

## グアダロルセ川と A-92 号, 道路を跨ぐマラガの高架橋, スペイン

著：Óscar Ramón Ramos Gutiérrez, Marcos J. Pantaleón Prieto, Guillermo Ortega Carreras  
Cristina Gaité González, José Manuel Martínez García, Rubén Magán Ocaña  
訳：会誌編集委員会海外部会\*

グアダロルセ高架橋はアンテケラから南スペインのベナデロスエナモラドスを繋ぐ高速鉄道の一部として建設された支間 51.25 m, 径間数 49 径間, 橋長 2525.5 m の高架橋である。スペイン国内のこのタイプの橋では最長の橋の一つであり, 中程度の地震リスク地帯 (medium-risk seismic zone) に位置している。上部工は, 桁高 3.4 m でポストテンション方式一室箱桁橋である。A-92 号道路を跨ぐメインスパンは支間が 90 m で, 2 つの鋼タイドアーチによって補強されている。メインスパンは, その前後の径間と同様に, 桁高 3.4 m の鋼-コンクリート複合構造の箱桁である。固定点は, 摩擦や制動荷重および高架橋の長さによって誘発される橋軸方向の地震力に対応するため, 橋梁の中間域に位置するデルタ型のポストテンションコンクリート橋脚によって支持されている。したがって, 伸縮装置は橋台にのみ設置されている。スパンバイスパン架設は, 2 基の移動支保工を両側の橋台から同時にデルタ型の橋脚に向かって移動させ行われた。架設中には仮固定点が必要となったため, 移動支保工の前方の橋脚に設けた。本橋は, 現在建設中である (2014 年 2 月現在\*訳注)。

キーワード：ポストテンション方式箱桁, 鋼タイドアーチ, 仮固定点, 移動支保工, デルタ型橋脚

### 1. はじめに

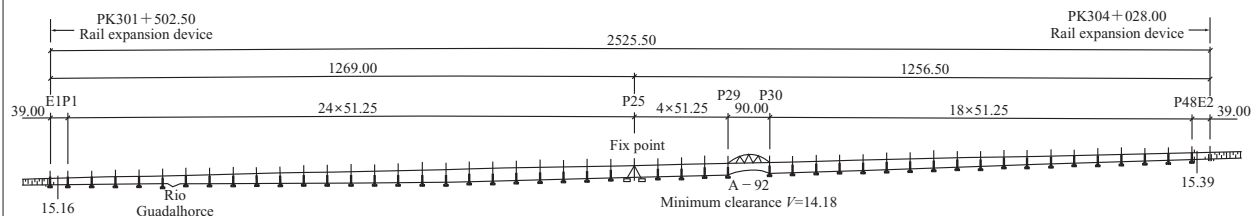
グアダロルセ高架橋プロジェクトの必要性は, アンテケラ-グラナダ間高速鉄道線への道を確保するために生じた。本橋は, グアダロルセ川の氾濫原に位置しているため, このような大規模な橋長を必要としている。高架橋建設の主な課題は, 桁下を横切る A-92 号道路上を架橋することと, 長大な橋長により生じる水平方向力である。これらの課題を解決するため, 鋼タイドアーチとデルタ型のポストテンションコンクリート橋脚が設計され, 構造に組み込まれた (図 - 1)。

本橋の縦断勾配は 2.5 % の一定勾配である。平面線形は, 初めに  $R = 3\ 100\text{ m}$  の左カーブ, 続いて 2 つのクロソイド曲線がつづき, 最後に  $R = 2\ 200\text{ m}$  の右カーブとなっている。上床版は, バラストを含む 10.1 m 幅の 2 列

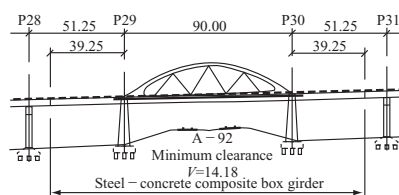


図 - 1 橋梁全景

の軌道と点検用の歩道および整備のための設備で構成されており, 総幅員が 14.0 m である。これはスペインの高



(a) 全体側面図



(b) メインスパン側面図

図 - 2 グアダロルセ高架橋側面図

速鉄道の標準的な構成である<sup>1)</sup>。橋梁は、ポストテンション方式PC箱桁と鋼-コンクリート複合箱桁の二つのセクションで構成された連続桁で、桁高は3.4 mの等桁高である(図-2)。

