$

但し

$S_{NC}$  : 非合成断面の断面定数

$S_{ST}$  : 短期合成断面の断面定数

$S_{LT}$  : 長期合成断面の断面定数

設計強度35MPaのコンクリートを想定し弾性係数比を  $n=7$  とした。AASHTOでは短期合成断面は活荷重など過性の荷重に対しコンクリート断面を  $n$  を用いて鋼断面に換算し、長期合成断面には永続的に載



表-2 LRFD 疲労強度等級

疲労等級	A (×10 <sup>11</sup> )	疲労限 (MPa)
A	82.0	165.0
B	39.3	110.0
B'	20.0	82.7
C	14.4	69.0
C'	14.4	82.7
D	7.21	48.3
E	3.61	31.0
E'	1.28	17.9

荷される荷重に対し、長期合成断面の弾性係数比3nを用いて換算されている。

せん断の照査についてはウェブ・フランジが同一強度材料で構成される桁では、まずウェブのせん断降伏強度又は、せん断座屈強度を基準とした値より補剛パネルの公称抵抗値を決定する。ウェブに補剛材がある場合は、これにパネルの後座屈強度を加味して決定される。但し、公称抵抗値は補剛パネルに発生するモーメントの大きさに応じて低減される。以上の考え方はコンパクト、ノンコンパクト断面とも共通である。ハイブリッド桁のウェブ公称せん断抵抗値には後座屈強度は考慮せず、全てのパネルで桁端部パネルと同様の扱いとなる。

b) 使用限界状態

荷重係数はAASHTOのService IIの荷重組合わせを適用し、荷重係数はD+1.3(LL+IM)とした。ここでLLは車両荷重、IMは衝撃係数である。使用時の応力、たわみ、ひび割れ幅の制限がある。たわみについてはオプションであり弾性たわみと永久たわみの規定がある。

c) 疲労限界状態

荷重係数はLRFDのFatigueクラスを採用し、 $Q=0.75(LL+IM)$ を用いて照査を行う。照査は発生応力と疲労寿命を考慮した公称疲労抵抗を比較して行う。照査は次式による。

$$Y(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (6)$$

但し、Y: 荷重係数=0.75

( $\Delta f$ ): 荷重効果

( $\Delta F$ )<sub>n</sub>: 公称疲労抵抗

公称疲労抵抗は下式で与えられる。

$$(\Delta F)_n = \left( \frac{A}{N} \right)^{1/5} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_m \quad (7)$$

$$N = 365 \times 75 \times n (ADTT)_{sl} \quad (8)$$

A: SN曲線の定数 (表-2)

n: トラック通過時の応力振動の数、12m以上の橋梁では連続桁の中間支点近くは1.5、それ以外は1.0をとる。

( $\Delta F$ )<sub>m</sub>: 一定振幅打ち切り限界

疲労荷重として、図-13に示す軸重35kN、145kN、145kNの設計トラックを用い、車軸間隔は4.3+9.0mを用いる。疲労荷重の頻度は一車線あたりのトラック交通量  $ADTT_{sl}$  とし、

$$ADTT_{sl} = p \times ADTT$$

で定義する。 $ADTT$ は日平均大型車交通量でシミュレーションでは1000とした。 $p$ は1車線では1.0、2車線では0.85、それ以上では0.8とする。疲労に対する

衝撃はデッキ部材については75%、その他は15%である。

(3) 最適化での留意点

3章で扱った主桁断面形状の最適化では26の変数があり、シミュレーションに2週間近くの時間を要した。これに材料を変数として加えた場合、現時点の解析システムでは膨大な時間が必要となる。このため、設計対象モデルを簡略化するとともに、シミュレーションのパラメータを減らし高速化を試みた。まず、上下フランジの幅、板厚については、その積である断面積をパラメータとし変数を2つ減じた。その代わりに、フランジ断面の幅厚比が3章(2)に示す基本断面の条件式を満足するように板厚、板幅を設定できるようアルゴリズムを変更した。

例えば降伏応力345MPa以下の材料についてはコンパクト断面が最適断面となることから、コンパクト断面の規定を満足する $b/t$ とし、これ以上の鋼種についてはノンコンパクト断面の規定を満足する断面とした。また、最適化は2段階に分けて実施したが、第1段階ではブロック毎の材料の組み合わせをある程度絞り込んで設定した。例えば、中間支分部に対してSM400材の使用は除外した。

