

# 大きな張出床版部(バチ部)を有する橋梁の検討

北陸支店 土木技術部 福野善則

概要:車両の走行を円滑にする目的で、桁端にバチ部が設けられるケースがある。そのバチ部の設計法は、現在においても確立されていないのが現状である。近年では交差点等でバチ部の規模が大きな橋梁も施工されるようになってきているものの、その設計法は従来と同じ設計で実施されている。よって本稿では、実際の橋梁をモデルに FEM 解析を実施し、規模の大きいバチ部の挙動と配筋方法に対する検証結果から、計画・設計段階における必要な検討および構造細目等を示す。

**Key Words:** バチ部, 従来設計, FEM 解析, 配筋計画

## 1. はじめに

従来から、交差点付近に架設される橋には、走行の円滑化を図るためバチ部が設けられるケースが多い。また、そのバチ部の設計は、従来から図-1 のように、橋台と主桁部の間に荷重分担線を引き、バチ部の荷重を各々が受け持つとして考えてきた。しかし、近年におけるバチ部の規模が大きな橋梁においても、従来の設計方法で設計しているのが現状である。そこで、過去に施工された2橋をピックアップして、主桁、横桁部材を梁要素に、バチ部を板要素にモデル化した FEM 解析を実施し、バチ部の挙動を照査することで、今後の計画・設計段階における必要な検討および構造細目等を示す。

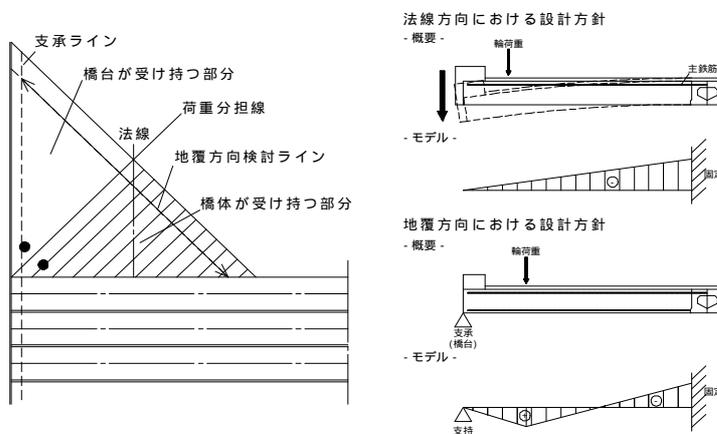


図-1 従来設計の考え方

## 2. 解析概要

### (1) 実橋概要

FEM 解析を実施した2つの実橋の概要は、以下の通りである。

#### 1) A 橋(図-2 参照)

- ・構造形式: プレテンション方式単純スラブ桁
- ・橋長: 15.404m(CL 上), 11.800m(桁長方向)
- ・桁長: 11.740m
- ・支間長: 11.240m
- ・幅員: 図-2 参照
- ・斜角: 90° 00' 00"

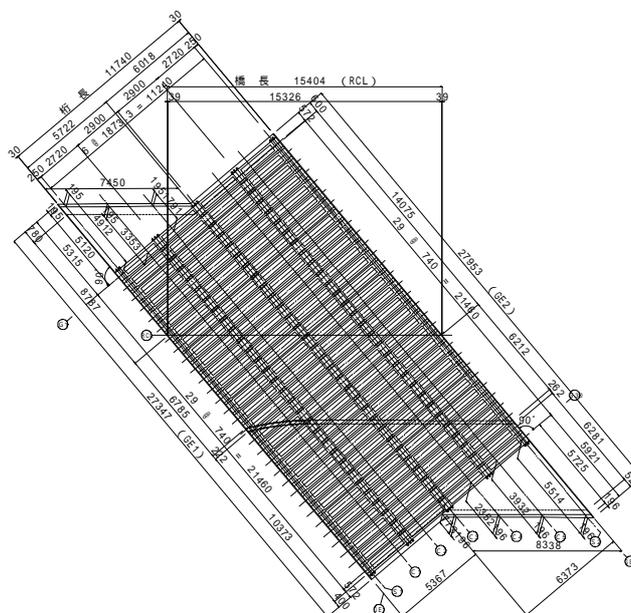


図-2 A 橋概要図



福野善則

2) B橋(図-3参照)

- ・構造形式: プレテンション方式単純スラブ桁
- ・橋長: 48.400m
- ・桁長: 24.125m(A1 ~ P1)
- ・支間長: 23.425m(A1 ~ P1)
- ・幅員: 図-3参照
- ・斜角: 右 85°00'00"

(2)モデルの概要

実橋のモデル化にあたっての、留意事項は以下のようになる。(図-4, 図-5参照)

- 主桁、横桁部材を梁要素とした。
- 張出床版部を板要素とした。
- 張出床版と主桁の接合面は、鉄筋で一体化されているとして考え、剛結とした。

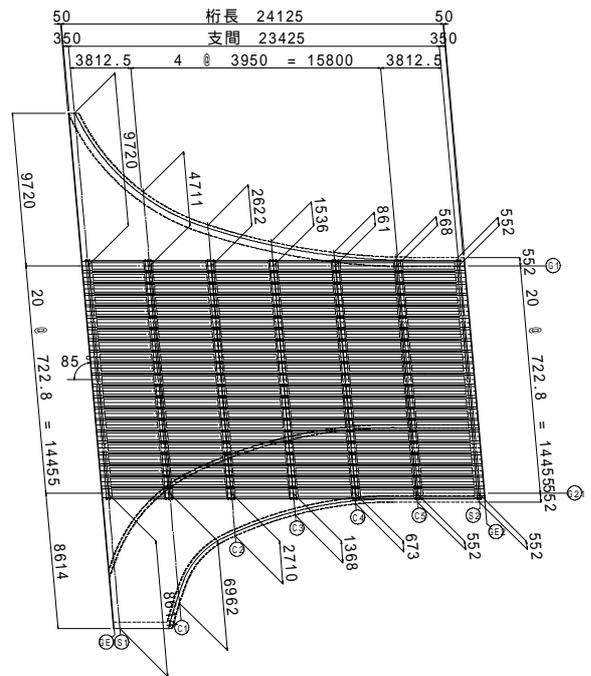


図-3 B橋概要図

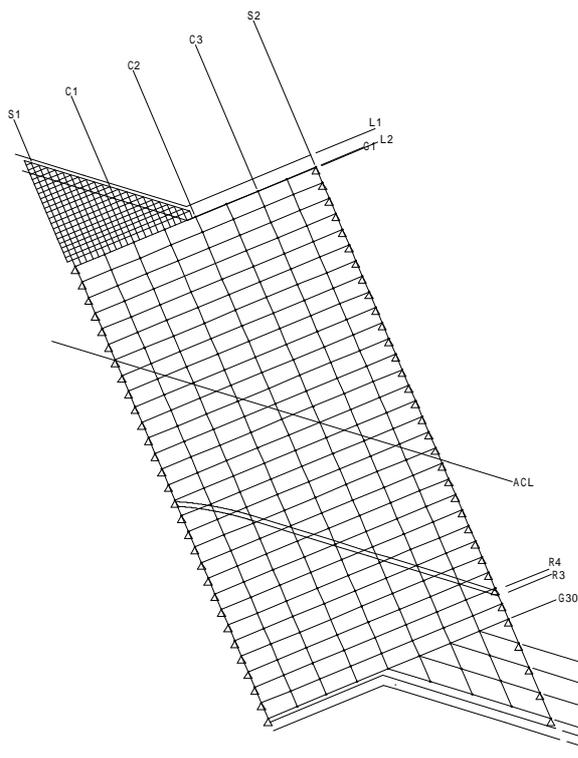


図-4 A橋モデル図

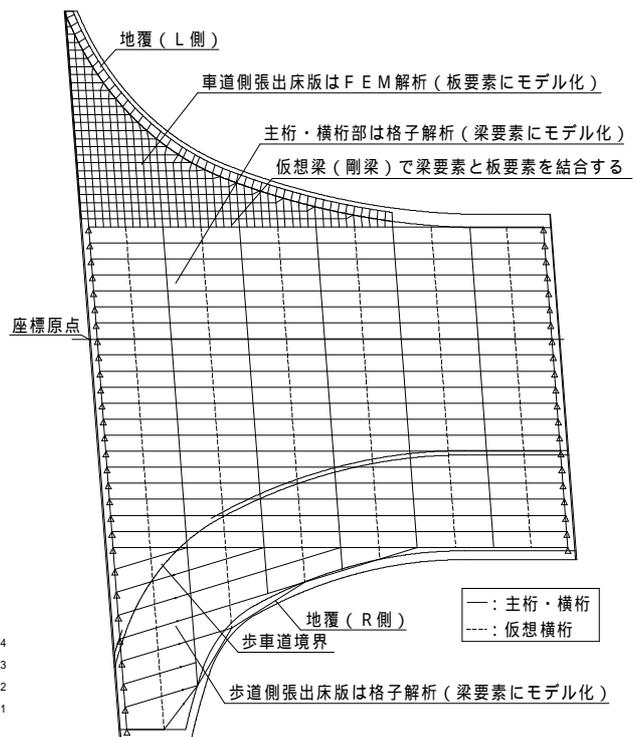


図-5 B橋モデル図

(3) 荷重載荷位置について

2橋のT活荷重載荷位置は、次の2パターンとする。1つは、バチ部の張出方向中央に載荷する場合、2つめは外桁支間中央付近に載荷する場合である。バチ部の張出方向中央に載荷するのは、バチ部だけを取り出して考えると最もたわみが大きく生じると思われるためである。また、外桁支間中央付近に載荷するのは、主桁のたわみが最大となり、その影響でバチ部も主桁と同様の曲げ変形を生じるのではないかと考えられるためである。(図-6, 図-7参照)

