

コンクリート橋の耐久性向上を目指した革新的な設計コンセプト

著：Johannes Berger, Sebastian Bruschetini-Ambro, Johann Kollegger

訳：プレストレストコンクリート海外部会*

本紙では、鉄筋を配置せずプラスチックシースにより完全に保護されたPC鋼材のみを配置したコンクリート橋の建設を提案する。このような橋梁では、構造物の寿命に対して鉄筋腐食は決定要因とはならず、コンクリートの耐久性のみに依存することとなる。プラスチックシースとキャップによりPC鋼材と定着体を完全に保護することで、供用限界状態および終局限界状態における要求性能を満足する。また、鉄筋を配置していないため床版防水の必要はなく、舗装および地覆も必要なくなる。この橋梁建設のコンセプトは中小橋梁に適用可能であり、コンクリート橋の持続性および耐久性に革新をもたらすものである。

本工法はすでにオーストリアのザルツブルグ州、Grossarl 溪谷にある Egg-Graben 橋への適用実績がある。実施工に先立ち、供用性やじん性、耐荷性能の実用上の諸数値を得るための大型模型実験を実施した。

キーワード：耐久性、プレストレッシング、大型模型実験、コンクリート橋、電氣的に絶縁したPC鋼材の配置、プラスチックシース

1. はじめに

従来コンクリート橋で実施されてきた床版防水は、機能が不十分であることが分かってきた。橋面へ凍結防止剤を散布すると、ひび割れから構造物内部へ塩分が浸透してしまう可能性がある。そのため、床版防水の補修に加え、舗装も定期的な補修が必要である。このような定期的なメンテナンスは高コストの原因となり、補修工事中の交通渋滞も引き起こす。本紙で紹介する研究プロジェクトは、コンクリート橋の長寿命化をもたらすと同時に補修頻度を減少させる技術を開発することを目的としている。

2. 研究プログラム

コンクリート橋の耐久性向上を目的に、「鉄筋、床版防水および舗装を必要としないプレストレストコンクリート橋」の研究プロジェクトに着手した。より高耐久なコンクリート橋を目指すには、以下のような特性を有するコンクリート橋の建設が必要である。

- 橋梁にはプレストレスを導入し、鉄筋を配置しない。
- PC鋼材および定着部は、プラスチックシースおよび樹脂製キャップにより完全に保護する。
- 腐食の危険にさらされる鉄筋を配置しないため、床

版防水を必要としない。

- 床版防水を保護するための舗装が必要ない。舗装の代わりに、構造の一部として橋面上に高品質のコンクリートを打設する。
- 地覆に相当するエッジビームは橋梁本体と一体構造とする。
- 小スパンの橋梁では、インテグラル橋梁として設計可能である。

鉄筋、床版防水、伸縮装置およびエッジビームの省略により、建設時の材料コストの削減とともに将来的な保守・メンテナンスコストの削減をもたらすことから、従来の橋梁と比較し、本橋梁は高い経済性を示すことが期待できる。

2.1 大型模型実験

供用性、じん性および耐荷性能の実用上の諸数値を得るために大型模型実験を実施した(図-1)。供試体は、Egg-Graben 橋を参考に設計した。供試体寸法は、長さ15.3m×幅0.63m×高さ0.5m、有効支間長は7.5mである。荷重は中間支点から2.5mの位置に載荷した。プレストレス導入のために、プラスチックシースおよび完全に保護した定着体を有するポストテンション・システム(1570/1770、断面積150mm²のストランド7本)を用いた。供試体コンクリートはC30/37とした。PC鋼材