フランジの $b/t$ を大きくするとノンコンパクト断面では圧縮フランジの固定点間隔の規定で不利となる。このため圧縮フランジの幅厚比については規定を満足するよう幅厚比を小さくした。以上のような簡略化により鋼種の最適化も含めた1橋の最適化シミュレーション時間は2日程度に短縮できた。

図-1に示した最適化の1ループの実行には約4分を要する。ひとつの鋼種の組み合わせに対して、最適な断面形状を決定するために行われるEFM計算は①近似直線の作成用に10回、②近似直線の補正に15~20回が必要となる。このFEM解析を鋼種の組み合わせ数 (=18) に対して行うと計480~540回となる。この計算結果より最適な鋼種組み合わせを決定後、厳密解の計算に193回の計算を要する。以上を合計する

と時間にして49時間となる。

連続桁の最適化シミュレーションにおいて断面に余裕があるにもかかわらず最適化が進まないという問題が発生する場合がある。例えば、図-12のA,C断面が最適化された状態で、B断面の最適化を行うと、Bブロックの断面は減少するが、剛性の分布が変化し支点上Cブロックの断面力が増加する。この結果、トータルコスト(=目的関数)は減少するが、中間支点のC断面が応力(=制約条件)超過する。つまり式(1)というペナルティ関数が増加するため最適化されていないこととなる。このため支間中央断面に余裕があるにもかかわらず最適断面への変化が行われず、解が変化しないことから収束したと判断し計算が終了してしまう。現在のところ、解が局所解に陥ったかの判断は、制約条件に対する計算結果の余裕量を人間が見てチェックする必要があり、またこのような現象を回避する方法も試行錯誤的であり改善を要する。

#### (4) 材料配置シミュレーション結果

図-14に桁高2750mm, 3000mmに対するシミュレーションの結果を示す。柱が全橋のコスト、折れ線は重量を示す。横軸の3桁のアルファベットはそれぞれ端部、支間中央、中間支点部のブロックの材質を示し、AはSM400材, BはSM490Y, CはSM570材を表す。

桁高2750mmより3000mmの方がコストは低い。もっともコストが低いのは桁高3000mmAABの組み合わせで17.4百万円で桁重量は174.7tonであるが、ABC(152.2ton), BBC(150.5ton)の組み合わせでもほとんど同じコストとなった。桁高2750mmのハイブリッド桁(図中HB桁と記載)はウェブとフランジの材質を変化させた桁であるが、これを除けば2750mmで最も経済的な組合せはBBCである。

表-3にブロック毎に適用される材料の適否の判定を示す。コスト的に不適切な材料選択は×, 適切なものに○, 検討外は斜線とした。C(SM570材)の使用は支点部以外不適切となったが、これは材料コスト(降伏強度)がAを1とした場合に、Bは1.09(1.51), Cが1.44(1.94)と割高となる。

支間中央は疲労により断面が制約されるため材質を上げて断面は減少しない。このため、桁高2750mmの場合の低コスト案BBC案(重量152.9ton)と、その支間中央を高強度鋼に変えたBCC案は重量はほとんど変わらないが、コストは増加している。図-15に

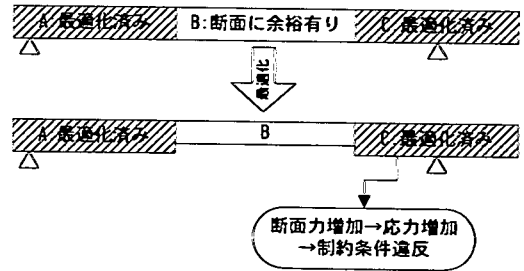


図-12 局所解への落ち込み

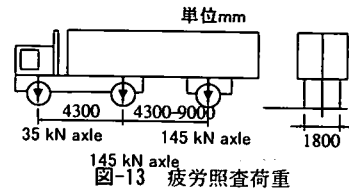


表-3 材料配置の適否

	A	B	C
端部	○	○	×
支間中央	○	○	×
支点上	—	○	○

BCC案で疲労を考慮しない場合の断面をBCC(WOF)として示す。疲労を考慮しない場合、支間中央部ブロックの重量は15%減少している。支間中央については疲労が制約条件となっており、SM570材を使用してもコスト上のメリットはほとんどないとの結果を得た。