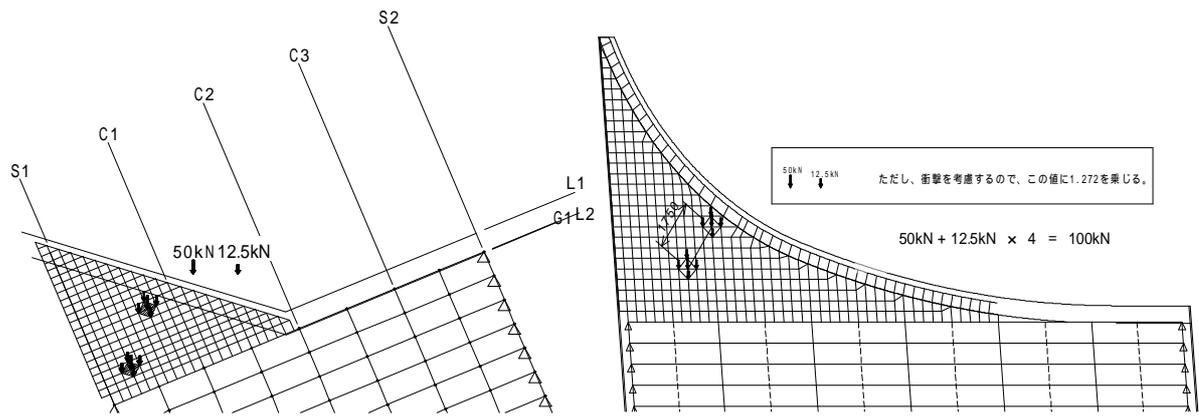


図-6 張出床版中央載荷概要図

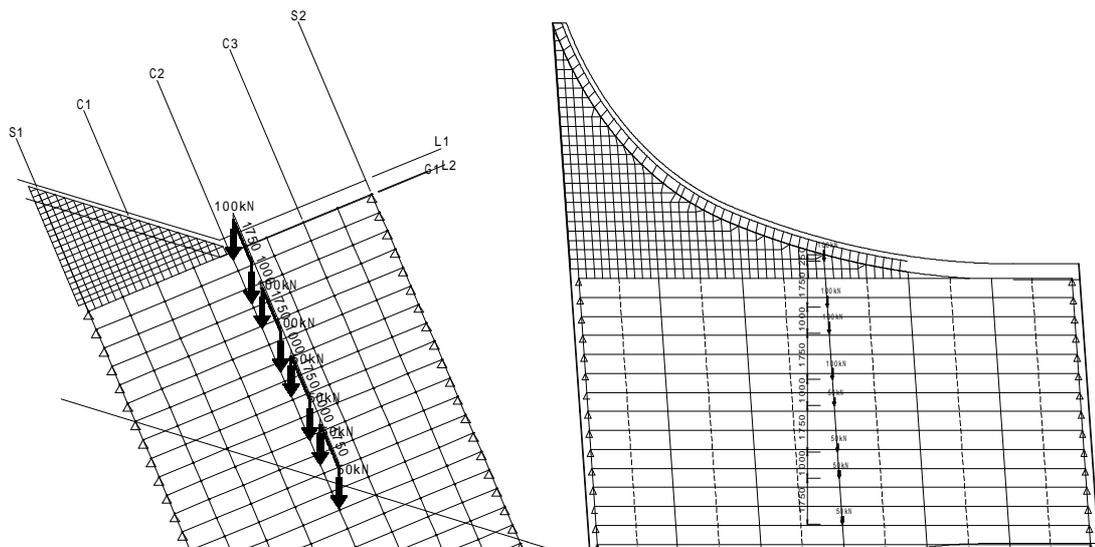


図-7 主桁支間中央付近載荷概要図

### 3. 解析結果

#### (1) 死荷重作用時の解析結果

##### 1) A 橋について

死荷重作用時の張出床版の断面力の分布は、図-8 のようになる。

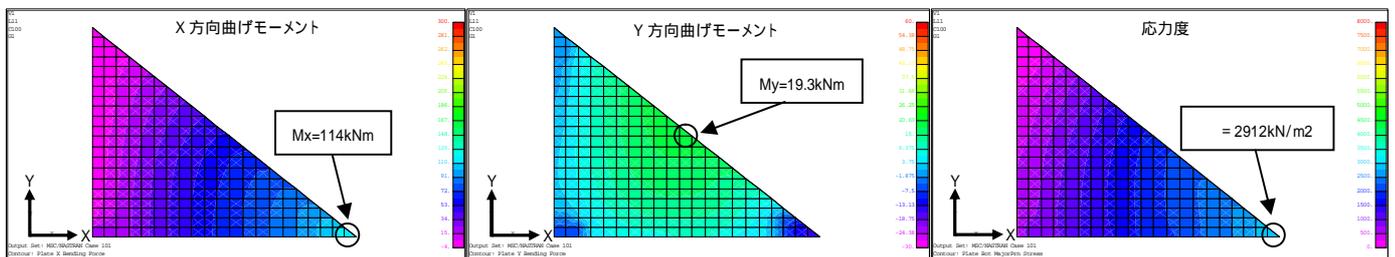


図-8 A 橋解析結果コンター図(1)

また、A 橋における死荷重とは、主桁自重、間詰めコンクリート荷重を除く、地覆、歩車道境界、車道舗装、歩道舗装、張出床版、高欄、雪荷重のことを指す。

2) B橋について

死荷重作用時の張出床版の断面力の分布は、図-9 のようになる。

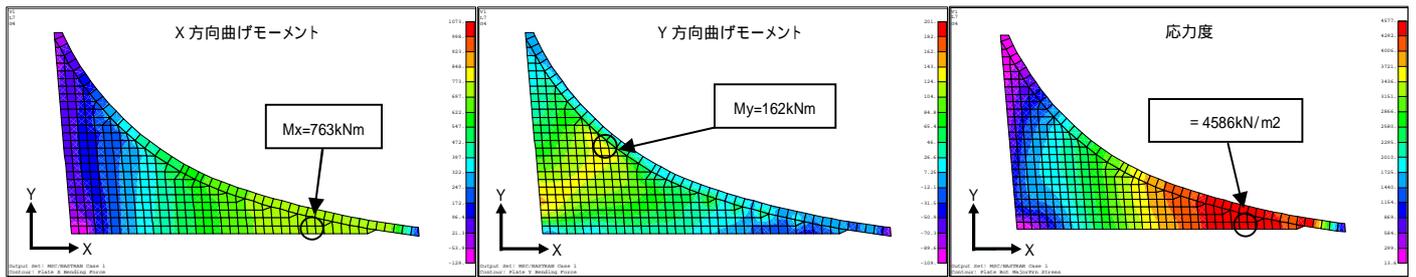


図-9 B橋解析結果コンター図(1)

また、B橋における死荷重とは、主桁自重、間詰めコンクリート荷重を除く、地覆、歩車道境界、車道舗装、歩道舗装、張出床版、高欄、添架物、雪荷重のことを指す。

(2) 張出床版中央載荷時の解析結果

1) A橋について

張出床版中央にT活荷重を載荷した時に生じる張出床版の断面力の分布は、図-10 のようになる。

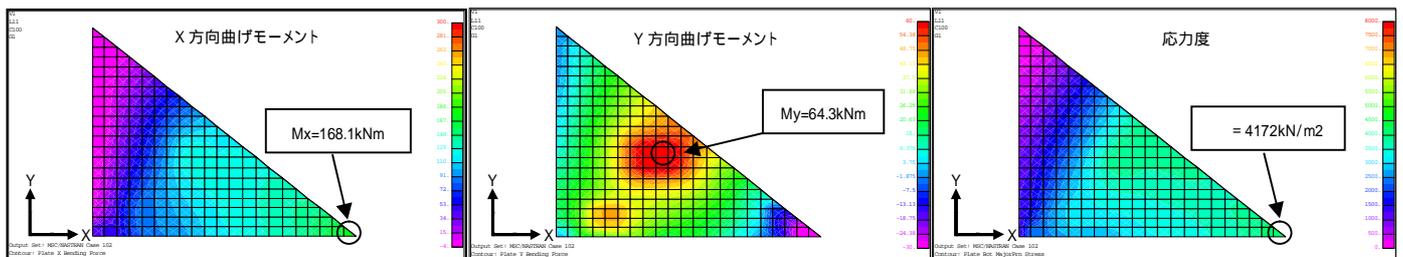


図-10 A橋解析結果コンター図(2)

2) B橋について

張出床版中央にT活荷重を載荷した時に生じる張出床版の断面力の分布は、以下の図-11 のようになる。

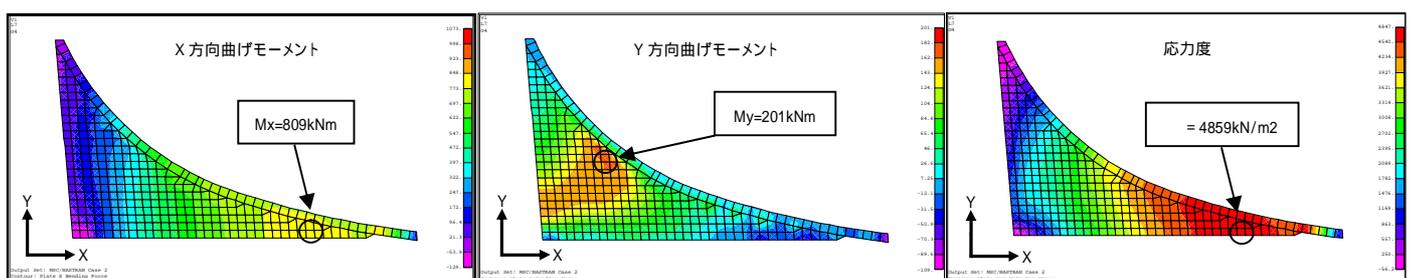


図-11 B橋解析結果コンター図(2)