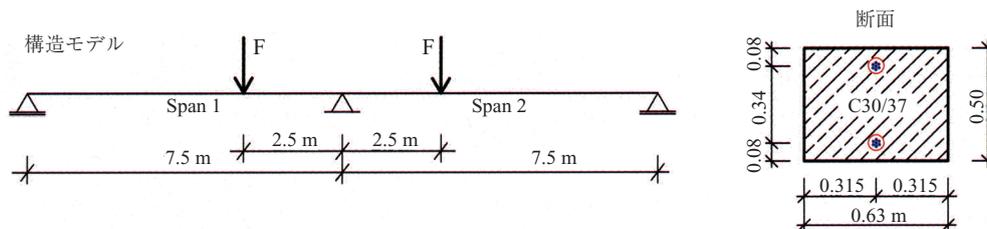


図 - 1 実験供試体

○ 海外文献 ○

は直線配置とし、端部から 1.5 m の位置で曲げ上げた。また、定着部には割裂防止のため補強筋を配置した。

(1) 荷重変位関係

載荷試験は変位制御で漸増載荷とし、ひび割れの進展を記録した。C30/37 コンクリートの引張強度 2.9 N/mm² から計算したひび割れ発生曲げモーメントは 302 kNm であったが、実際のひび割れ発生曲げモーメントは、中間支点上で -448 kNm、支間部で 363 kNm であった。ひび割れ発生時の供試体の挙動は、非常に興味深いものであった。中間支点上でのひび割れ発生荷重は 285 kN であり、それまでの荷重-変位関係には、図 - 2 に示すように線形性がみられた。中間支点上でのひび割れ発生以降も、荷重-変位関係には線形性が確認できるものの、中間支点上の断面剛性の変化により内力が再分配されたため、勾配は緩やかになった。その後、支間部でひび割れ発生が確認される 420 kN まで荷重を増加させた。支間部でのひび割れ発生以降は、荷重変位関係の線形性は失われ、急激に変位が増大した。荷重は最終的には 656 kN に達し、最大変位は 21 mm、たわみ支間比は 1/357 であった。破壊荷重に達したことは、曲げせん断ひび割れの発生、コンクリートの圧壊 (spalling) とたわみの急激な増加によって確認した。

(2) ひび割れパターン

中間支点上に発生した初期ひび割れは、幅 0.05 mm、長さ 0.1 m であった。さらに荷重を 285 kN から 420 kN へ増加させると支間部にもひび割れが発生し、中間支点上のひび割れは、幅 0.5 mm、長さ 0.3 m に達した。支間

部のひび割れは幅 0.05 mm、長さ 0.10 m であった。

656 kN で供試体が破壊したとき、最大ひび割れ幅は 2 mm、最大ひび割れ長さは 0.37 m であった。また、その時の平均ひび割れ間隔は 0.35 m、最大間隔は 0.40 m、最小間隔は 0.22 m であった (図 - 3)。中間支点上では、コンクリートの圧壊がはっきりと確認できた。

(3) コンクリートおよび PC 鋼材のひずみ

ひずみ-曲率の関係を測定するため、コンクリートの弾性係数を 33 000 N/mm² として、死荷重およびプレストレスによるひずみを計算した。供試体が終局状態に至るまでのコンクリートおよび PC 鋼材の計測ひずみを図 - 4 に示す。中間支点上の圧縮領域では、モーメントが -448 kNm ($\epsilon_c = -0.73\%$) に達するまで、曲率の増加は線形的であった。その後、コンクリートの圧縮ひずみは、最大値の $\epsilon_{c,u} = -4.21\%$ に達するまで非線形的に増加した。

プレストレス導入時の PC 鋼材のひずみは $\epsilon_{p,0} = 6.10\%$ であり、載荷試験中の最大ひずみは $\epsilon_{p,u} = 10.19\%$ であった。

支間部では、載荷位置にてひずみを計測した。圧縮縁のひずみは、両支間ともモーメント 363 kNm、コンクリートの圧縮ひずみ $\epsilon_c = -0.67\%$ まで線形的な挙動を示した。コンクリートの最大圧縮ひずみは $\epsilon_{c,u} = -2.29\%$ で、その時の曲げモーメントは 640 kNm であった。引張側の PC 鋼材のひずみは両支間で異なる挙動を示した。支間 2 に比べ支間 1 では、ひび割れ発生までのひずみ増加が大きく、ひび割れ発生後はこれと反対の挙動が顕著