中間支点上をSM570材とした場合(AAC), 全重量でAABに比べ1割の低減が可能であるが、コストはSM490材を用いた場合より多少高くなる。

次に、シミュレーション結果と他橋梁の鋼材費を比較し図-16に示した。図は各橋梁の平米あたりの鋼材材料費をプロットしたものである。比較対象は国内初のPC床版鋼2主鉄桁橋であるホロナイ橋<sup>20)</sup>(支間長53m, 図中H橋), 同様の断面を持つ4径間連続PC床版合成鋼2主鉄桁橋, 千鳥の沢川橋<sup>21)</sup>(支間長47m, 図中C橋)で両橋とも横締めPC床版を採用している。共通の鋼材単価により平米コストを算出し、図-16で本モデルと表示したシミュレーション対象橋の桁高3000mmAAB案と比較した。比較橋梁の鋼材費には補剛材コストが含まれていないため、

コスト試算結果(h=2.75m)

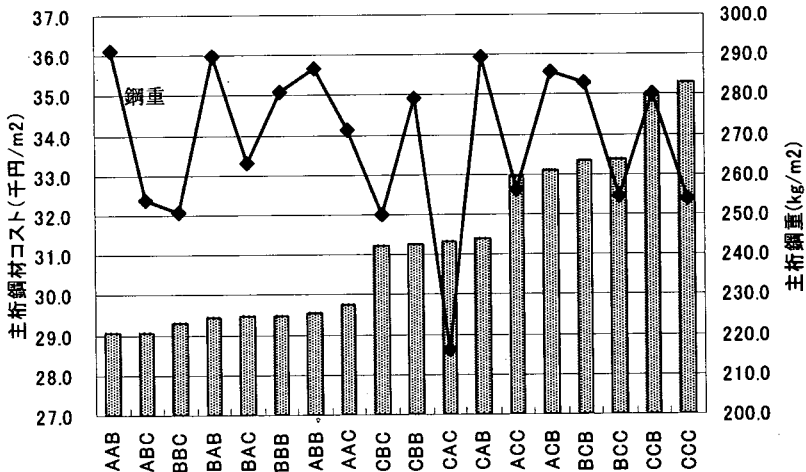
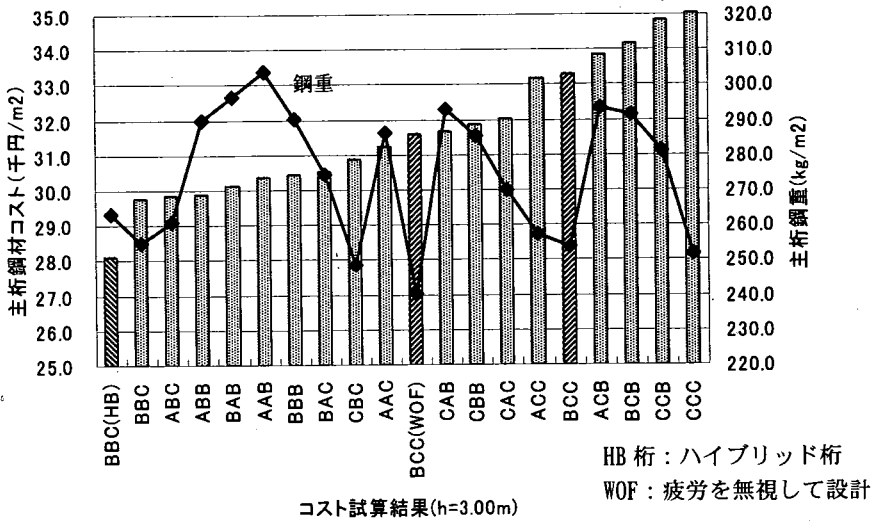


図-14 材料配置シミュレーション結果

[h=2750, BCC]