(3) 主桁支間中央付近載荷時の解析結果

1) A橋について

主桁支間中央付近に T 活荷重を載荷した時に生じる張出床版の断面力の分布は、図-12 のようになる。

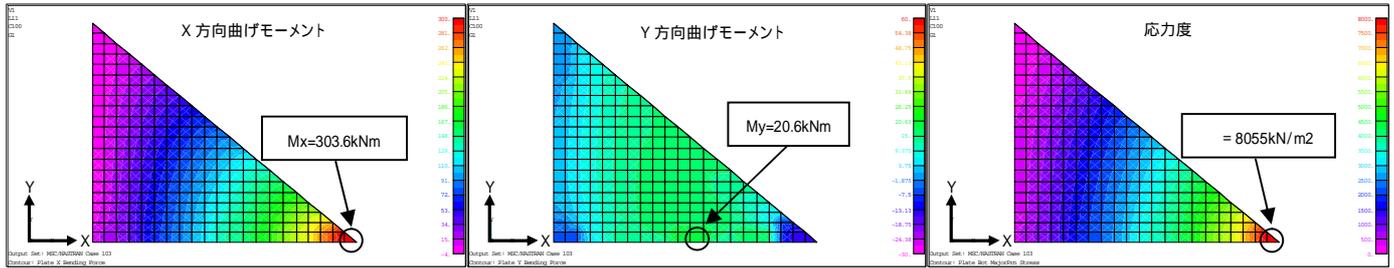


図-12 A 橋解析結果コンター図(3)

2) B 橋について

主桁支間中央付近に T 活荷重を載荷した時に生じる張出床版の断面力の分布は、以下の図-13 のようになる。

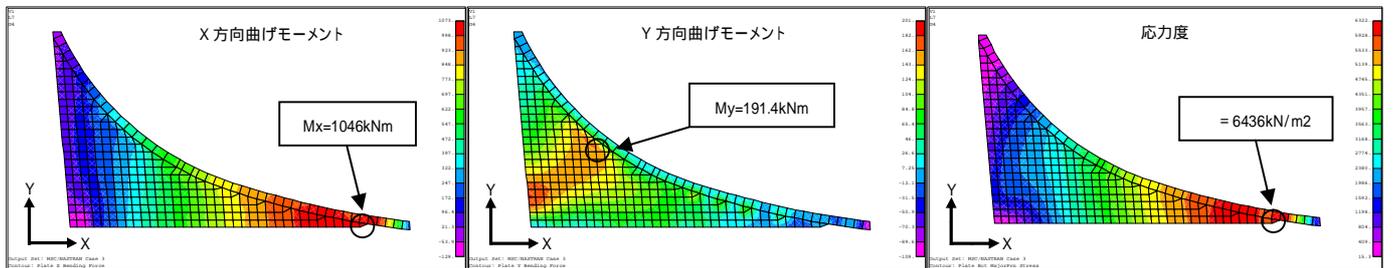


図-13 B 橋解析結果コンター図(3)

(4) 従来設計による設計断面における断面力の比較

従来設計では、図-1 に示した考え方から、主桁直角方向については、主桁との接合部が設計断面となり、地覆平行方向については、張出床版中央付近が設計断面となる。しかし、FEM 解析をした結果、従来設計とは異なる位置で、最大断面力および最大主応力が生じた。そこで、A 橋について従来設計における設計断面位置の FEM 解析値に着目し、従来設計における断面力との比較を行う。また、比較する荷重ケースは、従来設計との整合性をとるため、張出床版中央載荷時とする。

1) 主桁直角方向における比較

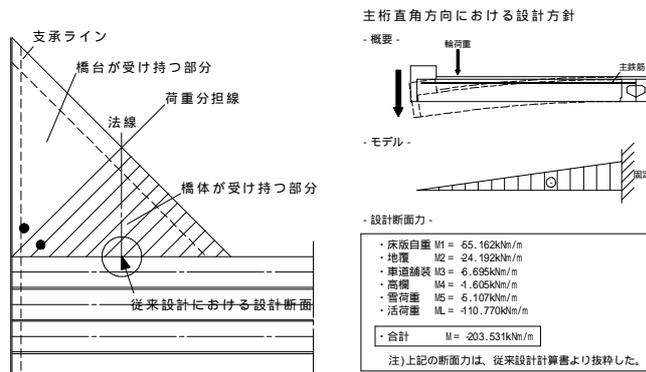


図-14 従来設計における主桁直角方向断面力

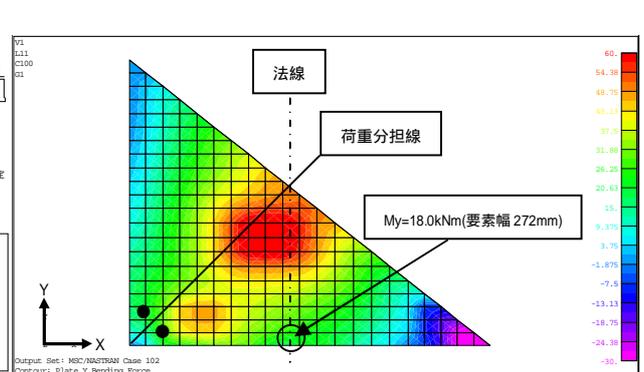


図-15 FEM 解析における主桁直角方向断面力

図-14, 15 を比較すると、従来設計の設計断面位置における断面力は各々 -203.531kNm/m, 18.0kNm となっている。また、従来設計では、単位幅当たりの断面力になっているので、FEM 解析の断面力 18.0kNm を要素幅 272mm で割ると、単位幅当たりの断面力は 66.176kNm/m(=18.0kNm/0.272m)となる。両者の断面力を比較すると、正負が異なり、更には断面力の大きさ自体にも大きな差が生じている。この違いの原因には、従来設計と FEM 解

析の設計上の構造系の違いが考えられる。つまり、従来設計では、張出床版だけに着目し、その挙動に対して設計を行っているのに対し、FEM解析では主桁部を考慮した全体構造系で解析を行っているので、主桁の曲げ変形に伴う張出床版の挙動も考慮されているということである。

2) 地覆平行方向における比較

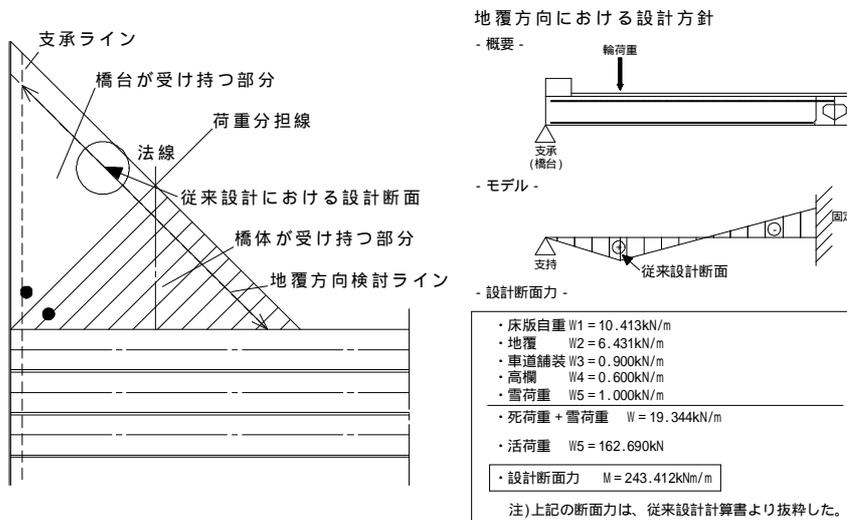


図-16 従来設計における地覆平行方向断面力

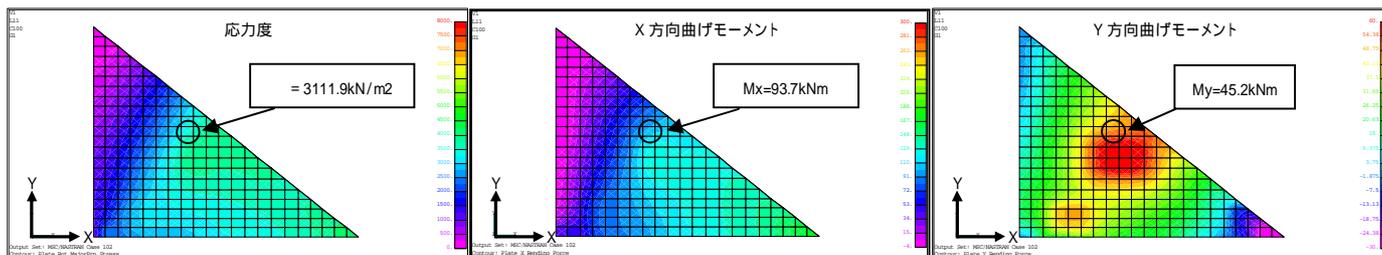


図-17 FEM解析における地覆平行方向断面力

図-17より、従来設計における地覆平行方向設計断面付近の最大応力度は3111.9kN/m<sup>2</sup>となっている。そこで、この要素における応力度は単位幅当たりの数値なので、以下のようにして単位幅当たりの断面係数 Z(m<sup>3</sup>)を計算することで、曲げモーメント M を算出する。

$$Z = (B \times H^2) / 6 \qquad M = \sigma \times Z$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Z: \text{断面係数}(m^3) \\ B: \text{単位幅 } 1.000(m) \\ H: \text{張出床版厚 } 0.500(m) \end{array} \right. \qquad \left\{ \begin{array}{l} M: \text{曲げモーメント}(kNm) \\ \sigma: \text{応力度 } 3111.9(kN/m^2) \\ Z: \text{断面係数}(m^3) \end{array} \right.$$

よって、上記の式より断面係数 Z は 0.0417m<sup>3</sup>(=1.000 × 0.500<sup>3</sup>/6)となり、曲げモーメント M は 129.766kNm となる。

算出した曲げモーメントを、図-16 に示す従来設計における断面力 243.412kNm/m と比較すると、従来設計の方が非常に卓越した数値になっていることが分かる。

したがって、主桁直角方向、地覆平行方向の従来設計検討位置における設計断面力の比較を行った結果、主桁直角方向については、主桁接合部において正負が逆の結果となったが、断面力の大きさ自体は FEM 解析の方が非常に小さい値となっているので、従来設計における上縁側の引張配筋を下縁側にも安全側として同等の鉄筋量を配筋する方が良いと考えられる。また、地覆平行方向については、従来設計での検討位置における断面力は、FEM 解析結果と比較し非常に大きな数値となるが、FEM 解析では、張出床版中央より主桁近傍の方が断然大きな断面力が生じているので、この点に十分留意して配筋しなければならないと考えられる。