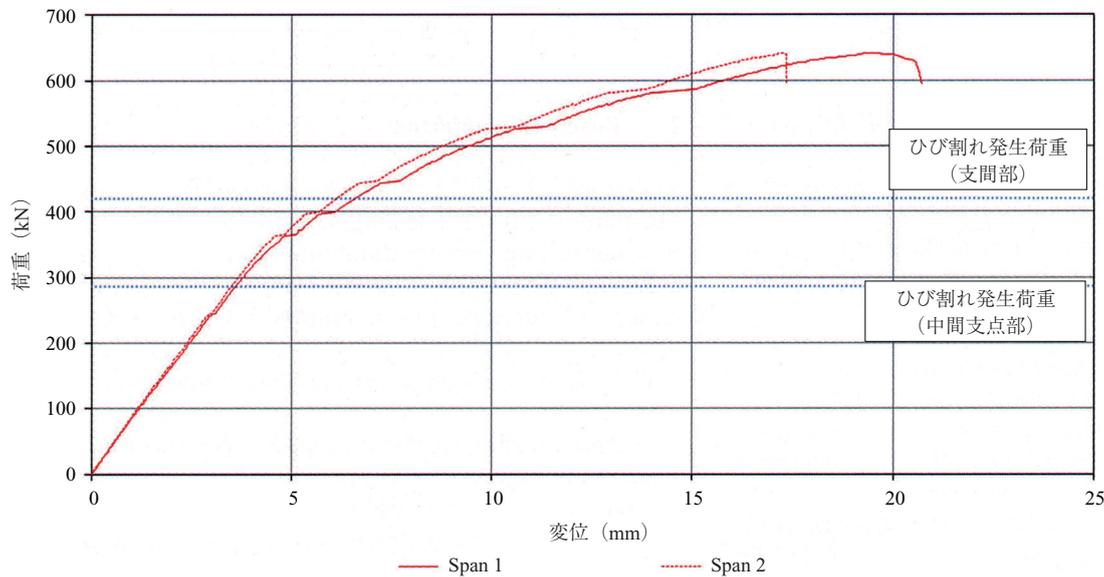


図 - 2 荷重-変位関係

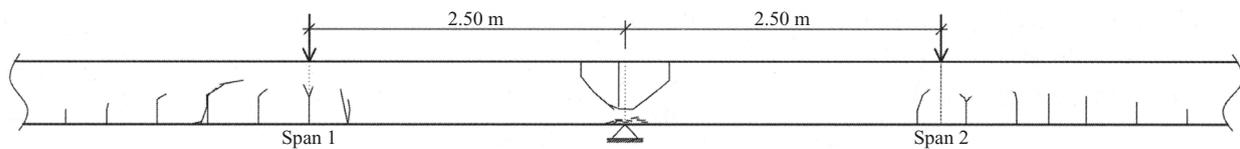


図 - 3 破壊時のひび割れ分布

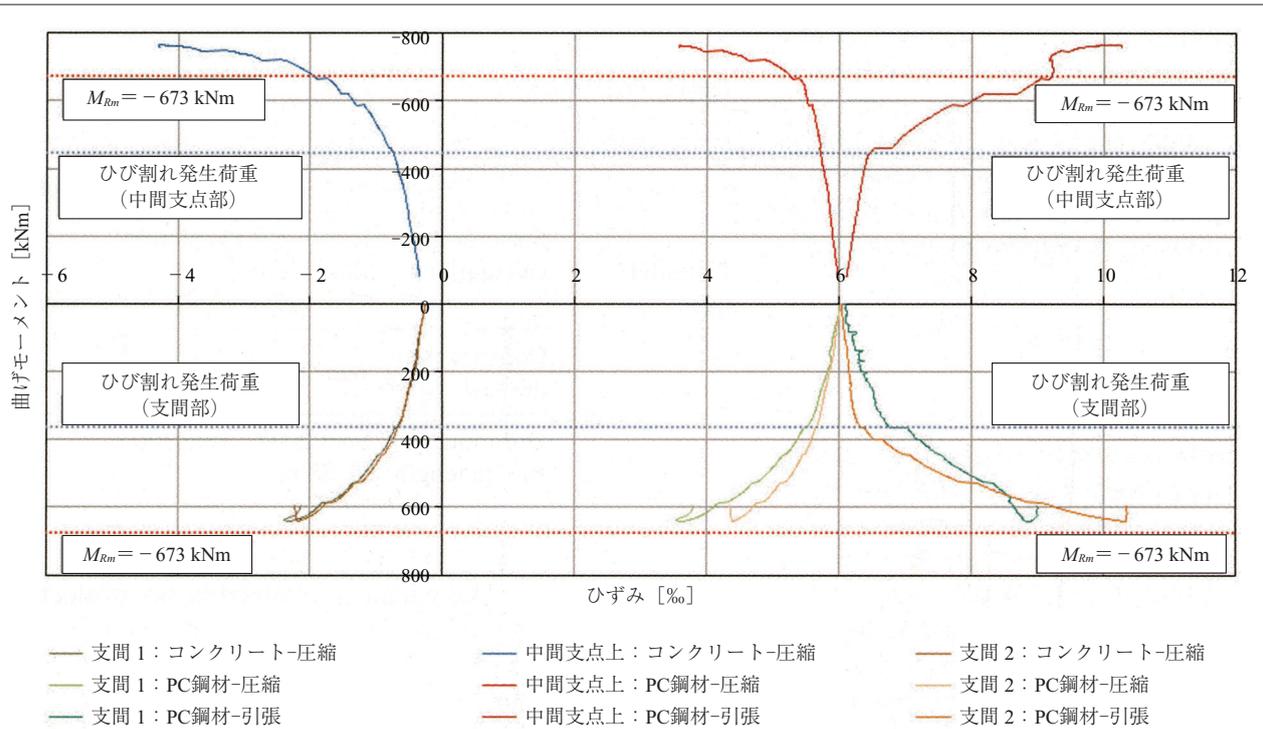


図 - 4 曲げモーメント-ひずみ関係

となった。最大ひずみは $\epsilon_{p,u} = 10.27\%$ となった。圧縮領域の PC 鋼材ひずみも同様であった。

(4) 曲げモーメント-曲率関係

曲げモーメント-曲率関係を図 - 5 に示す。この関係から、供試体の断面剛性の変化が分かる。中間支点上では、ひび割れが発生するまでは弾性挙動 [$\kappa = M/EI$ ($E_c = 33\,000\text{ N/mm}^2$)] を示しており、ひび割れ発生後は急激な剛性低下がみられた。ひび割れ後の剛性は、 EI (II) (ひび割れ発生前の約 1/9) でほぼ一定となることが確認できた。中間支点上での最大曲率は $\kappa = -0.0195\text{ m}^{-1}$

であった。ひずみと同様に両支間での挙動は異なるものであり、ひび割れ発生前は支間 1 に比べ支間 2 の曲率が大きくなり、ひび割れ発生後は反対の挙動となった。

2.2 実験的研究の結果

ひび割れを発生させないコンクリート橋の建設は、ここで述べるシステムを用いることで可能となる。鉄筋を配置しない設計手法は EC 2 などの設計基準でも述べられており、構造物の供用性、じん性、耐荷力は、実験的に確認されている。また、鉄筋がなく PC 鋼材だけを配置したような構造物も、同様に終局状態でじん性のある

