

場所打ちによる超高強度繊維補強コンクリート製道路橋の設計

鹿島建設(株)	正会員	○伊藤 康輔
電気化学工業(株)		別府 教
鹿島建設(株)		森田 遼
鹿島建設(株)	正会員	一宮 利通

1. はじめに

新潟県糸魚川市に位置する小滝川発電所では、発電設備のリニューアルに伴い建造後約100年経過したアプローチ橋の架け替えが行われた。この新設橋梁は、世界で初めて超高強度繊維補強コンクリートを場所打ちで施工する道路橋である(写真-1)。本報文は、本橋特有の設計課題とその解決方法、設計の検証として実施した特殊解析について報告する。

2. 工事概要

2.1 全体概要

工 事 名：小滝川発電所2号機リニューアル橋梁架け替え工事

発 注 者：電気化学工業株式会社青海工場

設 計 者：鹿島建設株式会社土木設計本部

施 工 者：鹿島建設株式会社北陸支店

工事場所：新潟県糸魚川市

工 期：2013(H25)年10月～2014(H26)年4月(橋梁工事分)

工事内容：【上部工】単純PCポストテンション方式T桁橋
橋長39.0m，幅員4.0m(有効幅員)

【下部工】逆T式橋台2基



写真-1 現場全景

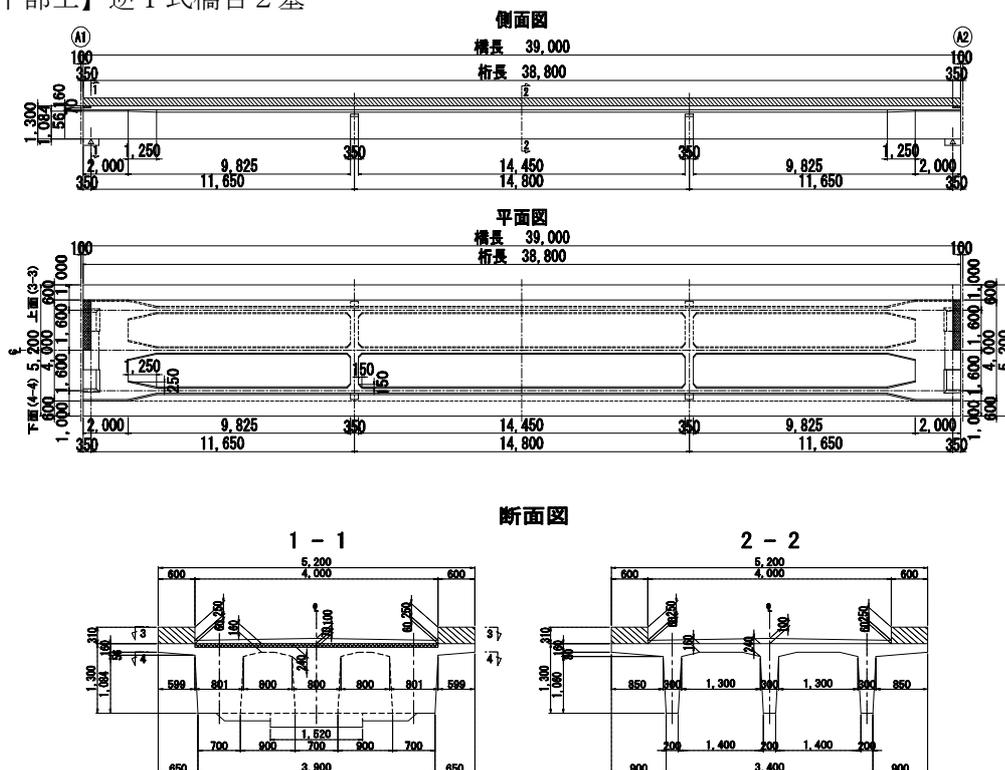


図-1 上部工構造図

2.2 構造概要

構造一般図を図-1に、本橋上部工の構造概要を図-2に示す。

(1) 主桁コンクリート

主桁には、 150N/mm^2 以上の圧縮強度と 5N/mm^2 以上の引張強度を有し、化学的に緻密化された硬化体を形成するエトリングait生成系超高強度繊維補強コンクリート（以下、AFt系UFC）を使用した。本材料を橋梁本体に使用した施工実績は数例あるが、いずれもプレキャスト方式により製作・架設されたものであった。しかし、本工事の架橋地点が山間部のため、大型のプレキャスト部材を運搬する工事用道路の確保が不可能であることから、場所打ちにより架設することとなった。