(5) 格子解析結果との比較

A橋について、本稿におけるFEM解析による照査を行う前に、1段階前のステップとして格子解析による照査を行ったので、その結果とFEM解析結果の比較を行う。

1)格子モデル

格子解析は、図-18に示すように張出床版を仮想桁(BRANCH L1~L4 および R1~R4)でモデル化して行った。

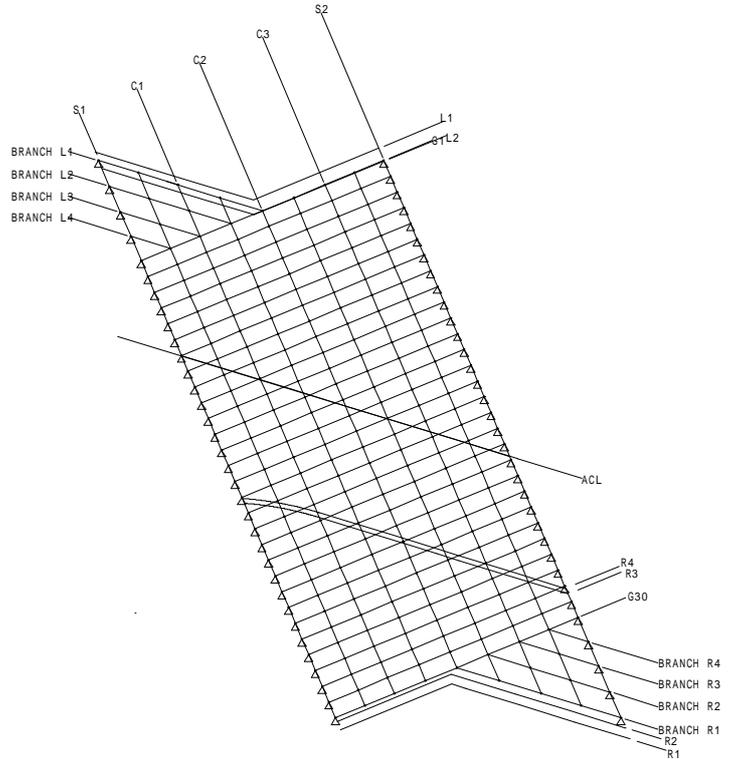


図-18 格子解析におけるモデル

2)格子解析結果による応力度計算

格子解析による断面力とFEM解析による断面力の比較は、図-19のように荷重載荷位置付近の格点番号68, 36, 69について行い、その比較方法は応力度での比較とする。また、FEM解析における最大応力度発生箇所にもっとも近い格点番号131でも比較を行い、両解析における最大応力度の差を検討する。応力度は、格子解析結果から、曲げモーメントMが計算されているので、次式のように各桁の断面係数Zで割って、算出する。

$$\sigma = M/Z$$

$\sigma$ : 応力度(kN/m<sup>2</sup>)  
 M: 作用曲げモーメント(kNm)  
 Z: 断面係数(m<sup>3</sup>)

格点番号 68(BRANCH L1)

$$\begin{aligned} &= M/Z \\ &= 146.610(\text{kNm})/0.02616(\text{m}^3) \\ &= 5604.36(\text{kN}/\text{m}^2) \end{aligned}$$

格点番号 36(BRANCH L2)

$$\begin{aligned} &= M/Z \\ &= 166.020(\text{kNm})/0.03884(\text{m}^3) \\ &= 4274.46(\text{kN}/\text{m}^2) \end{aligned}$$

格点番号 69(BRANCH L2)

$$\begin{aligned} &= M/Z \\ &= 203.600(\text{kNm})/0.03884(\text{m}^3) \\ &= 5242.02(\text{kN}/\text{m}^2) \end{aligned}$$

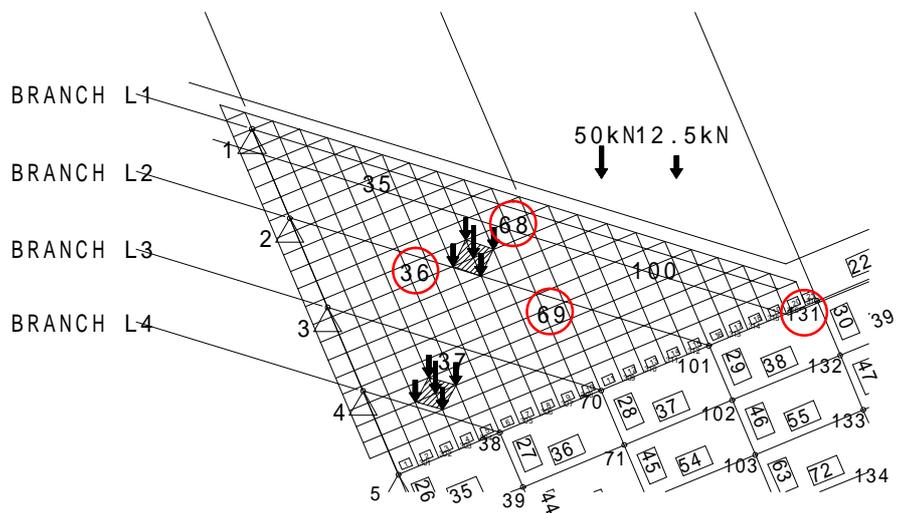


図-19 比較対象格点番号

格点番号 131(BRANCH L1)

$$\begin{aligned} &= M/Z \\ &= 115.660(\text{kNm})/0.02616(\text{m}^3) \\ &= 4421.25(\text{kN}/\text{m}^2) \end{aligned}$$

### 3) FEM 解析結果との比較

比較対象となる FEM 解析による応力度は、図-20 の水色で示す格点番号 68, 36, 69, 131 近傍の要素のうち、最大の数値を使用することとする。

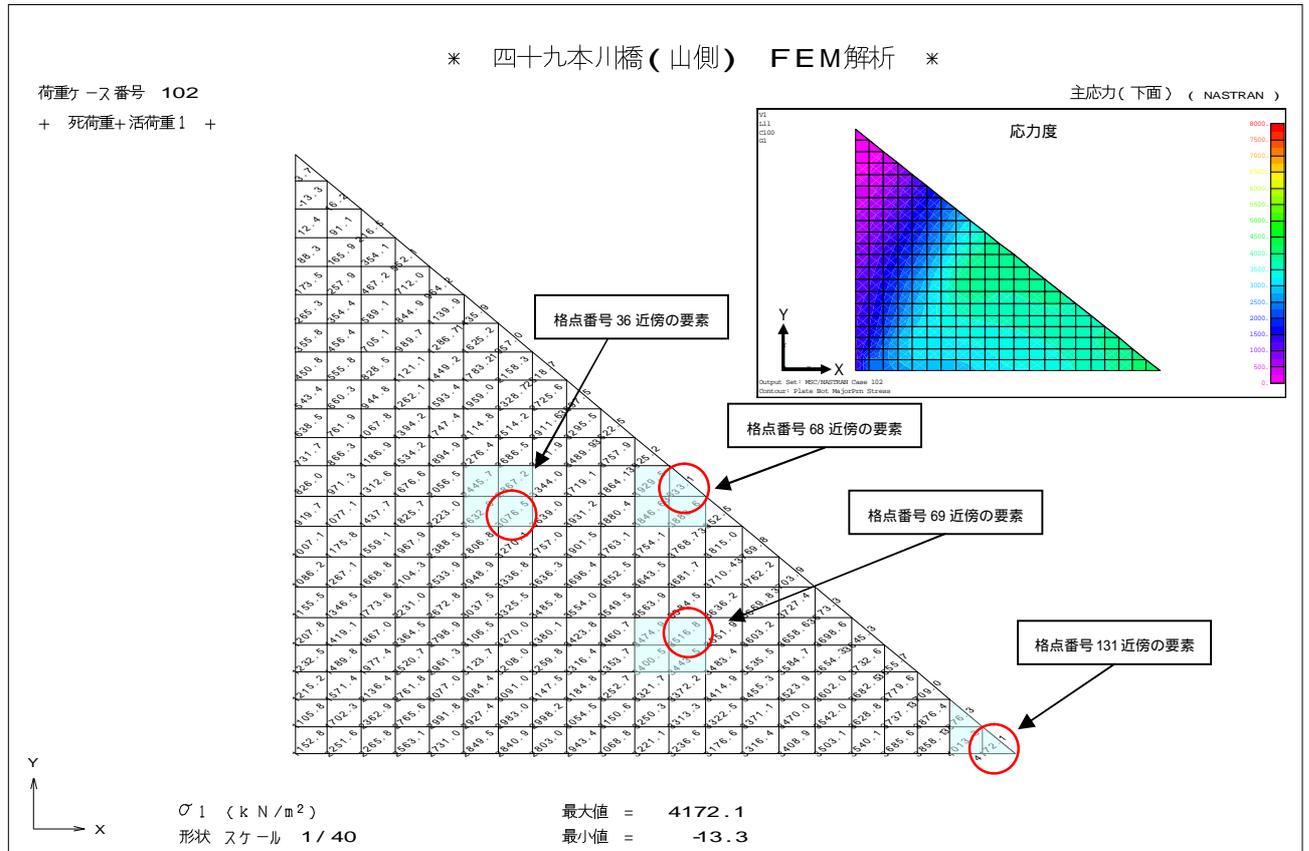


図-20 格点 68, 36, 69, 131 近傍の FEM 解析値

表-1 解析結果比較

格子番号	FEM 解析結果	大小関係	格子解析結果	比率(%)
68	3933.10kN/m <sup>2</sup>	<	5604.36kN/m <sup>2</sup>	70.2
36	3076.50kN/m <sup>2</sup>	<	4274.46kN/m <sup>2</sup>	72.0
69	3516.80kN/m <sup>2</sup>	<	5242.02kN/m <sup>2</sup>	67.1
131	4172.10kN/m <sup>2</sup>	<	4421.25kN/m <sup>2</sup>	94.4

よって、上記の表-1 から、FEM 解析より格子解析の方が、大きな応力度が生じているのが分かる。このことから、A 橋ほどの規模であれば、格子解析結果に基づいて張出床版の配筋を行えば、多少安全側ではあるが十分な強度を有する構造にできると考えられる。但し、格子解析結果と FEM 解析結果では、最大応力度の発生箇所が異なり、FEM 解析の方が、最大応力度の生じる箇所が主桁支間中央に移行している。したがって、この点に関しては、よく検討して配筋しなければならない。

(6) 死荷重作用時解析結果に対する既設鉄筋量の妥当性照査

「(1)死荷重作用時の解析結果」での x 方向, y 方向曲げモーメントに対し, 従来設計による鉄筋量の妥当性を照査する.