## 2. ポストテンション方式PC箱桁

グアダロルセ高架橋は、橋長2 525.5 mという長さやA-92号道路を跨ぐ長大スパンを有するなどの特徴がある。そのため、A-92号道路を跨ぐ箇所とその他の箇所と、二つの異なる上部工構造が採用されている。総径間数は50径間で、A-92号道路を跨ぐ支間長90.0 mの1径間と、支間51.25 mの標準部49径間で構成されている。

標準部は桁高3.4 mのポストテンション方式一室箱桁である。桁高支間比は1:15で、このタイプの橋梁では一般的である<sup>2~4)</sup>。PC鋼材は、直径15.2 mmの鋼線27本で構成されており、引張強度は1 860 N/mm<sup>2</sup>である。配置されているPC鋼材は、上部工に作用する曲げモーメントに対応するため、鉛直方向に一列に並べて配置されている。

## 3. メインスパン

本橋梁のメインスパンは、鋼タイドアーチ構造である。サグは17 mで、サグ:スパン長は1:5である。斜角は美観を考慮し、本橋梁の線形と下を通るA-92号道路により決定された。両アーチ間の距離は16 mで、アーチは側面にスリットがあり、断面は1.5 m × 1.5 mである。トラス構造は、各アーチ6本の斜材(直径1 m、厚さ20~30 mm)により形成される。このスパンおよび前後の

スパンの上部工は鋼-コンクリート複合箱桁である。箱桁は高さ3.4 mで一定であり、上フランジ幅7.0 m、下フランジ幅5.5 mの斜めウェブ構造である。張出し床版長は3.5 mである。RC床版厚は、構造中心で0.45 m、ウェブ上で0.375 m、張出し先端で0.20 mである。

支点部における下フランジの安定性向上および鋼板の厚さ減少のために複合構造が採用された。このタイプの構造はすでに他の橋梁における実績がある<sup>5)</sup>。このスパンは橋軸方向の2つのタイ(幅1.95 m)により接合される。これらは主桁の両側に配置され、引張部材として機能し、アーチトラスに接合される。定着リブは20 m間隔で設置され、それにより鋼箱桁と接続される(図-3)。

## 4. 橋脚

上部工は48本のRC橋脚により支えられる。橋脚高さは最大で27 mであり、橋梁は平野に設置されるため、すべての橋脚がほぼ同じ高さである。

標準部の橋脚は、橋軸直角方向に4.5 m、橋軸方向に3.0 mの楕円形断面である。橋脚の上側4 mは支承を設置するため、徐々に広がりをもつ形状である。

アーチを支える橋脚は、スパンの両側に位置する。それぞれラーメン橋脚であり、2つの脚柱は鉄筋コンクリート、梁はポストテンション方式PCであり、その上に鋼箱桁が設置される。脚柱は高さ約23 m、断面は長方形であり基部から頂部にかけて寸法が減少する形状となっている。橋脚頂部の橋軸方向の幅は4.0 m、橋軸直角方向の幅は3.0 mである。それに対し基部では橋軸方向の幅

