

## (88) 蟹沢大橋(エクストラロードPC橋)の設計

秋田県土木部道路建設課

日本建設コンサルタント(株)技術五部

第1工区JV(住友建設、ドービー建設工業) 正会員 ○ 田端智也

第2工区JV(銭高組、オリエンタル建設) 正会員 荘司和彦

菊池 稔

志村和紀

### 1. はじめに

蟹沢大橋(仮称)は、大館能代空港(平成10年開港予定)のアクセス道路として計画した、3径間連続エクストラロードPC橋で、この構造形式では、衝原橋(現在施工中)とならんで国内最大支間180mを有する橋梁である。

第5回シンポジウムにおけるサドル部の性能試験の報告に引き続き、本稿では、蟹沢大橋の上部工の設計について報告する。

### 2. 橋梁概要

蟹沢大橋の橋梁諸元を以下に示し、全体一般図を図-1に示す。

事業主体：秋田県

橋種：プレストレストコンクリート道路橋

橋梁形式：3径間連続エクストラロードPC橋

橋長：380.075m

支間：99.275+180.000+99.275m

幅員：17.500~23.000m

平面線形：A=250m, ∞, A=200m, R=300m

主桁形式：2室箱桁

主塔形式：独立2本柱

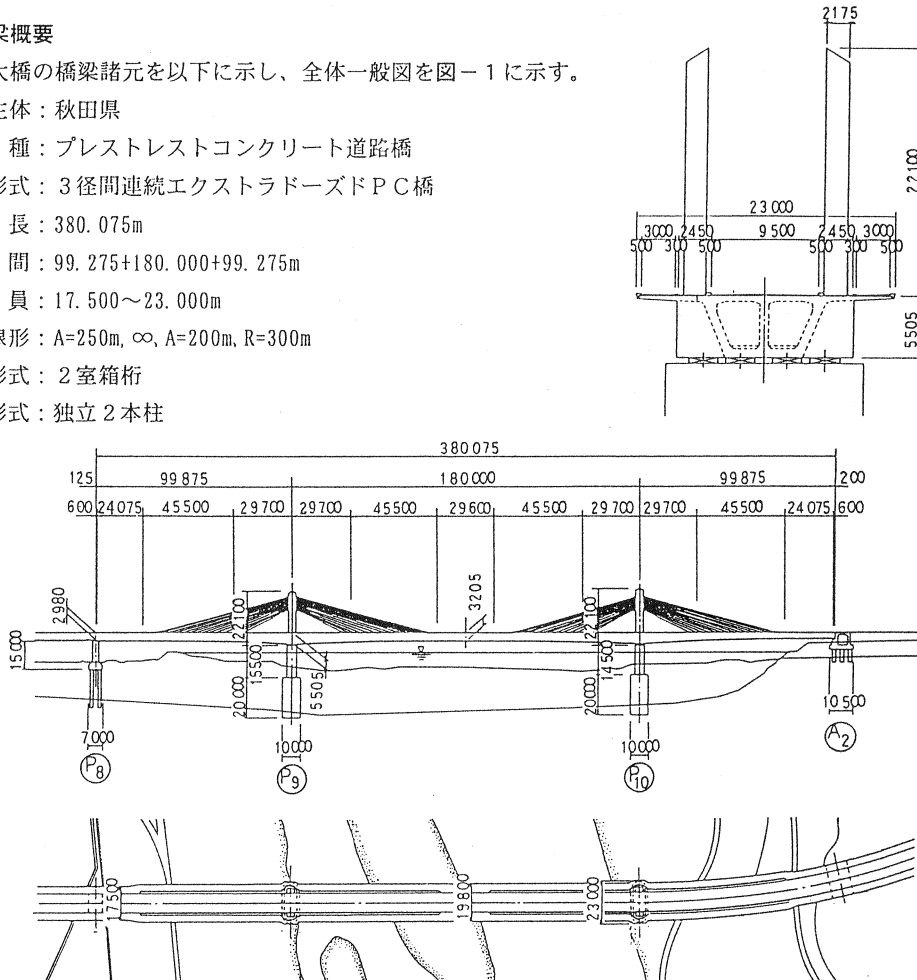


図-1 全体一般図

### 3. 主桁の設計

本橋は斜張橋と異なり斜材定着位置毎に横桁を設けず、斜材を外ウェブに定着し斜材張力を直接主桁に伝える構造となっている。

ここでは、主桁の設計に考慮する斜材張力の有効位置と、各ウェブのせん断力の分担率について述べる。

#### 3-1. 斜材張力の有効位置

構造系全体の設計は、梁部材にモデル化した構造解析で行ったため、外ウェブに定着された斜材の水平力が主桁全断面に有効となる位置を設定する必要があった。

FEM解析モデルとして、図-2に示す橋軸方向には斜材6本分(L=21m)、直角方向には半断面の範囲を設定した。斜材張力の外ウェブと上床版への伝達を考慮するため斜材定着突起はソリッド要素とし、その他の要素はシェル要素とした。斜材張力Pは、施工状態を想定し、先端より1ブロック(3.5m)入った位置に作用させた。