1) A 橋

A 橋の張出床版配筋図を図-21 に示す.

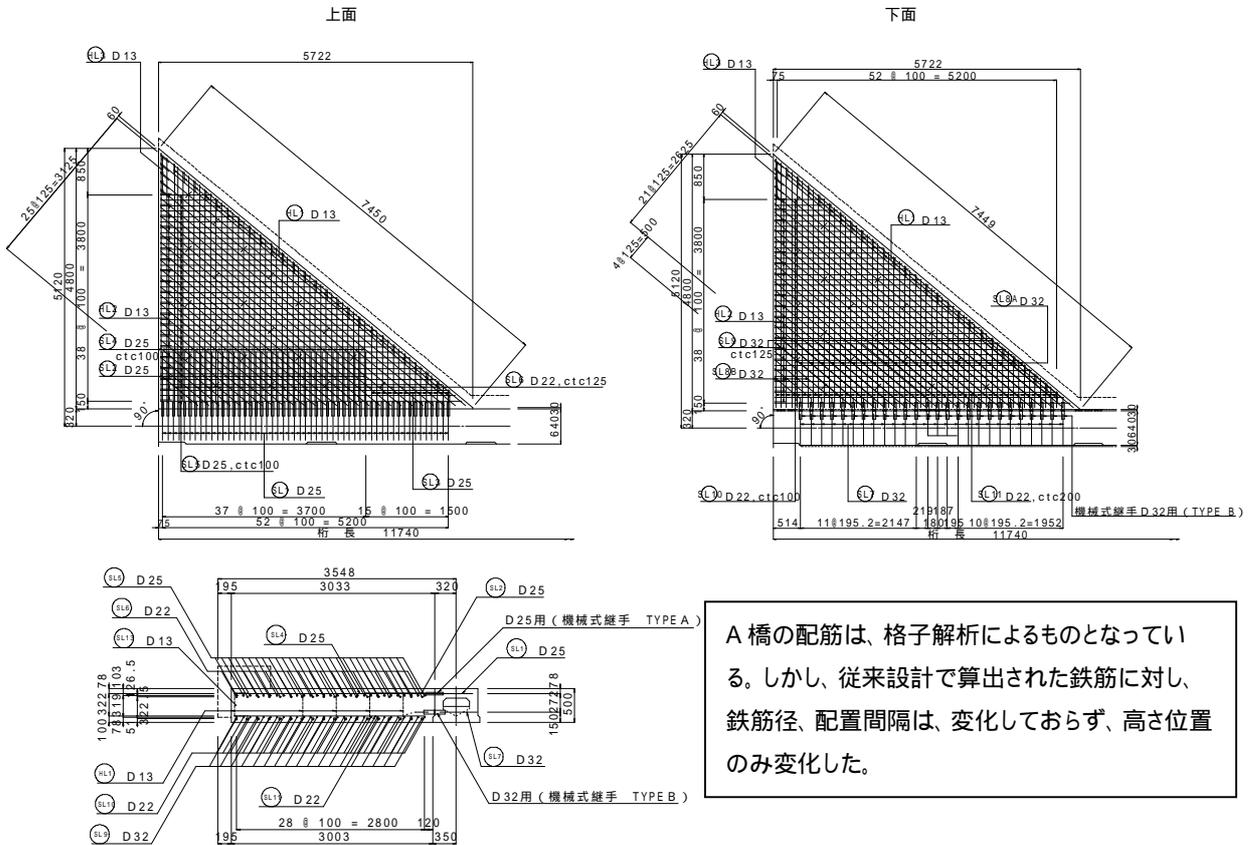


図-21 A 橋張出床版配筋図

x 方向曲げモーメント

照査は, 最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮した RC 計算を行う. (表-2 参照)

表-2 RC 計算結果(1)

Mx = 114.0kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	7.495	10	
鉄筋 引張側	As = 30.863mm <sup>2</sup>	111.37	100	×
鉄筋 圧縮側	As = 25.156mm <sup>2</sup>	61.092	180	

y 方向曲げモーメント

照査は, 最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮した RC 計算を行う. (表-3 参照)

表-3 RC 計算結果(2)

My = 19.3kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	1.102	10	
鉄筋 引張側	As = 30.610mm <sup>2</sup>	19.790	100	
鉄筋 圧縮側	As = 26.750mm <sup>2</sup>	10.226	180	

2) B橋

B橋の張出床版配筋図を図-22に示す。

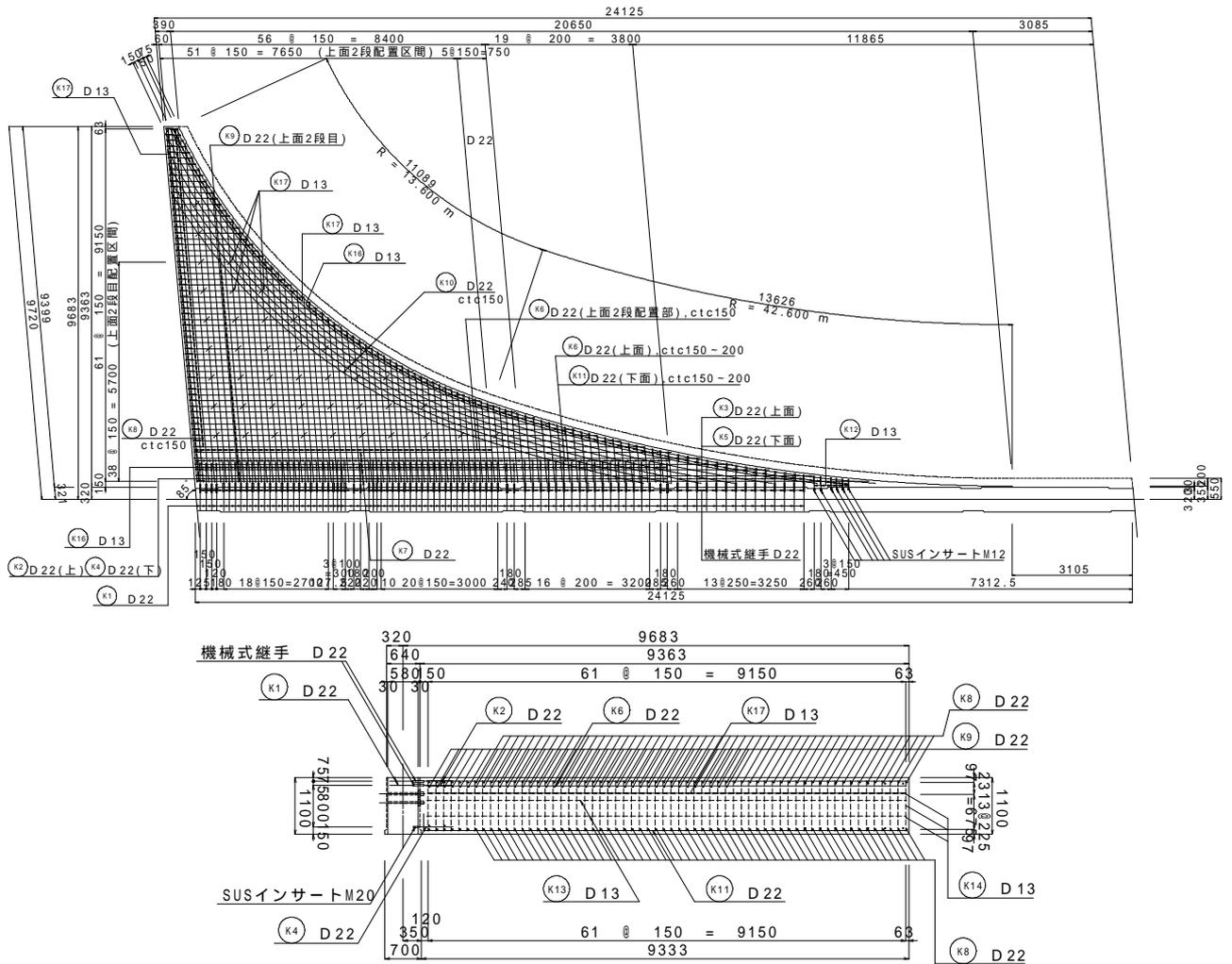


図-22 B橋張出床版配筋図

x方向曲げモーメント

照査は、最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-4参照)

表-4 RC計算結果(3)

Mx = 761.0kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	11.901	10	×
鉄筋 引張側	As = 22.134mm <sup>2</sup>	405.199	100	×
鉄筋 圧縮側	As = 18.263mm <sup>2</sup>	122.058	180	

y方向曲げモーメント

照査は、最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-5参照)

表-5 RC計算結果(4)

My = 162.0kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	2.813	10	
鉄筋 引張側	As = 14.671mm <sup>2</sup>	123.729	100	×
鉄筋 圧縮側	As = 23.265mm <sup>2</sup>	30.048	180	

よって、死荷重作用時のFEM解析結果から、A橋においては耐力をほぼ有する鉄筋量が配筋されているが、B橋の従来設計による鉄筋量では耐力を全く有していないことが分かる。

## (7) 張出床版中央載荷時解析結果に対する既設鉄筋量の妥当性照査

「(2)張出床版中央載荷時の解析結果」でのx方向,y方向曲げモーメントに対し,従来設計による鉄筋量の妥当性を照査する.