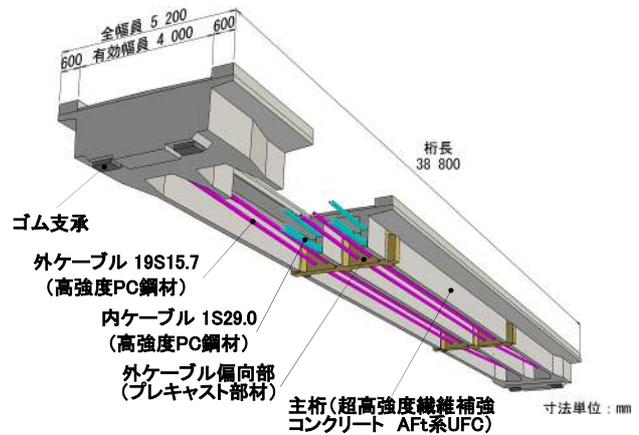


図-2 上部工の構造概要

(2) PC鋼材

PC鋼材の配置方式は、内外ケーブル併用方式とし、配置本数が低減し、断面のスリム化が可能となる高強度PC鋼材を内外ケーブルともに採用した。なお、PC鋼材の防錆仕様は、内ケーブル（19本より線1S29.0）については、プレグラウトタイプとし、外ケーブル（7本より線19S15.7）については、内部充てん型エポキシ被覆ストランドをポリエチレン管内に配置し、セメントグラウトにて充てんすることとした。

3. 設計概要

本橋の上部工の設計において特徴的な項目について次項より示す。

3.1 AFt系UFCの設計値

AFt系UFCの設計値を表-1に示す。ここで、「場所打ち」に示す数値については、これまでの研究成果と現場での養生条件を踏まえて決定した。設計基準強度については、標準養生が行えないため、「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）」¹⁾の適用範囲である下限強度の 150N/mm^2 に設定し、これを確保できる現場養生方法を別途検討した。なお、クリープ係数は、「超高強度繊維補強コンクリート「サクセム」の技術評価報告書」²⁾に示される $\phi = 0.7$ だけではなく、初の場所打ちであることも考慮して、有効プレストレス算定時に安全側となるように高強度コンクリートの設定値である $\phi = 1.2$ も勘案し安全性を確認することとした。

表-1 AFt系UFCの設計値

項目	単位	場所打ち	工場製作
圧縮強度 (設計基準強度)	N/mm^2	150	180
曲げ圧縮応力度の制限値 (許容曲げ圧縮応力度)	N/mm^2	90	108
ひび割れ発生強度 (許容曲げ引張応力度、 許容斜引張応力度)	N/mm^2	4.0	8.0
引張強度	N/mm^2	6.5	8.8
ヤング係数	N/mm^2	4.35×10^4	4.60×10^4
乾燥収縮度	—	400×10^{-6}	50×10^{-6}
クリープ係数	—	0.7, 1.2	0.7

3.2 荷重

設計荷重は、活荷重として発電所の設備工事で使用する揚重機（120tクレーン）荷重と道路橋示方書（以下、道示）A活荷重を、雪荷重として設計要領〔道路編〕（平成24年4月 北陸地方整備局）に基づき150mm程度の圧雪荷重と2.8mの積雪荷重を考慮することとし、これ以外は道示に準拠した。

3.3 3次元FEM解析による局部応力の照査

外ケーブルが定着される端部横桁と偏向部を有する中間横桁に生じる局部応力を3次元FEM解析により検討した。

(1) 解析モデル

構造中心および支間中央部を対称条件とした1/4モデルとした。図-3に解析モデルを示す。

(2) 荷重条件

外ケーブル緊張力が最大となる施工中の外ケーブル緊張直後の荷重状態として、主桁自重、内ケーブルプレストレス、外ケーブルプレストレスを考慮した。検討の結果、端部横桁および中間横桁ともに横締めPC鋼材が必要となったことから、最終的にはこれらも荷重として考慮した。