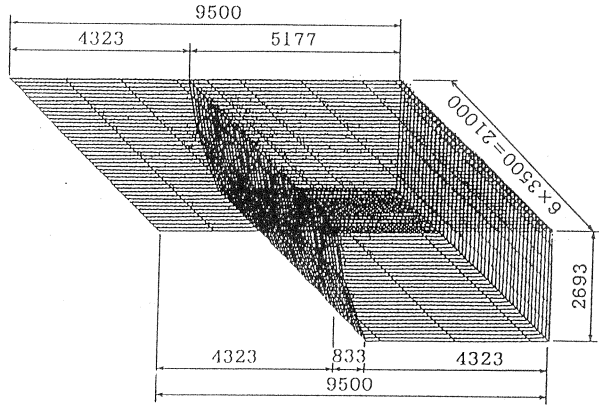


図-2 斜材水平力の分布解析モデル

斜材張力の水平力による圧縮応力度の伝達状態は、図-3に示す通りおおむねスムーズであった。なお、梁部材モデルの圧縮応力を100%とする。

斜材張力を作用させた位置の次の斜材位置(L=3.5m)では、斜材張力作用位置と上床版センターで76%の応力差がみられる。斜材2本離れた位置(L=7.0m)では、ほぼフラットな圧縮応力状態になっており、上床版センターの応力も81%となっている。斜材3本離れた位置(L=10.5m)ではさらにフラットな圧縮応力状態になっており、上床版センターの応力は92%となっている。

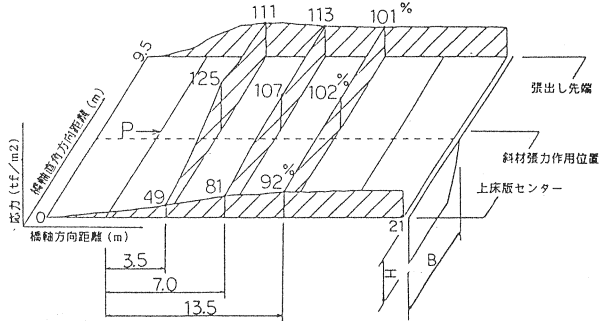


図-3 応力度の伝達状態

また、道示Ⅲに従い桁内プレストレスに対する有効位置を算出すると、L=7.15mとなった。

よって、上床版全体の圧縮応力の伝達状態より、斜材張力の水平力が主桁全断面に有効となる位置は、斜材張力を作用させた位置から斜材2本離れた位置(L=7.0m)とした。

#### 3-2. 各ウェブのせん断力分担率

主桁断面は図-4に示すとおり3主桁で、外ウェブ近傍に斜材張力が導入される2面吊りの構造である。そのため、各ウェブに作用するせん断力が異なると考えられたので、内・外ウェブのせん断力の分担率を算出した。

ここでは、せん断力を各ウェブで等分担する場合(分担率33%)の割り増し係数1.00として、せん断力の割り増し係数を求めた。

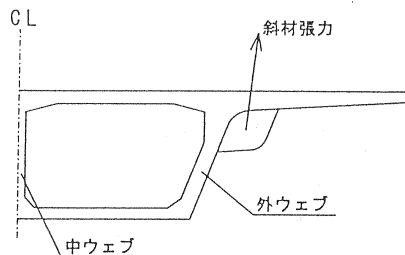


図-4 主桁断面

(1) 設計荷重時

FEM解析は、図-5のモデルで行い、ウェブが受け持つせん断力のみに着目した。

図-6に示す中ウェブ・外ウェブのせん断力の割増し係数は、斜材が定着される8~21BLで、大きな変化を示している。特に横桁付近の変化は大きい、これは横桁により各ウェブの挙動が局部的に拘束されているからと考えられる。

斜材が定着されないブロックの2~7BLと22~23BLの割増し係数は1.0の状態になっている。

斜材が定着されるブロックの割増し係数の最大値は、中ウェブで1.45となり、外ウェブで1.32となった。せん断力の5~10%を床版が受け持つことを考慮し、割増し係数を1.40とした。斜材が定着されないブロックは、等分担とみなして、割増し係数を1.00とした。