## 1) A橋

## x方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-6参照)

表-6 RC計算結果(5)

Mx = 168.1kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	11.053	10	×
鉄筋 引張側	As = 30.863mm <sup>2</sup>	164.222	140	×
鉄筋 圧縮側	As = 25.156mm <sup>2</sup>	90.084	180	

## y方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-7参照)

表-7 RC計算結果(6)

My = 64.3kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	3.673	10	
鉄筋 引張側	As = 30.610mm <sup>2</sup>	65.934	140	
鉄筋 圧縮側	As = 26.750mm <sup>2</sup>	34.070	180	

## 2) B橋

## x方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-8参照)

表-8 RC計算結果(7)

Mx = 809.0kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	12.618	10	×
鉄筋 引張側	As = 22.134mm <sup>2</sup>	429.628	140	×
鉄筋 圧縮側	As = 18.263mm <sup>2</sup>	129.417	180	

## y方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-9参照)

表-9 RC計算結果(8)

My = 201.0kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	3.490	10	
鉄筋 引張側	As = 14.671mm <sup>2</sup>	153.515	140	×
鉄筋 圧縮側	As = 23.265mm <sup>2</sup>	37.282	180	

よって,張出床版中央に活荷重が載荷された場合に,FEM解析した結果,A橋,B橋共に従来設計による鉄筋量では,耐力を有していないことが分かる.

## (8) 主桁支間中央付近載荷時解析結果に対する既設鉄筋量の妥当性照査

「(3)主桁支間中央付近載荷時の解析結果」のx方向,y方向曲げモーメントに対し,従来設計による鉄筋量の妥当性を照査する.

## 1) A橋

## x方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-10参照)

表-10 RC計算結果(9)

Mx = 303.6kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	19.962	10	×
鉄筋 引張側	As = 30.863mm <sup>2</sup>	296.595	140	×
鉄筋 圧縮側	As = 25.156mm <sup>2</sup>	162.698	180	

## y方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-11参照)

表-11 RC計算結果(10)

My = 20.6kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	1.071	10	
鉄筋 引張側	As = 34.881mm <sup>2</sup>	18.408	140	
鉄筋 圧縮側	As = 29.404mm <sup>2</sup>	10.081	180	

## 2) B橋

## x方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-12参照)

表-12 RC計算結果(11)

Mx = 1046.0kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	11.451	10	×
鉄筋 引張側	As = 33.372mm <sup>2</sup>	373.171	140	×
鉄筋 圧縮側	As = 25.630mm <sup>2</sup>	119.061	180	

## y方向曲げモーメント

照査は,最大曲げモーメントが生じている箇所に配筋されている全鉄筋を考慮したRC計算を行う。(表-13参照)

表-13 RC計算結果(12)

My = 191.4kNm	鉄筋量	応力度(N/mm <sup>2</sup> )	許容値(N/mm <sup>2</sup> )	判定
コンクリート	-	3.323	10	
鉄筋 引張側	As = 14.671mm <sup>2</sup>	146.183	140	×
鉄筋 圧縮側	As = 23.265mm <sup>2</sup>	35.501	180	

よって,主桁支間中央付近に活荷重が載荷された場合に,FEM解析した結果,A橋,B橋共に従来設計による鉄筋量では,耐力を有していないことが分かる.

#### 4. 解析結果に対する考察

##### (1) 死荷重作用時解析結果に対する考察

###### 1) x方向について

両橋共に、橋の支間中央付近で最大曲げモーメントを生じている。また、主桁、間詰めコンクリート以外の橋面荷重しか載荷されていないにもかかわらず、大きな曲げが発生している。このことから、主桁の曲げ変形が張出床版の挙動に対し大きく影響していることが推測できる。B橋におけるイメージ図を、図-23に示す。

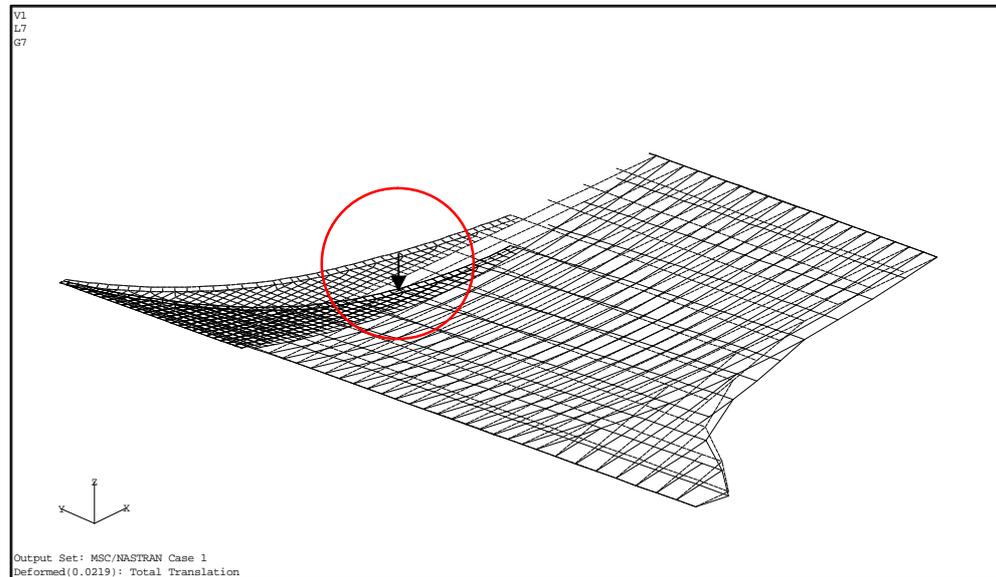


図-23 B橋における曲げ変形イメージ図

###### 2) y方向について

両橋ともに、張出床版中央付近で最大曲げモーメントを生じている。これは、張出床版が支承ラインと主桁ラインにより2辺支持された版の挙動を示している。

##### (2) 張出床版中央載荷時解析結果に対する考察

###### 1) x方向について

死荷重作用時と同様に、両橋共に主桁支間中央付近で最大曲げモーメントが生じている。また、表-14,15に示すように、張出床版中央付近に活荷重が載荷されているにもかかわらず、死荷重作用時に生じた曲げモーメントに対し、大きな変化が見られない。絶対値で見ると、明らかにB橋のほうが大きな断面力が生じているが、比率で比較すると、両者に差がないことが分かる。この原因には、主桁の曲げ変形の影響が非常に卓越していて、活荷重の影響がほとんど見られないということが考えられる。

###### 2) y方向について

死荷重作用時と同様に、両橋共に、張出床版中央付近でy方向の最大曲げモーメントが生じている。また、その大きさは活荷重が張出床版中央付近に載荷されているにもかかわらず、増加の度合いが少ない。この原因として、張出床版中央に載荷した活荷重の影響より、主桁のx方向における曲げ変形の影響が大きく、主桁方向(x方向)に断面力が流れているということが考えられる。

また、表-14,15に示すように、B橋に比べA橋の方が、y方向曲げモーメントの増加割合が大きくなっている。この原因には、パチ部の規模、形状が大きく影響していると考えられる。つまり、A橋の方がパチ部の版厚が薄く、剛度がB橋に比べ劣っており、その分活荷重によるパチ自体のたわみがB橋に比べ数値として大きくできたのではないだろうか。

表-14 A橋における断面力

(kNm)	死荷重時(D)	活荷重時(L)	比率(=L/D)
X方向曲げモーメント	114.0	168.1	1.47
Y方向曲げモーメント	19.3	64.3	3.33

表-15 B橋における断面力

(kNm)	死荷重時(D)	活荷重時(L)	比率(=L/D)
X方向曲げモーメント	763.0	809.0	1.06
Y方向曲げモーメント	162.0	201.0	1.24

## (3) 主桁支間中央付近載荷時解析結果に対する考察

## 1) x方向について

前2ケースと同様に、今回の載荷ケースにおいても、両橋共に主桁支間中央付近で最大曲げモーメントが生じている。また、これまでの前2ケースの解析結果に対する考察から、主桁の曲げ変形が張出床版のx方向の曲げモーメントに大きく影響すると考えられているので、活荷重が支間中央に載荷されている本ケースでは、前2ケースに比べ非常に卓越した最大曲げモーメントが生じている。

## 2) y方向について

前2ケースにおいては、張出床版中央付近にy方向の最大曲げモーメントが生じていたが、今回の載荷ケースではA橋に前2ケースと異なる断面力分布が見られる。その相違点とは、最大曲げモーメントが生じた箇所は張出床版ではなく、その中央付近から主桁近傍へ移動した所になっているということである。この原因には、A橋における張出床版の大きさに対して、支間中央に載荷した活荷重の影響が大きく、活荷重載荷方向に最大曲げモーメント発生箇所が移動したことが考えられる。また、B橋において、最大曲げモーメントが生じた箇所は、前2ケースと同様に張出床版中央付近となっており、ほとんど移行しなかった。この原因には、B橋においては張出床版がy方向の曲げに対する影響が非常に大きく、主桁部に活荷重を載荷した本載荷ケースでは、張出床版内では影響が小さかったことが考えられる。また、B橋の張出床版に曲線が入っていることも、y方向に対する挙動よりも、x方向に対する挙動が非常に卓越している原因なのではないかと考えられる。

## (4) 張出床版配筋に対する考察

これまでの解析結果から張出床版の挙動を見てきたが、全ケースにおいて共通して言えるのは、主桁の曲げ変形が、張出床版内に生じる曲げモーメントに大きく影響しているということである。また、その曲げモーメントの発生仕方だが、主桁方向、地覆平行方向に大きく卓越しており、主桁直角方向への曲げがその分小さくなっている。

従来設計では、図-1で示したように、荷重分担線と張出床版外側ラインとの交点から主桁直角方向に法線を取り、そのスパンに対して片持ち床版を想定し、RC計算を行ってきた。つまり、床版上縁に引張、下縁に圧縮の応力が生じる。しかし、FEM解析をした結果、主桁の曲げ変形と同じ挙動を示し、上縁に圧縮、下縁に引張の応力が発生する。よって、この点で従来設計とFEM解析の相違点が生じ、配筋計画が全く逆になってしまう。また、主桁方向・地覆平行方向の曲げが、従来設計で計算される断面力に対し、非常に大きなものとなっている。従来設計では、図-1で示したように、支点側を単純支持、主桁側を端固定として計算するので、張出床版の外側ラインだけのスパンで計算することになる。しかし、FEM解析では、主桁の曲げに影響されるため、その設計スパンが主桁長と同等の長さになることで、生じる断面力が非常に大きなものとなる。よって、FEM解析結果を考慮した配筋としては、主桁・地覆平行方向の鉄筋が主鉄筋となり、張出床版下縁に全範囲配置し、次に主桁直角方向の鉄筋を計算結果に見合った鉄筋量を配置することになる。