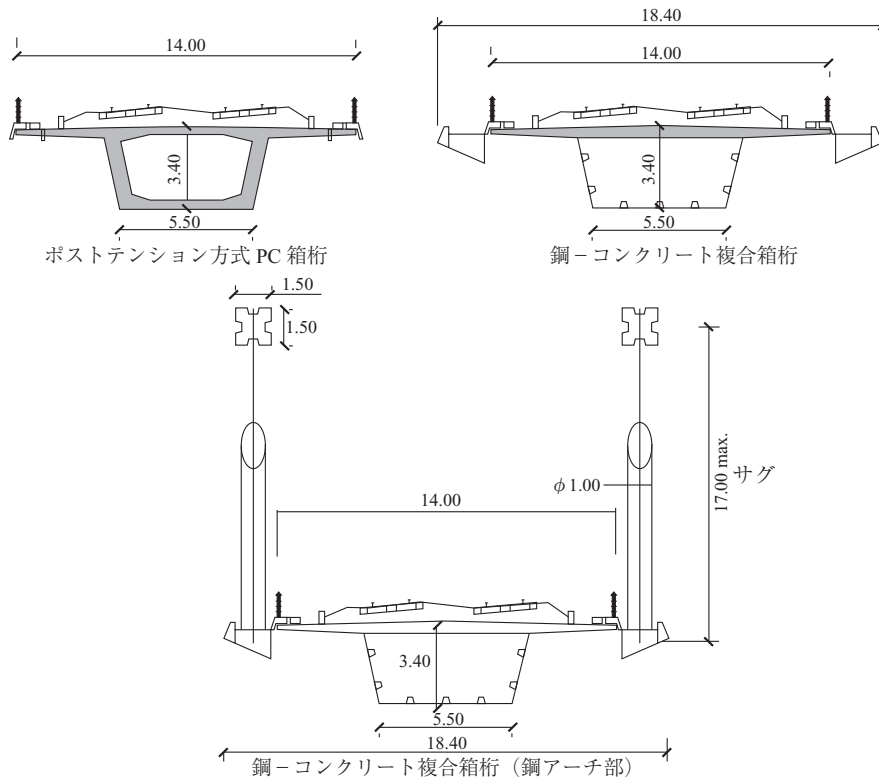


図-3 断面図

が 6.35 m, 橋軸直角方向の幅が 4.55 m である。

橋脚基礎は, 幅 12 m × 12 m, 深さ 3.50 m のフーチングに, 直径 1.80 m の杭が離隔 4.50 m で両方向に 3 列ずつ合計 8 本配置された構造となっている (図 - 4)。

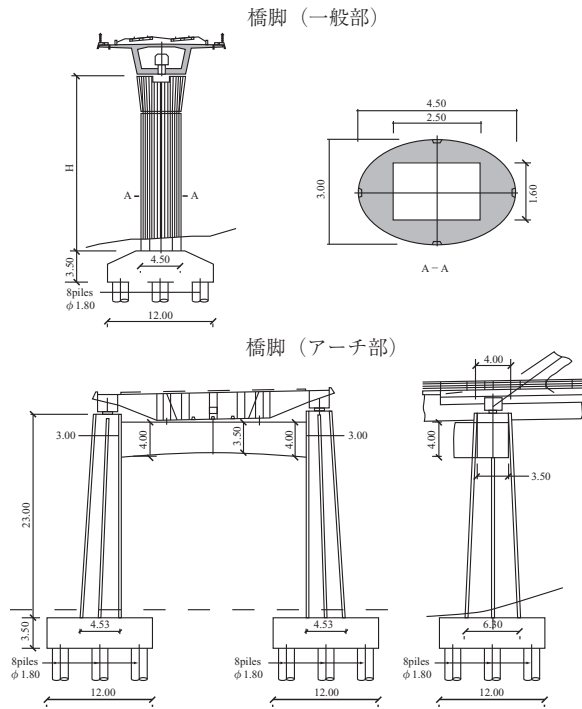


図 - 4 橋脚形状

### 5. デルタ型橋脚

本橋は橋の中間部に設けられたデルタ型橋脚において固定 (剛結) 支持されている。このデルタ型橋脚は 2 本のポストテンション方式 PC 斜柱により構成され, 下端に設けられる水平梁によって互いに連結されている。2 本の斜柱 (寸法 2.85 m × 5.50 m) は桁部で交差し剛結されることによって, 温度変化, コンクリートの収縮とクリープ, 列車の制動荷重などの永久荷重に対応している。

このデルタ型橋脚の形状が決定した後, その他の橋脚において桁に作用する橋軸方向の地震力を考慮した設計が行われた。橋軸直角方向については, これらの橋脚は脚高がほぼ同等であり, その長い橋長から, 各ピアにほ

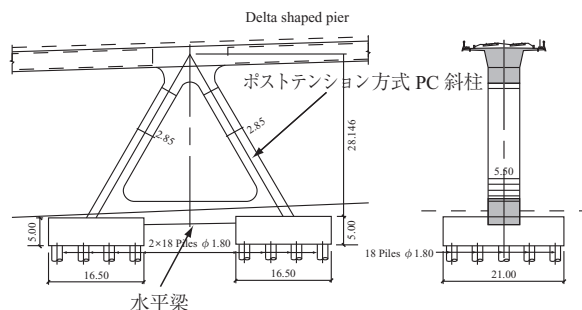


図 - 5 デルタ型橋脚

ぼ均等に力が分散されることとなった。

基礎は寸法 16.5 m × 21.0 m × 5.0 m のフーチング 2 基から成る。各フーチングは 18 本の杭によって支持される。杭の寸法は杭径 1.8 m, 杭間隔は 4.50 m である。