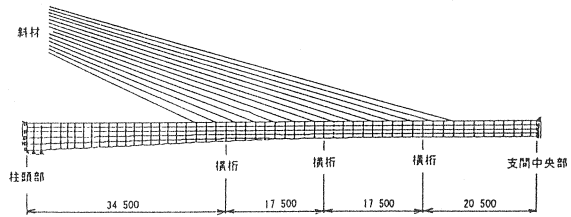


図-5 設計荷重時解析モデル

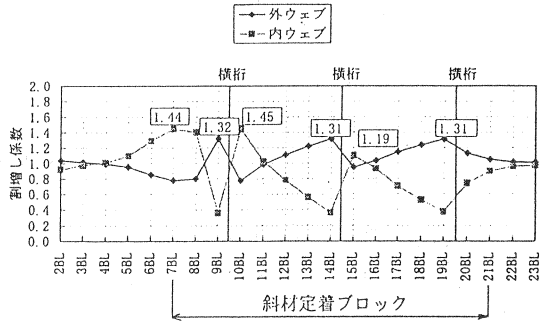


図-6 設計荷重時割増し係数

(2) 張出し施工時

張出し施工時は、桁前面が解放された状態で斜材が緊張されるため、設計荷重時と異なるせん断力の分担率が予想された。そこで、図-7に示す通り、桁先端に集中荷重(ワーゲン+打設コンクリート)が作用した状態で検討を行った。

せん断力の割増し係数は、図-8に示す通り設計荷重時と同様に変化している。

斜材が定着されるブロックの割増し係数の最大値は、中ウェブで1.44、外ウェブで1.54となった。床版が全体の5~10%程度のせん断力を受け持つことを考慮し、割増し係数を1.50とした。斜材が定着されないブロックは、等分担とみなして、割増し係数1.00とした。

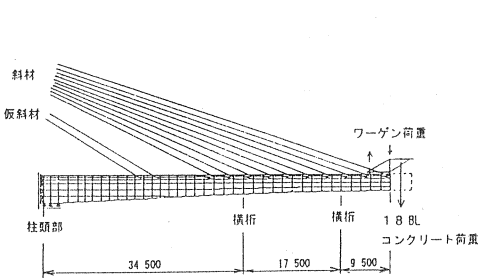


図-7 張出し施工時解析モデル

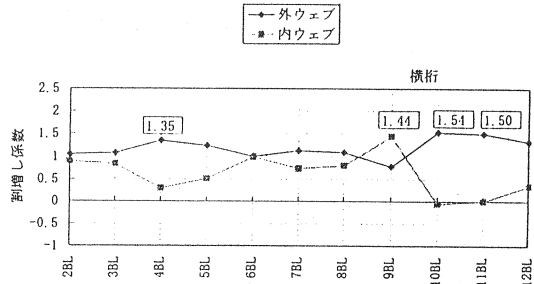


図-8 張出し施工時割増し係数

4. サドル部の設計

サドル構造とは、斜張橋の主塔左右の斜材定着体2基を偏向部(サドル部)1基に置き換え、斜材が主塔内を貫通した構造である。サドル構造を採用した場合、定着体配置間隔による主塔幅の制限を受けないため主塔幅を小さくできる。ここでは、サドル構造の設計とサドル体付近の補強方法について述べる。

#### 4-1. サドル構造の設計

サドル構造には、主塔左右の斜材張力差に対し斜材を固定する機構が必要である。そこで、小田原港橋で採用されたソケット形式のサドルシステムを選定した。37本の斜材システムでソケット形式のサドルシステムを採用した事例がないため、ソケット部の引き抜き試験とサドル模型実験を実施した。その結果を踏まえ、ソケットを主塔内に配置するソケット内蔵方式を採用した。