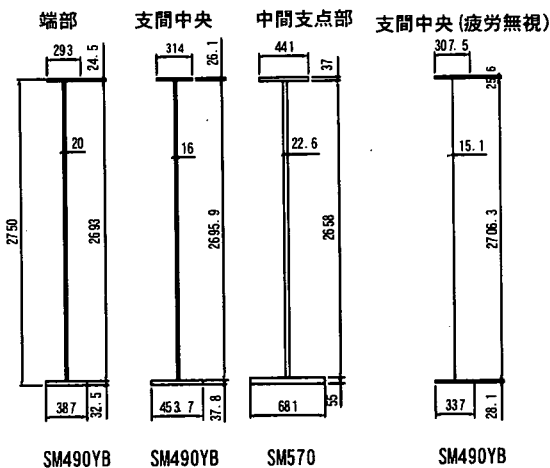


図-15 BCC断面, 疲労限界条件による断面の制約

比較した橋量の鋼材費が高めに算出されていると考えられる。桁高が高い場合、端部、中間支点部の重量を抑えるためにはウェブ補剛材の設置が望ましく、そのためのコストを反映したシミュレーションが必要となる。

#### (5) ハイブリッド桁シミュレーション

フランジに高強度鋼を利用し断面の抵抗モーメントを増加させた場合、ウェブの上下端の一部には高い応力が生じるが、中立軸付近は応力が低い。ウェブ上下縁の一部の降伏を許すことにより、ウェブ材の鋼材強度をフランジより落とすことができるならば、主桁鋼材費が低減出来る可能性が大きい。

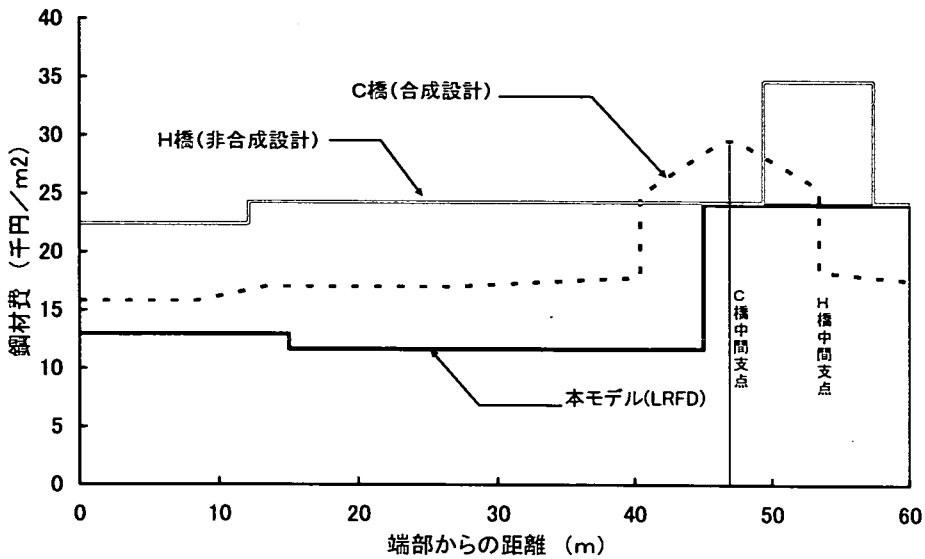


図-16 シミュレーション結果と国内橋梁の主桁鋼材費比較

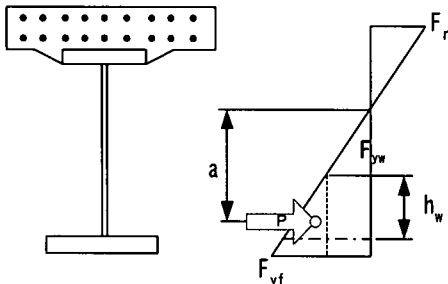


図-17 ハイブリッド桁抵抗モーメント

ASSHTOのLRFDではフランジとウェブの鋼種が異なるハイブリッド桁の設計が基準化されている。ウェブの降伏を考慮した桁の降伏モーメントは図-17を参照として次のように定義される。

鉄筋応力 $F_r$ と下フランジ下縁応力 $F_{yf}$ を結ぶ実線はウェブの降伏を無視した場合の応力分布である。活荷重合成桁の応力分布は式(5)で誘導したように、鋼桁に前死荷重をかけ、その後、合成断面に後死荷重と活荷重をかけ両者を足し合わせる。点線で示すウェブ降伏を考えた場合の応力分布では、降伏モーメントは三角形の応力減少分の中立軸に関するモーメントを $M_y$ より差し引いて得られる。つまり