(3) 解析結果

端部横桁および中間横桁ともに通常の梁理論では把握できない橋軸直角方向に顕著な引張応力が生じることがわかった。外ケーブル定着位置等の調整や部材寸法増による対策を試みたが、現実的な寸法増による対策のみでは許容値を満足しなかったため、いずれの横桁にも横締めPC鋼材を配置することとした。横締めPC鋼材は、縦締め内ケーブルと同じプレグラウトタイプの1S29.0高強度PC鋼材とした。

中間横桁部の解析結果を図-4に示す。

(4) 中間横桁のプレキャスト化

中間横桁部は施工中に作用する主桁下縁の大きな橋軸方向圧縮力により、下縁直角方向に過大な引張応力が生じた。これに対し、部材の増し厚や横締めPC鋼材の追加で対処するのは不合理であると考えられたため、現場施工の合理化・省力化の観点もあわせて場所打ちよりも高い引張強度を見込める工場製作によるプレキャスト部材とした。写真-2にプレキャスト部材の製作状況を示す。

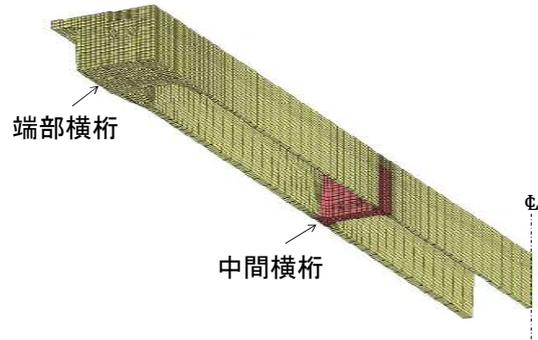


図-3 解析モデル

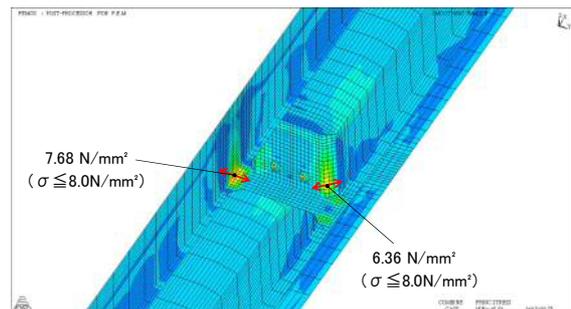


図-4 解析結果 (中間横桁部)



写真-2 プレキャスト中間横桁の製作状況

3.4 複合非線形解析による終局時の照査

本橋は、軽量化と部材数量の最小化を図るため、主桁断面を極限までスリム化した。このため、たわみ量が比較的大きく、外ケーブルの偏心量の変化も著しいことから、桁の応力度や耐力に影響を与える可能性があった。そこで、材料非線形性および幾何学的非線形性の両方を考慮できるファイバー要素を用いた複合非線形解析プログラム「SLAP」³⁾を使用して終局荷重作用時の挙動を確認し、安全性の検証を行った。

(1) 解析モデル

解析モデルは、外ケーブルを部材評価し、主桁は内ケーブルを含めたファイバー要素とした。偏向部は剛体とし、外ケーブルと鉛直分力を伝達するバネ要素で接続した。図-5に解析モデル図を示す。

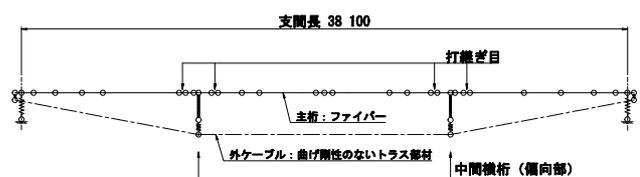


図-5 複合非線形解析モデル

(2) 荷重条件

自重 (D1) , 橋面荷重 (地覆, 舗装, 高欄) (D2) , 内ケーブルプレストレス力 (Ps1) , 外ケーブ

ルプレストレス力 (Ps2) , 雪荷重 (SW1) , 活荷重 (L) を考慮し, 主方向の設計における最も厳しい終局荷重作用時の荷重組み合わせから, 以下のように定めた。

$$(D1+D2+L) \times \alpha + Ps1+Ps2+SW1$$

ここで, α は荷重係数であり, 道示の終局時の荷重組合せでは $\alpha=1.7$ である。

(3) 解析結果

解析の結果を以下にまとめる。

表-2 に示すとおり, 破壊時 (支間中央部の桁上縁が終局ひずみ $\epsilon_{cu}=3500\mu$ に達する時点) の荷重係数は, 死荷重と活荷重の合計値の2.029倍であり, 道示に規定されている終局時の荷重組合せの1.7倍および主方向設計における曲げ耐力 (1.97倍) を上回った。