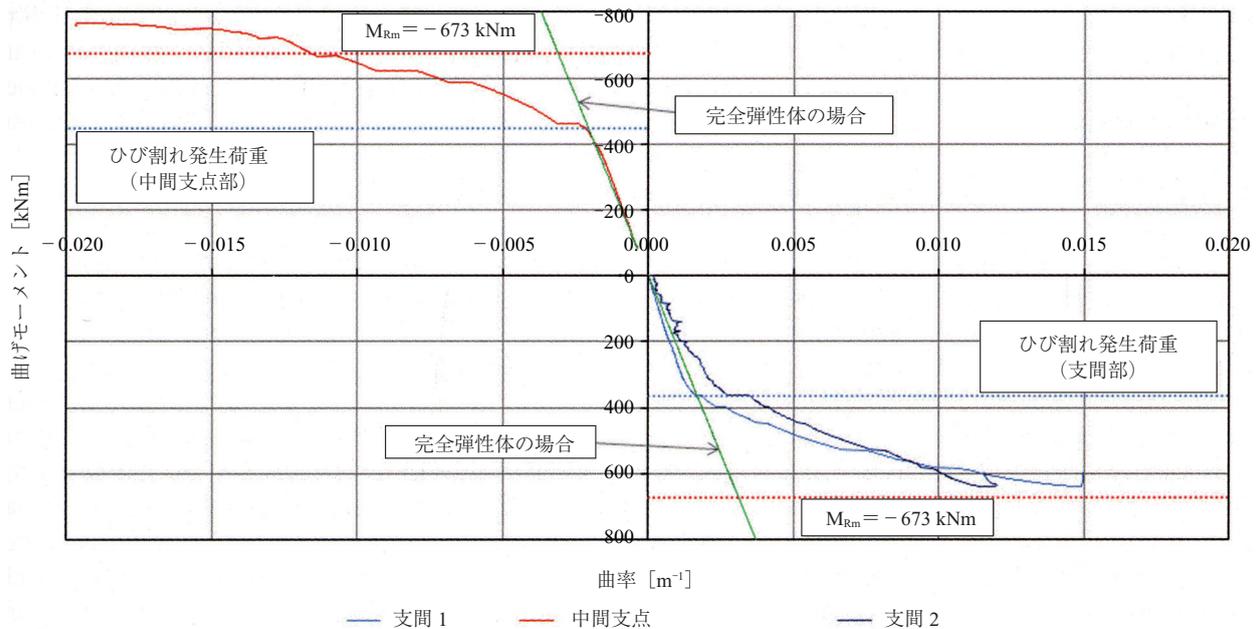


図 - 5 曲げモーメント-曲率 ($M\phi$) 関係

○ 海外文献 ○

挙動を示すことが確認されている。RC 構造物の設計で要求される破壊メカニズムであるたわみの増大とひび割れの進展、その後のコンクリートの圧壊が、実験によって確認されている。実験で得られた破壊荷重と計算によって求まる破壊荷重を比較すると、両者はよく一致した。

3. Egg-Graben 橋

Egg-Graben 橋は、オーストリアで初めて上部工に鉄筋を配置しない構造を採用した PC 橋である。この橋は、ザルツブルグ州（オーストリア）の Grossarl 渓谷に、“L109-Grossarl” へのアクセス道路橋として建設された。本プロジェクトに関する諸元を表 - 1 および表 - 2 に示す（訳者注：表 - 1 および表 - 2 はニュアンスの誤認を防ぐために原文のままとした）。

表 - 1 プロジェクト参加者

Client :	Province of Salzburg
Contractor :	ALPINE Bau GmbH
Tensioning :	Grund-Pfahl-und Sonderbau GmbH
Research :	Vienna University of Technology

表 - 2 プロジェクト情報

Planning team	Concept:	Dipl.-Ing. Franz Brandauer Prof. Dr.-Ing. Johann Kollegger
	Structural Calculation:	Institute for Structural Engineering, Vienna University of Technology
	Construction Design:	BauCon ZT GmbH, Zell am See
Project data	Duration:	Sept. 2007 ~ Dec. 2009
	Bridge length:	50.68 m

3.1 橋梁設計

Egg-Graben 橋の架設地点には断層があり、両橋台の岩質が異なる。また一方の橋台はこの断層面に部分的にかかっている。これらの特殊な地質条件と地形の険しさのため、渓谷中に橋脚を設けることは困難であることから、1 スパンで架けられるアーチ構造が採用された。アーチ基部の標高が異なり、死荷重によって左右非対称の変形が発生する可能性があったため、多角形アーチ形状とした。基本設計の段階で、温度変化や収縮により大きな拘

束力が発生することが判明したため、橋台堅壁と上部工とをゴム支承によって分離することにしたが、これはインテグラル橋梁に関するザルツブルグ州建設局の基準を満足するものではなかった。設計においては、スイスの Schwandbach 橋（1933 年）が大いに参考となった。Robert Maillart 設計のその橋梁は、支間長 37.4 m、部材厚 0.2 m のアーチを有する非常にスレンダーな曲線橋であり、1984 年から歴史的建造物として保護されている。

3.2 施工

安定した岩盤上に斜角 30° で橋台を設置した。橋台背面土と上部工との境界部には踏掛版を設置し、上部工とステンレス鉄筋で接続した。多角形アーチ構造である Egg-Graben 橋の側面図を図 - 6 に示す。