本橋で採用したサドルシステムを図-9に示す。現場へは、主塔鉄骨に組み込んで搬入する。

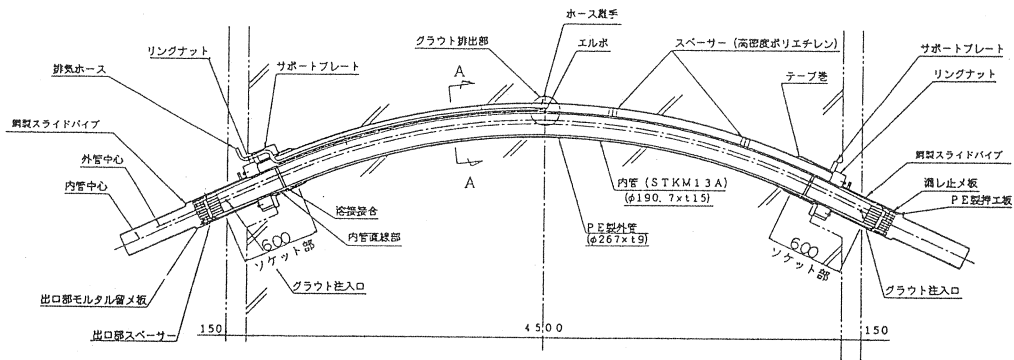


図-9 サドルシステム

斜材張力差の抵抗機構を、図-10に示す。ストランドの張力差は、まず内管内部のグラウトに伝達し、次に左右のソケット部 (内管と一体) に伝わる。

張力差が小さい場合は、内管と外管の摩擦力で張力差を吸収する。それ以上の張力差が生じた時には、反対側のソケット部にネジ定着しているリングナットを介して、コンクリート面に支圧応力として張力差を伝達する構造となっている。

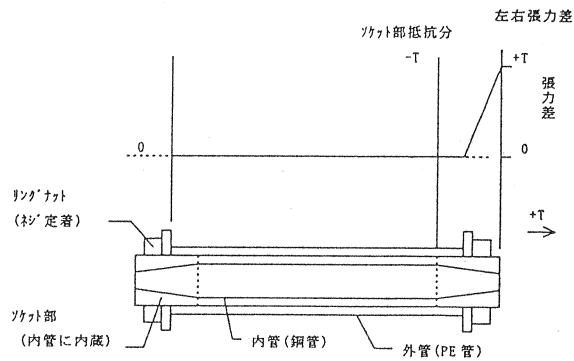


図-10 斜材張力差の抵抗機構

本サドルシステムの特徴を、以下に示す。

- ・ソケット部を内蔵し、スペーサー数を減らすことにより、ケーブル挿入の施工性を高めている。
- ・ソケット部は主塔出口より 400mm程度の突出長で収まり、景観を確保できる。
- ・内管を鋼管、外管をPE管からなる2重管構造として、斜材を取り替え可能にしている。
- ・サドル内のグラウトには、無収縮型、ノンブリージング型の高強度モルタルを使用して、ストランドと内管との付着力を向上させている。
- ・内管出口をテーパ加工して、グラウトと内管との付着力を向上させている。
- ・サドル出口は、自由長部からの変動曲げ応力が集中するため、PE製の多孔スペーサーを配置し、ストランドの相互接触を避け、フレッチングを防止している。
- ・ストランドの相互接触は、ケーブルの不動点となるサドル中央部に集中させ、自由長部からの変動曲げ応力はもちろん軸方向変動応力も最も少なくなり、耐疲労性能を向上させている。

4-2. サドル体付近の補強

サドル部は、斜材を曲げ配置しているため、斜材張力の鉛直分力を受ける。また、斜材配置間隔は500mmと非常に狭いため、図-11に示すモデルによりFEM解析を行った。

割裂応力度の分布を図-12に示す。斜材張力の鉛直分力によって、上下のサドル体の中心線に沿って割裂応力度が発生している。この部分の引張力に対して、D19@150を配置した。

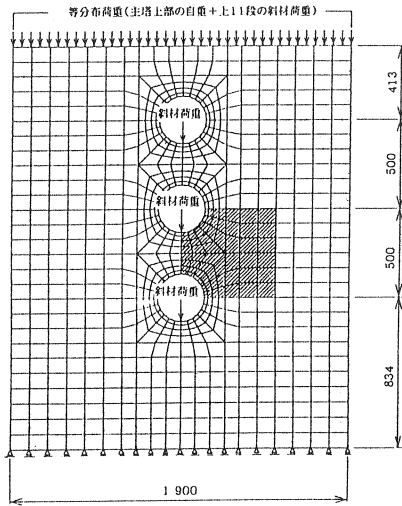


図-11 サドル体付近解析モデル

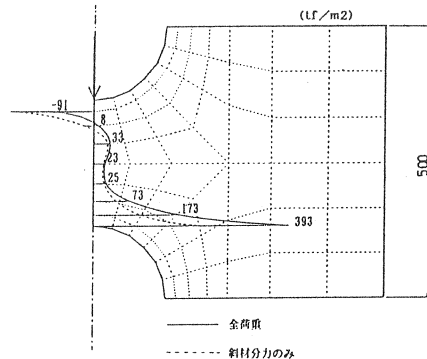


図-12 割裂応力度図

5. 斜材の設計

エクストラドーズPC橋は主塔が低く、活荷重による斜材の応力変動が小さいため(表-1)、桁内PC鋼材と同様に斜材の許容値を0.6Puとしている場合が多い。

本橋は柱頭部に支承を用いた連続構造で、さらに主塔と主桁が剛結されている。そのため、活荷重を載荷した時の柱頭部の回転に伴う主塔の水平変位が大きく、斜材の応力変動が $10.7\text{kg/mm}^2$ (側径間の最上段)と大きい値になった。この斜材の応力変動は斜張橋と同程度であるため、設計荷重時の斜材の許容値を斜張橋と同じ0.4Puとした。また、施工時の許容値は、0.6Puとした。