図-6 のとおり, 終局時の外ケーブルの張力増加は約434N/mm²となった。このときの応力状態は第1降伏点の手前であり降伏には至っていない。

図-7 のとおり, 外ケーブル偏心量は, 桁下縁が引張応力を負担できなくなるひずみ ($\epsilon_2=-0.00479$) を超えるところ ($\alpha=1.940$) から大きく減少し始める。これと張力増加分が相殺され, 断面耐力における外ケーブル寄与分は減少する。しかし, 主桁の変形による外ケーブルの張力増加に伴い主桁に作用する軸力が増加することで, 桁要素の曲げ耐力が増加し, 構造物全体の耐力は増加する。

(4) まとめ

極めて変形しやすい外ケーブル構造では, 桁のたわみ量が桁の応力度や耐力に与える影響が無視できない。本橋においては, 材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した照査を行い, それらの影響を精査した。その結果, 構造物全体の耐力は増加することが分かり, 終局時の安全性を確認することができた。

4. おわりに

本報では, Aft系UFCを場所打ち施工した事例として, 橋長39mの道路橋の設計概要について報告した。本報が今後の同種工事の参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針 (案) , 2004
- 2) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリート「サクセム」の技術評価報告書, 技術推進ライブラリーNo. 3, 2006.11
- 3) 沖見他：複合非線形フレーム解析システムの開発, 土木学会誌, Vol. 80, 1995

表-2 荷重係数

荷重係数 α	備考
1.000	(D1+D2+Lmax) × 1.0+Ps1+Ps2+SW1
1.700	道示による終局荷重作用時の荷重係数 [(D1+D2+Lmax) × 1.7+Ps1+Ps2+SW1]
1.902	内ケーブル 第1降伏点 ($\sigma_s=1747\text{N/mm}^2, \epsilon_s=0.008$) をこえる
1.940	主桁下縁引張0に達する ($\sigma=0.0\text{N/mm}^2, \epsilon_s=-0.00479$)
1.970	曲げ耐力 (破壊抵抗曲げモーメントを荷重係数換算したもの)
2.002	内ケーブル 第2降伏点 ($\sigma_s=1930\text{N/mm}^2, \epsilon_s=0.015$) をこえる
2.029	主桁上縁 $\epsilon_{cu}=0.0035$ に達する

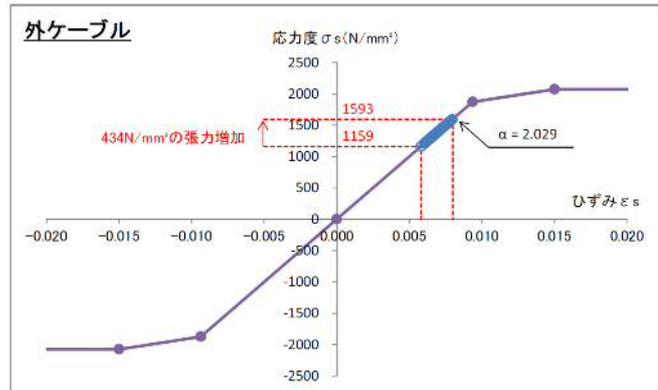


図-6 外ケーブルの応力履歴

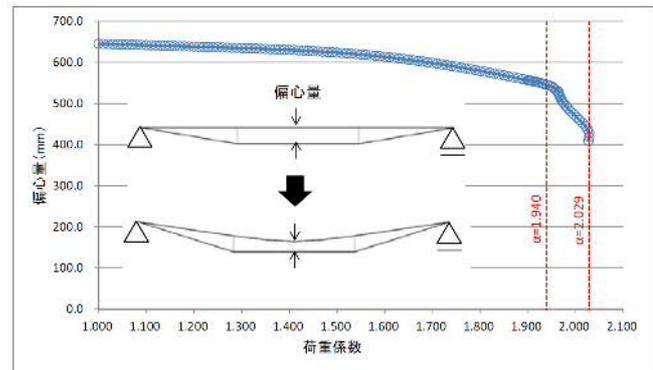


図-7 外ケーブル偏心量の変化