$$M_{yr} \approx M_y - aP \quad (9)$$

$$P \approx \frac{F_{yf} - F_{yw}}{2} t_w h_w \quad (10)$$

但し  $F_{yf}$ : 下フランジ降伏応力

$F_{yw}$ : ウェブ降伏応力

$t_w$ : ウェブ板厚

$M_y$ : ウェブ降伏を無視した抵抗モーメント

以上の考え方からハイブリッド桁の低減係数は下式で定義される。但しコンパクト断面の設計に用いる塑性モーメントの計算にはウェブの塑性化は考慮されているためこの低減係数は適用しない。正曲げ断面においては

$$R_h = 1 - \left[ \frac{\beta\phi(1-\rho)^2(3-\phi+\rho\phi)}{6+\beta\phi(3-\phi)} \right] \quad (11)$$

$\rho = F_{yw}/F_{yb}$

$\beta = A_w/A_{fb}$

$\phi = d_n/d$

$d_n$ : 下フランジ外縁と中立軸の距離 (短期合成断面)

$d$ : 鋼桁の高さ

$F_{yw}, F_{yb}$ : ウェブ, 下フランジの降伏応力

$A_w, A_{fb}$ : ウェブ, 下フランジの断面積

負曲げ断面では中立軸がウェブ中心から10%以内にある場合には

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad (12)$$

$\rho = F_{yw}/F_{yf}$

$\beta = 2A_w/A_f$

$A_f$ : 合成断面においては上下フランジおよび鉄筋の断面積

$F_{yf}$ : どちらかのフランジの降伏応力が発生応力の小さいほう

上記以外のハイブリッド断面については式(9)を直接用いて

$$R_h = \frac{M_y}{M_y} \quad (13)$$

以上の設計式を適用し、フランジ材質をBBCとした低コスト橋に対し、ウェブのみ鋼種を一ランク下げAABとしたハイブリッド桁の設計シミュレーションを行った。結果は図-14に示したように、高コストの高強度鋼を利用した桁にハイブリッド桁設計を適用することにより、ウェブ材の強度を落とすことができ、大きな材料コストの低減が可能である。

## 5. あとがき

橋梁構成部材の3次元的な相互作用を一括して評価できるFEM解析の長所を利用した設計と最適化手法を組み合わせた橋梁の自動最適化設計を提案した。この手法を実橋梁に適用し、既存の設計結果との比較を試みた。この中で以下のような問題点、課題が明らかとなった。

①計算速度の急速な向上を勘案しても、最適解を得るためにFEMを繰り返す現在のアルゴリズムでは計算時間の制約が大きい。解析時間を短縮するためには、設計の経験則等を取り込んだ最適化アルゴリズムの改良、設計パラメータ数を減少すること、或いはFEM解析を毎回実施せず、代表的なケースに限定する等の工夫が有効と考えられる<sup>22)</sup>。

②FEM解析に基づいた設計を行うための新たな設計法の整備が必要である。今回は道示、LRFDを便宜的に適用することで本手法の可能性を探った。FEMを適用することで、例えば床版等の荷重分配の寄与などを、より簡便に評価できる形は整ったとしても、例えば、鉄筋コンクリートの引張に対する抵抗、収縮、温度応力、クリープ、非線形な物性など現行の設計法で単純化して扱われる複雑な問題は、FEMにより、より厳密に解析することが可能となるが、どこまでをFEMの対象とするのが、設計として妥当であるか検討する必要がある。

③最適化の目的関数の設定に関する問題がある。例えばコストを目的関数とした場合でも、材料、製作、架設にわたる多くのコスト要因が影響を与えるため、それらを、ある程度を大づかみした目的関数の設定が現実的となる。

FEMを基本とした本最適化手法により、2次部材を含めた全体構造を直接モデル化した上で最適断面が決定できる。目的関数の選定については本手法は大きな自由度を有し、例えば複数の目的関数に対する最適解を得ることが出来る。ユーザーによる目的

関数の重み付けも可能である。このことにより、これまでの橋梁設計とは異なった最適化へのアプローチが可能となる。また、今回のシミュレーションのような手法を全ての橋梁形式に適用することは無理としても、合理化橋など構造の単純な橋梁について、決められたスパンに対する標準的な断面を探索するプロトタイプ設計に使用することも考えられる。本手法は、本研究で用いたABAQUS、PATRANの組み合わせ以外でも複数のプログラムコードを自由に組み合わせ設計シミュレーションを行うことが可能であり、構造物開発において大きな可能性を秘めた手法と考えられる。次々と提案される新形式構造、複合構造などの新構造に対して、上下部工、基礎工の設計、異分野の成果を統合した設計法としての応用を今後の検討対象としたい。