アーチリブの平面形状は Schwandbach 橋を参考に、山側は直線、谷側は床版に合わせて曲線とした。アーチリブ厚さは基部で 0.5 m とし、3.50 m 区間で 0.40 m に変化させ、そこから 0.4 m で一定とした。2 つの鉛直材の高さはそれぞれ 3.25 m および 3.70 m とし、厚さは 0.16 m で共通とした。鉛直材は道路線形の曲線に合わせて谷側に大きく張り出した。上部工は橋台、鉛直材、アーチクラウンの 5 点支持かつ両端が片持ち状態の連続 PC 床版構造とし、道路線形と同じく曲率半径 50 m でカーブさせた。橋長 $L = 2.37 + 7.97 + 7.97 + 14.03 + 7.97 + 7.97 + 2.42 = 50.68$ m、全幅 $W = 9.5$ m、床版厚 $D = 0.50$ m とした。標準断面寸法を図 - 7 に示す。

3.3 構造解析

オーストリア規格である ÖNORM EN1991-2 に規定されているとおり、本橋設計時における荷重は Eurocode に準ずることとし、死荷重、風荷重、温度荷重、その他特殊荷重、交通荷重を考慮した。設計上の外力は、道路交通に関連するさまざまな影響を考慮して決定しており、交通荷重として用いたロードモデル 1 (LM1) では、特殊車両荷重を無視している。

複雑な幾何学形状のため、断面力の算出には 3 次元 FEM を用いた。3 次元モデルは実構造物形状を忠実に再現した（横断勾配のみ非考慮）。また、1 m ピッチの格点構造を有するフレーム解析を用いて結果の検証を行った。双方ともモデルは線形弾性体とした。

(1) 上部工の鋼材配置

構造物の安全性および供用性の確保を目的に、上床版

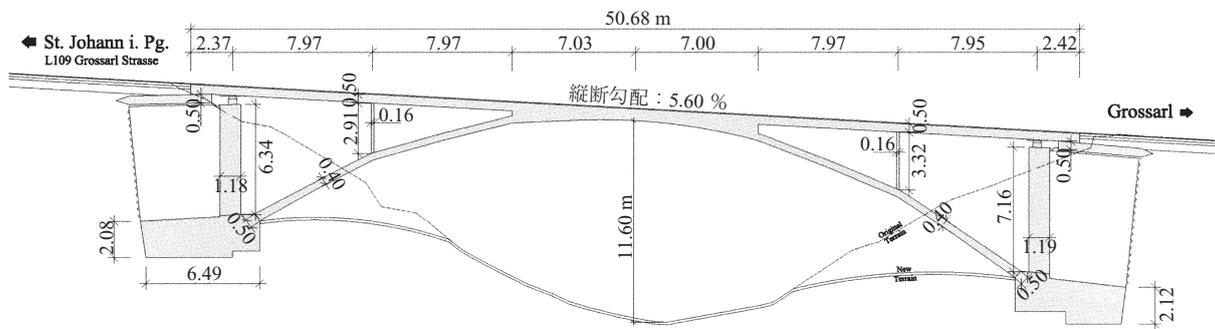


図 - 6 橋梁側面図

○ 海外文献 ○

サーを設置し、PC鋼材を適切な位置に配置した（図-8）。



図 - 8 PC鋼材支持部詳細

ETA (European Technical Approval) におけるシースの支持間隔の最大値は0.8 mである。本橋では鋼材の配置間隔（橋軸方向：0.63 m，橋軸直角方向：0.50 m）に合わせてPC鋼材の交点で支持した。モルタル製スペーサーとシースが平らな面で接触するように、リブ付シースに半円形のプラスチック製支持具を取り付けた。シースの交点がぐらつかずに安定するように、支持具とモルタル製スペーサーを樹脂製の結束線で固定し網目状に組み立てた（図-9）。



図 - 9 PC鋼材配置状況

コンクリート打設前にシース内に鋼材を挿入した。コンクリート1 m³あたりPC鋼材を85 kg配置している。これはコンクリート打設による浮力に相当するため、鉛直方向に対してはシースを固定していない。また、割裂防止として定着部にのみステンレス鉄筋を配置した（図-10）。

コンクリートの水和反応による温度上昇を低減するため、RRS (Radically Reduced Shrinkage) コンクリート [C30/37 (56)] を採用した。このコンクリートは材齢56日で設計強度に達するものであり（オーストリア規格ÖNORM B 4710）、強度発現が遅いため発熱速度も遅くなる。水和反応後の温度降下とコンクリートの収縮により