### 6. 支承と伸縮装置 : モニタリング

高架部における支承は, 支承板の上にすべり板としてフッ素樹脂成形版 (PTFE : Poly Tetra Fluoro Ethylene, Teflon) が入れられ, 上巻とすべり板との間で水平移動に追従する構造であり, 異常な変位を抑制するガイドが設けられている。橋台と橋脚には 2 つの支承が設置されている。一方は全方向に移動可能な支承であるのに対し, もう一方は温度による桁長変化に追従するために橋軸方向のみ移動可能な構造を採用している。

最大遊間量 1 200 mm に対応する 2 つの伸縮装置が両端の橋台に設置された。これらの伸縮装置の移動量を調整するため, 構造物の挙動を常時計測するモニタリングシステムが導入された。これによってセンサー設置部におけるコンクリートの変位と温度を追跡することが可能となった。

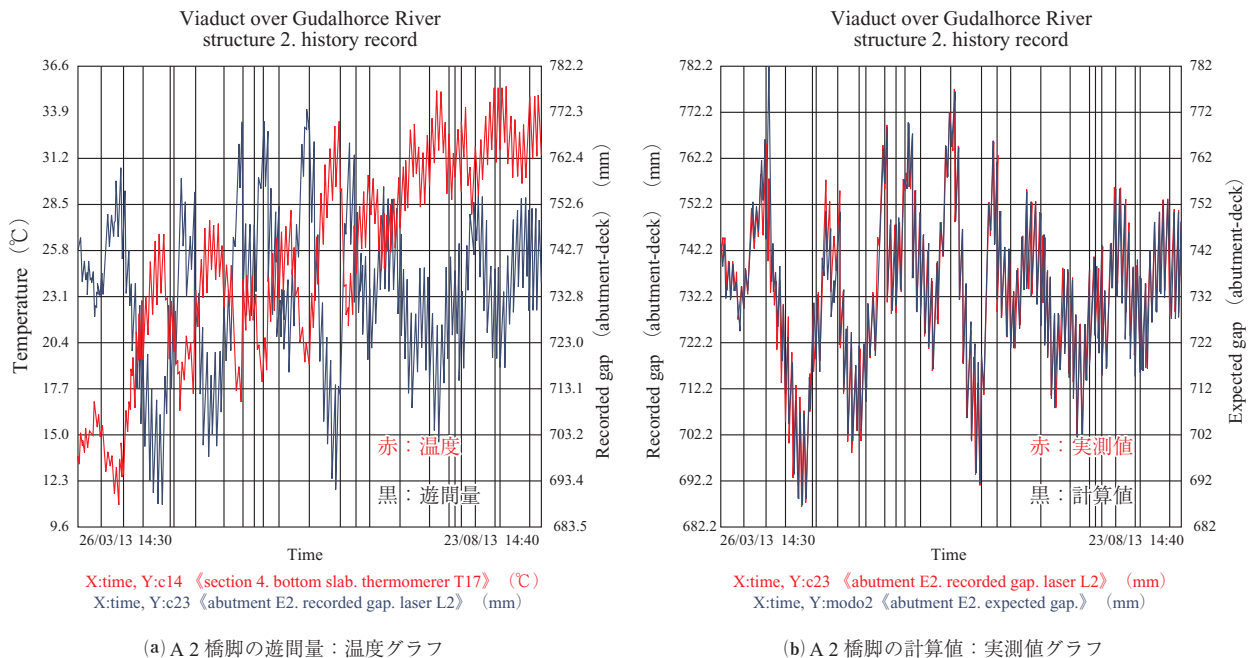
このモニタリングシステムは, 橋台と桁との実際の遊間量 (温度変化と経過時間に依存する) を記録するものである。記録された遊間量と温度との関係を図 - 6 (a) に示す。これによると, ともに同じフェーズで変動していることがわかる。遊間量は, 下記 (1) に示す温度記録と経過時間による関数を用いた経験式で算出することが可能である。図 - 6 (b) から, 計算値は実測値を精度よく予想できていることがわかる。

$$g = g_{mi} - a \cdot T \cdot L + \beta \cdot rhe(n, r, t) \cdot L \quad \dots\dots (1)$$