ここで、従来設計における配筋計画とFEM解析結果を踏まえた配筋計画の相違点を、A橋をモデルとしてそれぞれ図-24, 25に示す。

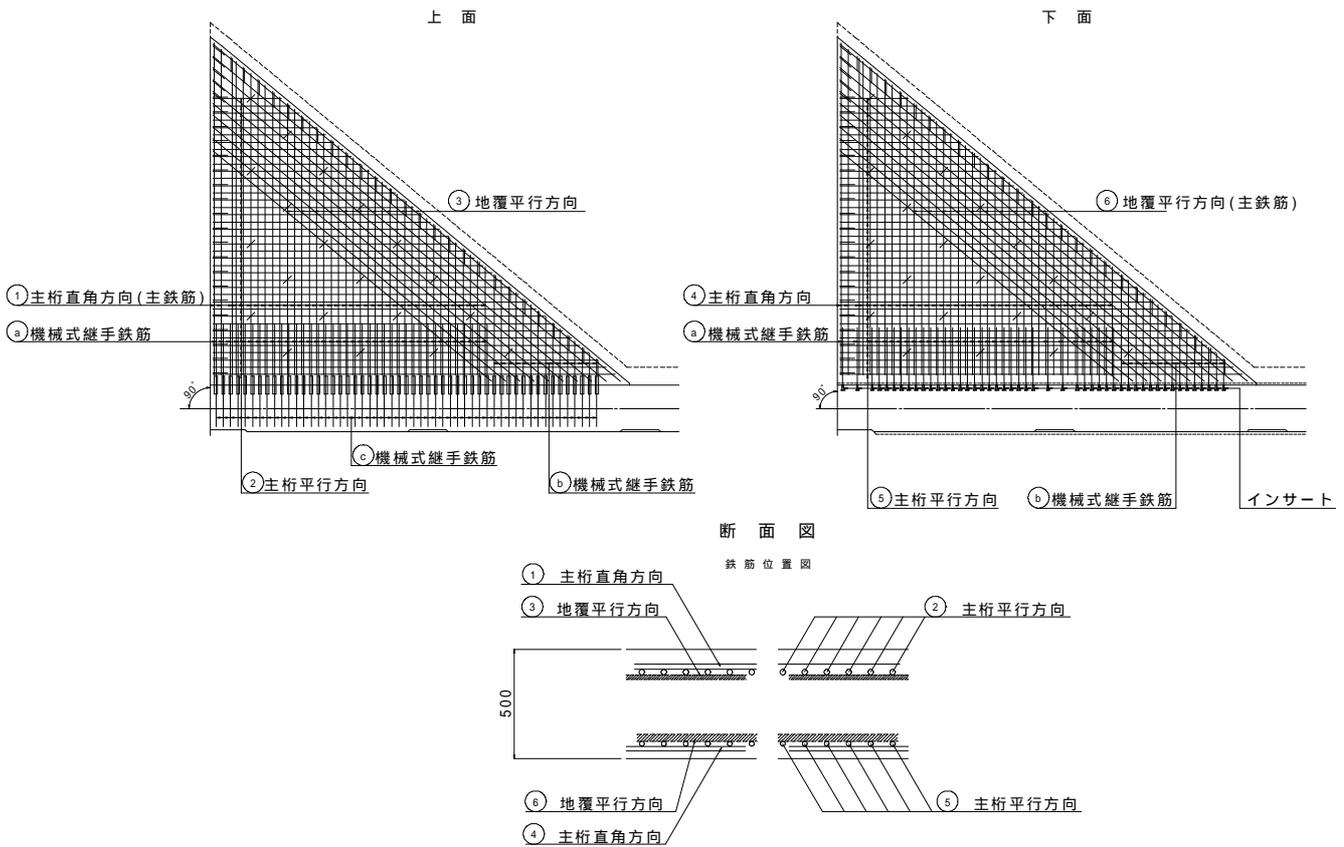


図-24 従来設計における配筋計画

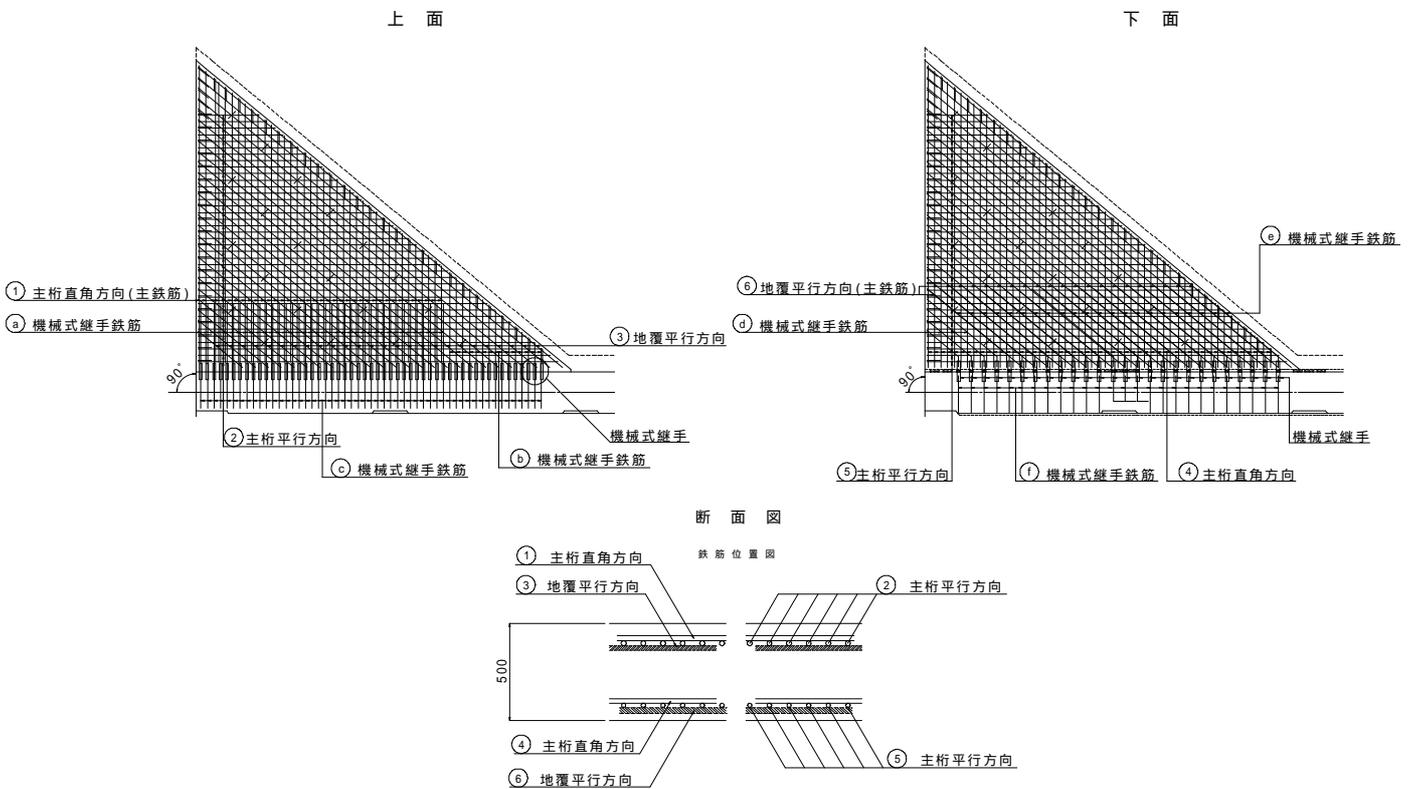


図-25 FEM 解析における配筋計画

## 5. 主桁設計に対する考察

パチ部を有する橋梁の主桁の設計について、従来設計の妥当性を照査するため、FEM 解析で算出された断面力を用いて主桁の設計計算を行う。

## (1) 従来設計による主桁の応力状態

従来設計による主桁の設計は、図-1 で示したように荷重分担線から橋体側の斜線部分を橋体が受け持つと仮定して行う。表 16,17 に A 橋,B 橋それぞれの支間中央における従来設計による主桁の応力度を示す。

表-16 従来設計による応力度(A 橋)

プレストレス導入直後	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	3.76	-1.17	2.58	-1.80	
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-3.52	17.75	14.23	21.00	
設計荷重時	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	15.49	-0.93	14.55	16.00	
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-15.00	14.12	-0.88	-1.80	

表-17 従来設計による応力度(B 橋)

プレストレス導入直後	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	6.26	-2.81	3.46	-1.80	
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-6.64	21.95	15.31	21.00	
設計荷重時	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	15.64	-2.27	13.37	16.00	
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-17.20	17.77	0.56	-1.80	

## (2) FEM 解析結果による主桁の応力状態

FEM 解析結果による主桁の設計は、従来設計に比べ、パチ部全体を荷重として作用させるので、より安全側の設計となり、かつ実際の橋梁に近い全体構造系で計算できる。表 18,19 に A 橋,B 橋それぞれの FEM 解析結果による主桁の応力度を示す。但し、照査位置は互いに異なっており、A 橋については支間中央から A1 側に 0.150m 離れた位置となり、B 橋は支間中央となっている。

表-18 FEM 解析結果による応力度(A 橋)

プレストレス導入直後	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	4.01	-1.44	2.57	-1.80	
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-3.76	18.02	14.26	21.00	
設計荷重時	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	17.22	-1.16	16.06	16.00	×
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-16.69	14.41	-2.28	-1.80	×

表-19 FEM 解析結果による応力度(B 橋)

プレストレス導入直後	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	6.26	-2.81	3.46	-1.80	
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-6.64	21.95	15.31	21.00	
設計荷重時	曲げ応力度	プレストレス応力度	合成応力度	許容値	判定
上縁 cu (N/mm <sup>2</sup> )	15.50	-2.27	13.23	16.00	
下縁 cl (N/mm <sup>2</sup> )	-17.04	17.77	0.73	-1.80	