## 参考文献

- 1) 菅沼久忠, 小西拓洋, 三木千寿: FEMと最適化ソフトの組み合わせによる鋼橋最小重量化設計の試み, 応用力学論文集, Vol.3, pp.225-233, 2000.8
- 2) Engineous Software, iSIGHT Advanced Designer's Guide, 1998
- 3) 長井正嗣, 吉田安晴: 合成2主1桁橋の横補剛材をパラメータとした2次応力に関する検討, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1061-1072, 1996.3
- 4) 黒田充紀, 長井正嗣, 藤野陽三, 柄川伸一, 川井豊: 並列I桁橋の有限要素モデル化に関する検討, 構造工学論文集Vol.42A, 073-1080, 1996.
- 5) 藤原稔, 村越潤, 鹿島久義: 鋼プレートガーダー橋における応力測定に関する報告, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991.3
- 6) MSC, PATRAN User's Manual
- 7) MSC, ABAQUS User's Manual
- 8) 杉本博之: 構造最適設計の数理計画法からの脱皮, 構造工学論文集 Vol.35A, 339-345, 1989年3月
- 9) 川面恵司, 横山正明, 長谷川浩志: 最適化理論の基礎と応用, コロナ社, 2000.10
- 10) 茨城俊秀, 福島雅夫: 情報数学講座14—最適化の手法, 共栄出版, 1993
- 11) 長谷川浩志, 酒井新吉, 渡辺隆之: iSIGHTによる曲面近似手法ベースの最適化設計における実験計画法利用について, 日本機械学会 No.99-7 Dynamics and Design Conference '99
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編II 鋼橋編, 平成8年12月
- 13) 鋼橋技術研究会, 限界状態設計法研究部会: 限界状態

- 設計法の書式による鋼道路橋設計指針, 1998年12月
- 14) 土木学会:鋼構造シリーズ⑨A 鋼構造物設計指針PartA 一般構造物1997年版
  - 15) 三上市歳, 木村泰三, 大淵智弘:プレートガーダーの終局強度の算定法について, 構造工学論文集 Vol.39A, 531-544,1993年3月
  - 16) 佐々木康彦, 三上隆, 菲澤憲吉:構造材料の配分最適化手法による最適な補剛構造の形態に関する基礎的研究, 構造工学論文集Vol.43A, 577-584,1997.
  - 17) 建設物価, (財)建設物価調査会, 2000年
  - 18) AASHTO : LRF Bridge Design Spesification, 1998
  - 19) 小西拓洋, 高橋和也, 三木千寿:高強度鋼の利用による鋼橋の合理化設計の可能性, 土木学会論文集, No654 /I-52, pp.91-103, 2000. 7
  - 20) 高橋昭一, 志村勉, 橘吉宏, 小西哲司: PC床版2主桁橋「ホロナイ川橋」の設計及び解析・試験検討, 橋梁と基礎, Vol30, 23-30, 1996
  - 21) 田村陽司, 大垣賀津雄, 川尻克利, 作川孝一: PC床版2主連続合成2主桁橋「千島の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, Vol.32, 99, 18-22, 1998
  - 22) 杉本博之, 山村和人:骨組み構造の最適設計における応力近似モデルについて, 構造工学論文集, Vol35A, 1989年3月

(2001. 03. 29受付)

## MINIMUM COST DESIGN OF STEEL GIRDER BRIDGE BY COMBINED SIMULATION METHOD OF FEM AND NUMERICAL OPTIMIZATION

Takuyo KONISHI, Masayuki TOMIZAWA and Chitoshi MIKI

FEM analysis is commonly used in wide range of industrial design works such as machine design, aeroplane design. There are some experimental studies about the application of FEM combined with optimization methods in order to accommodate complicated mutuary related phenomenon or to accomplish optimization automatically. In this study, optimization methods, FEM and design code inspection program are linked together to automatically seek and generate optimum structural dimension for objective steel bridges. It is discussed that possibility of conversion of design method from traditional beam theory design to FEM based design where three dimensional structural behavior are easily considered.