ここに,

- $g$  : ある時刻における遊間量
- $g_{mi}$  : 遊間量の初期値
- $a \cdot T \cdot L$  : 温度変化による移動量
- $a$  : 線膨張係数
- $T$  : 温度変化の範囲
- $L$  : 伸縮けた長
- $\beta \cdot rhe(n, r, t) \cdot L$  : 経過時間による移動量
- $\beta$  : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひずみ
- $rhe(n, r, t)$  : 材齢  $t$  年におけるコンクリートの乾燥収縮及びクリープ低減係数 (初期値 0, 終了時 1)
- $n$  : 乾燥収縮とクリープが終了する時刻 (年)
- $r$  : 乾燥収縮とクリープが開始する時刻 (年)
- $t$  : 乾燥収縮とクリープが開始する時刻におけるコンクリートの材齢 (年)

経験式 (1) は記録された遊間  $g$  と温度  $T$  と乾燥収縮とクリープ  $(n, r, t)$  の時間発展係数間の線形補間によって得られたものである。この式を用いることで, 主桁に使用されるコンクリートの係数  $a, \beta$  の実数を決定することができる。



(a) A 2 橋脚の遊間量：温度グラフ

(b) A 2 橋脚の計算値：実測値グラフ

図 - 6

高架橋で使用されるコンクリートの線膨張係数  $\alpha$  の実数は施行基準の通常値よりも 10%～20% 小さくなる<sup>6,7)</sup>。一般的に知られているように、石灰石骨材の存在によりコンクリートの線膨張係数は小さくなる。経時変化を考慮した理論上の遊間は、架設順序に応じたコンクリートの実材齢を考慮した段階的な解析モデルから知ることができる。経時変化を考慮した理論値移動量と経験式(1)の移動量との比較により、実際の移動量が理論的な移動量の約 90% となることが明らかにされている<sup>6,8)</sup>。

## 7. 施工順序

メインスパン以外の標準部は、移動支保工により施工された。以下に施工順序を示す。

- 下部工構造（橋脚、橋台）の施工
- 主桁施工の補助装置（移動支保工）の搬入、組立
- 主桁コンクリートを打設し、その次の段階で橋台から橋脚に向かって施工
- 橋面工の施工（砂利、バラスト、レール、高欄、防護柵など）

工期に間に合わせるために 2 基の移動支保工を異なるメーカーから調達し、それぞれを同時に稼働させた。最初のセグメントの施工（鋼アーチの起点側に位置する径間）は、主桁上に配置された移動支保工により施工し、2 つ目のセグメントは下支え式の移動支保工により施工した。

仮支柱は鋼タイドアーチを組み立てるために取り付けられる。現場であらかじめ組み立てられた主桁のセグメントをクレーンにより架設し、仮支柱により支持する。

## 8. 橋軸方向の仮固定

施工中の橋軸方向の影響を制御するために、すべての構成部材とデルタ型の橋脚の接続が完了するまで仮固定

は必要であった。

これらの影響を制御する一般的な方法は、施工段階で主桁を橋台に固定することである。しかし、長大な高架橋の橋台に仮固定を設置すると、既施工部の径間とコンクリート硬化中の新設部の径間との相対変位が大きくなる。そのため、仮固定は新設径間の前の径間の橋脚に設置することとした。

各施工段階中に考慮した荷重は、部材の自重以外に橋脚に作用する力である。外力としては、橋軸方向の偶発的な偏心とすべり支承の摩擦による水平力であり、2 次力としては、温度や乾燥収縮の影響、10 年の再現期間を想定した地震力による複合的な荷重である。

すべての段階における仮固定される橋脚数は、既施工部の上部構造の長さに依存し、その結果としてすべり支承の摩擦力に依存することになる。仮固定数を増加することは望ましくないことではあるが、当初予定していた 1 橋脚から最大 4 橋脚となる見込みである。

橋脚を固定する特殊装置は主桁と橋脚に埋め込まれた鋼構造の一群で構成されている。鋼構造の大きさは、橋脚に作用する最大水平力に応じて決められている。主桁に作用する軸力を油圧ジャッキにより伝達させる。