### (3) 照査結果

従来設計と FEM 解析結果による主桁の応力状態を照査した結果、両者に大きな差はなかった。A 橋については、FEM 解析結果による応力度で、許容値を満たさない箇所があった。しかし、その許容値を超過した応力度は、設計荷重時で上縁  $16.06\text{N/mm}^2$  (許容値  $16.00\text{N/mm}^2$ )、下縁  $-2.28\text{N/mm}^2$  (許容値  $-1.80\text{N/mm}^2$ ) となっており、極僅かである。よって、主桁の設計においては、従来設計で計算を行っても安全性を確保できるレベルにあると考えられる。

## 6. 設計における留意事項

以上の検討を踏まえ、大きなバチ部構造を有する橋梁の計画・設計段階において、留意すべきことをまとめる。

### (1) 張出床版の設計断面(方向)について

張出床版部に着目した場合は、従来設計と FEM 解析の結果を比較すると基本的には主桁直角方向および地覆平行方向に対して設計断面を設ければよい。しかし、従来設計と FEM 解析の結果では、主桁直角方向に対する照査で全く逆の断面力を生じる。つまり、従来設計では、主桁直角方向に法線をとって、そのスパンに対して片持ち梁を想定することで、上縁に引張、下縁に圧縮の応力を生じ、FEM 解析においては主桁の曲げ変形による影響で上縁に圧縮、下縁に引張の応力が生じる。また、橋軸方向(地覆平行方向)についても同様に主桁の曲げ変形による影響が大きく、応力の発生には差違が見られる。

このように、解析方法の違いにより発生応力に大きな差を生じることから、解析方法、モデル化に際しては橋体全体の挙動を考慮に入れるべきか十分検討を要する。

### (2) バチ部の主桁への影響について

従来設計では、はじめに述べたように「バチ部の荷重は、荷重分担線を引き、橋台と主桁で分担する。」という仮定の下で行っている。よって、バチ部の荷重の半分だけを主桁設計に反映していることになる。それに対し、FEM 解析はバチ部全体を荷重として考慮しているため、実際の構造物に近い荷重分配で計算できると考えられる。従来設計および FEM 解析で主桁を設計した結果、従来設計により設計を行っても主桁の安全性を確保できるレベルであることがわかった。

一方、主桁構造に及ぼす影響として、バチ部と外桁をつなぐ鉄筋がある。これは、バチ部内の主桁直角方向の鉄筋径が大きく、それに伴い主桁に埋め込まれる機械式継手等も大きくなり、主桁断面形状を変更しなくてはならない場合があることを意味する。このように、バチ部構造を有する橋梁の設計では、外桁断面形状は主桁の設計計算で決まるだけでなく、バチ部の配筋等の影響を事前に検討しなければならない。

### (3) バチ部の挙動について

これまで述べたように、橋体に占める割合が大きいバチ部を有する橋梁の挙動を FEM 解析により検証した結果、大きなバチ部は橋体全体の挙動の影響が大きく、想定した設計断面以外の部位に想定以上の断面力が発生し、膨大な鉄筋量を配筋することになる。

したがって、図-26 に示すように、橋軸方向(地覆平行方向)に対する鉄筋と主桁接合部における連続性を可能な範囲で確保する構造が望ましい。また、バチ部はプレキャスト桁部の橋体と一体の版としての挙動を示すことから、解析をした 2 橋のようなバチ部を有する橋梁は横締めを主桁部で止めるのではなく、バチ部端部まで伸ばし、プレストレス力を与えて一体性を高めることが良いと考えられる。

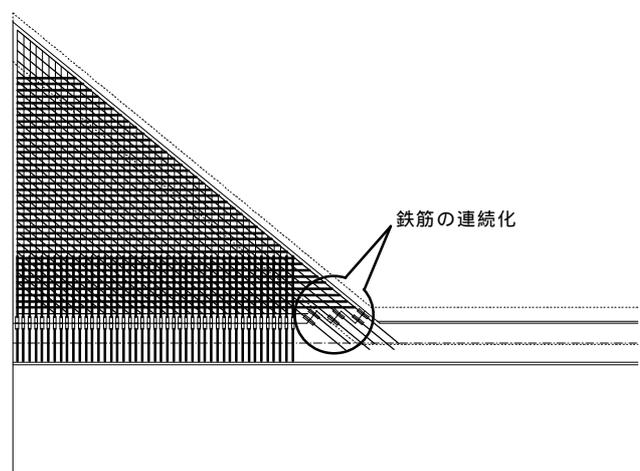


図-26 橋軸方向鉄筋の連続化案

#### (4) パチ部の施工方法について

パチ部の施工方法には、下から支える接地式支保工、主桁からビームを張出し吊り支保工とする等の実績がある。一般的にプレキャスト桁が採用される場合は、桁下空間の使用は困難である場合が多く、張出し吊り支保工が採用されていると思われる。このような場合は、施工と設計で設定した施工手順が異なり、実際の挙動を再現していないことになる。しかしながら、橋体から張出す吊り支保工施工では、プレキャスト桁部の橋体でパチ部コンクリートの荷重を一時的に受け持ち、パチ部コンクリートが硬化し、プレキャスト桁部の橋体と一体となった後に支保工が解体される。このように、パチ部のコンクリート荷重は支保工の解体前後でプレキャスト桁部からパチ部に移行することになり、主桁の曲げ変形による影響は接地式支保工と異なり小さくなると考えられる(主桁はパチ部コンクリート荷重によってたわんだ状態でパチ部構造と一体化する)。したがって、A 橋のパチ部規模より大きい場合でもRC構造で対応できると考えられる。

ただし、プレキャスト桁側の吊り支保工支持点の反力(パチ部コンクリート荷重よりも大きくなる)により、プレキャスト桁の応力状態は接地式支保工に比べ厳しい状態になるため、支保工支持点の反力値に対する照査を実施する必要があるので留意しなければならない。

#### 7. 今後の課題と提案

このように、大きなパチ部構造を有する橋梁の計画・設計に当たっては、橋梁に対する張出部の規模、施工方法、モデルの組み方、主桁への影響等を事前に検討しておく必要がある。

これまでの結果から、以下のことが言える。

- (1) 設計における検討モデルは、A 橋で実施した格子モデルと FEM 解析を比較検討した結果から格子モデルでも十分な精度は得られる。ただし、パチ部の格子部材設定は重要であり、橋体側の部材設定とのバランスに配慮したモデルとする必要がある。

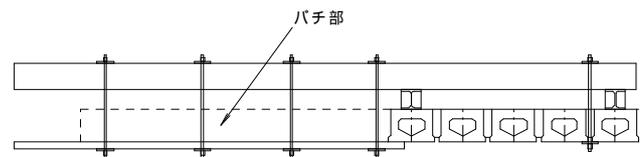
また、橋梁規模が大きな場合は、充実断面のパチ部荷重強度は橋体に比べて大きくなり、プレキャスト桁およびパチ部の負担増となることから、ボイドを配置する等の荷重値軽減策を図ることが望ましい。ボイドの配置は、格子モデルの際の部材設定を明確にするメリットもある。

- (2) 橋軸直角方向は横締めを主桁部で止めるのではなく、パチ部端部まで伸ばし、プレストレス力を与えることで一体性も高まり対応規模の拡大は可能と考えられる。しかし、橋軸方向をPC(PRC)構造とするのは困難であり、RC構造の対応とならざるを得ない。

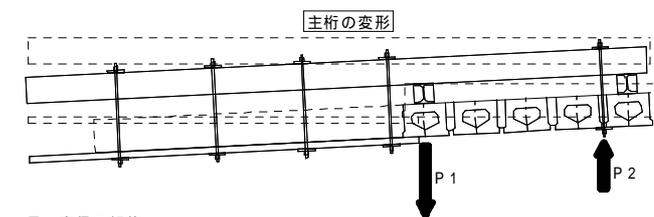
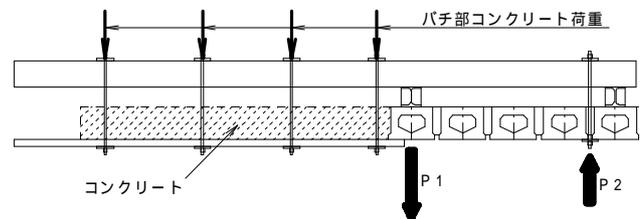
パチ部をRC構造とする場合は、鉄筋の配置上から A 橋のパチ部程度がRC構造として対応できる最大ではないかと考える。したがって、これより大規模なパチ部を有する橋梁を設計する場合は、橋体全体の挙動を考慮した FEM 解析を実施し、その補強方法を検討する必要がある。

- (3) 前述したようにパチ部の施工方法には、接地式支保工および主桁からビームを張出し吊り支保工とする場合が

- 吊り支保工組立 -



- パチ部コンクリート打設 -



- 吊り支保工解体 -

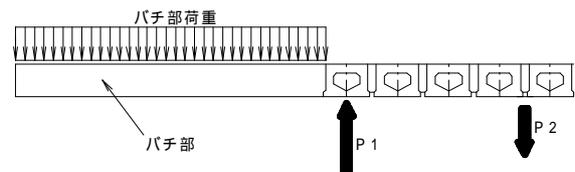


図-27 パチ部施工手順と荷重状態

ある。本稿に示す FEM 解析の施工方法は接地式支保工を想定したモデルである。したがって、バチ部の荷重はプレキャスト桁部とバチ部の一体となった橋体に作用することになる。

一方、張出し吊り支保工の場合は、バチ部の荷重は吊り材を介してプレキャスト桁に作用し、支保工解体により荷重の再分配が起こる。このように、設計対象となる橋梁のバチ部の施工にどの形式を採用するかにより、バチ部に発生する断面力や主桁に対する影響を考慮する必要がある。

最後に、このような大きなバチ構造を計画・設計する際は、バチ部だけに着目するのではなく、今回の解析のように全体構造系の挙動を考慮した検討を行うことが望ましく、十分な耐力を有し、経済的かつ施工性の良い構造となるように努める必要がある。