図 - 10 PC定着部補強鉄筋（ステンレス鉄筋）

上部工が短縮しても、両支点部が可動支承で支持されていることから、アーチクラウンや支間中央部に拘束応力は発生しない。また、施工時期である秋期の気象条件も有利に作用した。

2009年9月15日、午前6:45から12時間かけて上部工のコンクリートを打設した。天気は良好で、打設時の気温は5～20℃であった。図-11のように打設足場を組み立ててコンクリートを打設した。打設直後の急激な乾燥を防ぐため、コンクリート表面に皮膜養生剤を散布した。



図 - 11 コンクリート打設状況

コンクリート打設後2日で最終緊張力の25%まで緊張し、材齢13日に最終緊張力まで緊張した。緊張作業はどちらも横締め鋼材から行った。緊張作業完了後、ダクト内にグラウトを注入した。プレストレスによる圧縮応力は、橋軸方向に8.0 N/mm²、横方向に5.0 N/mm²である。

型枠解体はコンクリート打設後1カ月より開始した。

自重による支間中央でのたわみは設計値と同等の 4.0 mm であった。完成写真を図 - 12, 13 に示す。本橋梁に要した費用は、1 063 304 ユーロ (VAT : 20 %)、橋面積 1 m² あたり 2 209 ユーロであった。



図 - 12 完成写真 (橋梁下面より)



図 - 13 完成写真

3.5 電氣的に絶縁した鋼材配置

PC 鋼材は電氣的に絶縁するように配置した。プラスチックシースと樹脂製の定着具キャップを併用した本システムは、電気抵抗を測定することで PC 鋼材の健全性についてのモニタリングを可能とした。PC 鋼材を電氣的に絶縁状態とし、電気抵抗を確認することにより、耐用期間中の PC 鋼材の健全性は容易に調査できる。

電気抵抗の低下はダクト内に水分が侵入したことを示すため、この数値を測定することで PC 鋼材の健全性を

モニタリングすることができる。電気抵抗は、PC 鋼材と測定用に設置した鉄筋との間のインピーダンスから算出する。

Egg-Graben 橋ではこれまでに 5 回計測を行った。構造鉄筋が配置されていないため、補強鉄筋として配置したステンレス鉄筋を計測した。平均すると電気抵抗の測定結果は 7 500 kΩm (6 800 ~ 10 000 kΩm) に達していた。湿気や雨量、温度や季節等の環境条件によって結果にばらつきは生じるものの、発注者の要求する電気抵抗の最低値 300 kΩm を大きく上回っていた。プラスチックシースの水密性の高さにより、この高い電気抵抗値を確保できた。将来的に継続して測定できるように計器を設置した。

4. ま と め

鉄筋を配置しないプレストレストコンクリート橋は、供用限界状態および終局限界状態の要求性能を満足する。鉄筋が腐食しない場合、橋梁の耐久性はコンクリートの耐久性のみに依存する。プラスチックシースにより完全に保護された PC 鋼材を配置したプレストレストコンクリート橋梁では、鉄筋による補強は必要ない。この新しい発想は、中小橋梁に適用可能であり、高い耐久性を有する橋梁の建設に新しい展望を開くものである。コンクリート構造の耐久性向上に向け、ウイーン工科大学構造工学研究所 (the Institute for Structural Engineering, Vienna University of Technology) で数年の研究期間を要した。研究の結果、腐食の影響を受けやすい鉄筋を配置することなくコンクリート構造物を構築することは、効果的であることが分かった。この技術は、広範囲な実験的研究とさまざまなシミュレーションによって実現可能であることが証明された。本工法は技術革新に関心のある発注者の協力により、Egg-Graben 橋において初めて適用された。

謝 辞

本工法の検討は、the Fundamental Research Funds for the Central Universities の助力を得て行った。

＊：プレストレストコンクリート海外部会委員
 藤田 知高 (㈱ ビーエス三菱)
 水谷亮太郎 (㈱ 銭高組)
 前川 敦 (首都高速道路 ㈱)
 山崎 啓治 (鹿島建設 ㈱)
 池上浩太郎 (㈱ IHI インフラ建設)

【2011 年 11 月 24 日受付】