表-1 活荷重による斜材の応力変動

エクストラドーズPC橋

橋名	発注者	径間数	中央径間長(m)	柱頭部支持形式	応力変動(kgf/mm <sup>2</sup> )	許容値
小田原港橋	道路公団	3	122.0	剛結	3.8	0.6Pu
銜原橋	"	"	180.0	"	4.2	"
蟹沢大橋	秋田県	"	180.0	支承	10.7	0.4Pu

斜張橋

橋名	発注者	径間数	中央径間長(m)	柱頭部支持形式	応力変動(kgf/mm <sup>2</sup> )	許容値
ツインハープ橋	北海道	3	140.0	支承	9.6	0.4Pu
東名足柄橋	道路公団	"	185.0	"	12.8	"
青森大橋	JR東日本	"	240.0	"	13.2	"

設計荷重時の斜材1ケーブル当たりの最大張力は383.3tfである。よって、斜材システムには37S15.2を使用した。また、主桁側の斜材定着システムには、ディビダークステイケーブルシステムを採用した。

### 6. 支承の設計

P9, P10の支点反力は最大12,000tfである。支承形式は、縦断線形上の支承高の制約、地震時の橋脚への水平力分散、温度変化・クリープ等の不静定力への対応から、反力分散形式のゴム支承とした。さらに、3,000tfクラスのゴム支承の施工実績により、橋脚上の支承は4個とした。

P10橋脚上では、平面線形の影響による各支承の反力差が大きい。よって、各支承の反力を均等化し支承形状を小さくするために、支承配置の検討を行った。

各支承の反力は、平面線形の影響による荷重の偏載を考慮して、立体フレームにより算出した。

支承を上部工センターに対し左右対称に配置すると、各支承の反力に1.6倍の差が生じた。そこで、支承の配置センターを図-13に

示す通り600mm曲線の内側に移動し、各支承の反力を整えた。この時、曲線内側の支承で反力最大3,220tfとなり、曲線外側の支承で反力最小2,940tfとなった。

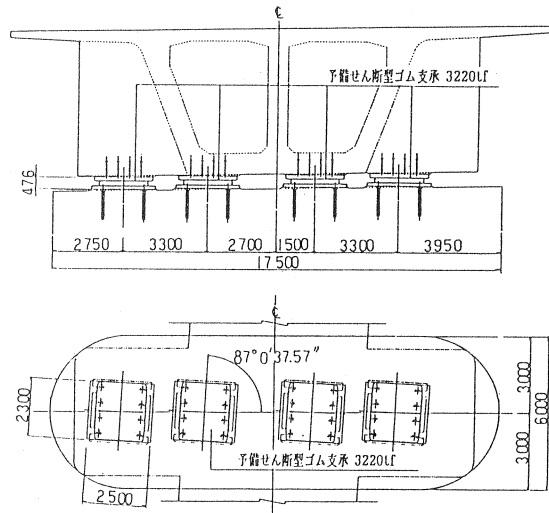


図-13 P10支承配置

### 7. おわりに

ここでは、本橋の設計に関し、特徴的な所を抜粋してその概要を述べたが、本文が今後この種の橋梁形式の設計の参考資料となれば幸いである。

最後に、設計、施工の諸課題に対して適切なお助言をいただいた「蟹沢大橋設計施工検討委員会」の委員の皆様へ厚く感謝の意を表します。

### 参考文献

- 1) 池田紘之・三原英之：3径間エクストラードP C橋 蟹沢大橋、橋梁, 1995, 10
- 2) 小野寺勇・今泉安雄・春日昭夫・岡本裕昭：エクストラードP C橋の計画と設計(西湘バイパス小田原港橋)、プレストレストコンクリート, Vol. 35, No3, May, 1993
- 3) 細野宏巳・岡崎新太郎・三原英之・渡辺孝司：蟹沢大橋(エクストラードP C橋)におけるサドル部の性能試験、P C技術協会第5回シンポジウム, 1995. 10