## 9. 構造解析

段階施工を考慮し、梁部材を用いて橋梁全体を 3 次元にモデル化したユニークな逐次解析モデルを作成した。このモデルでは、時間依存性作用（クリープおよび収縮<sup>\* 訳注</sup>）や鋼-コンクリート複合構造の温度変化への影響および地震応答を詳細に検討することができる。

本橋は、中程度の地震リスク地帯に位置するため、地震の影響の検討を行った。耐震設計は、スペインの設計基準である NCSP-07<sup>9)</sup> に準拠して行った。なお、NCSP-07 は Eurocode 8<sup>10)</sup> と同様の内容である。架橋地点にお

ける地表面での加速度の基本値は 0.09 g であり、設計用値としては 0.113 g を用いた。Eurocode 8 の規準によれば、最初の 10 m は C 種地盤であり、次の 20 m は A 種地盤となっている。地震の影響は、NCSP-07 により与えられる標準加速度応答スペクトルを考慮して線形応答スペクトル法により解析を行なって応答を求めた。

橋軸方向モードの 1 次固有周期を求めた結果、橋軸方向に長く上部工がフレキシブルであり、デルタ形の橋脚の基礎の曲げ剛性の影響により、右側橋梁は 2.17 (s)、左側橋梁は 2.04 (s) と長周期モードとなった。固有周期相互の値が近いので、SRSS 法 (Square Root of the Sum of the Squares 自乗和平方根法) では十分な精度が得られないため、CQC 法 (Complete Quadratic Combination : 完全二次結合法) によりモードの重ね合せを行い、応答値を求めた<sup>10)</sup>。デルタ形状の橋脚の基礎の変形を検討した結果、橋軸方向の水平力は 72 500 kN となった (図 - 7)。



図 - 7 橋軸方向 1 次モード

橋軸方向のタイと鋼アーチを接合する斜材の格点部を設計する際に、いくつかの案に関して検討が行われた。高速鉄道橋ではきわめて重要な鉄道の走行による疲労の影響および格点への応力集中が構造解析により検討された。

以下のことを考慮したさまざまなシェル要素を用いた有限要素モデルが作成された。

- 鋼管の交差
- 鋼管の段差
- 単一ガセットか二重ガセットかの検討
- 橋軸方向ガセットか橋軸直角方向ガセットかの検討

いくつかの案に対する検討結果から、橋軸方向の二重外部ガセットが最適であると結論付けられた (図 - 8)。この方式は、良好な応力分布と鋼管斜材・鋼アーチおよびタイ (主桁) 間の直接的な力の伝達と良好な疲労特性を有する。

## 10. 結 論

グラダロールセ高架橋は、この種の橋梁としては最長の構造物の一つであり、傑出した橋梁である。ユニークな固定点として、デルタ形の橋脚を有するポストテンション方式 PC 箱桁橋は 2.5 km にもおよぶ壮大な橋梁である。精度良いコンクリートの温度および時間依存性効果に対する解析は、この種の橋梁の橋長を長大化させることができる。なぜなら、コンクリートひずみの値は同一の鉄

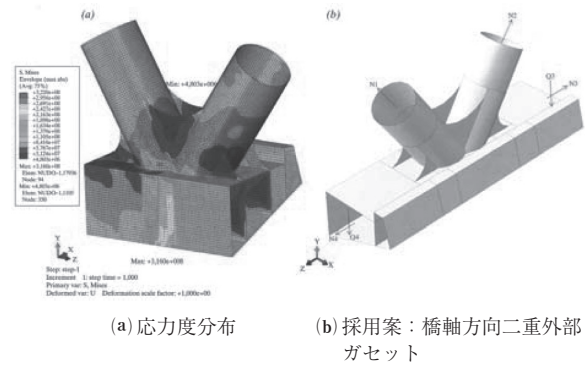


図 - 8 シェル要素による有限要素モデル

道用伸縮装置の遊間最大長から決定される橋長の最大値を増加させることに寄与するからである。

## 参考文献

- 1) Reguero Martinez A. Tripologias de Viaductos en L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera Francesa. Revista de Obras Públicas 2004 ; 3445 : 91-102.
- 2) Pantaleón M, Ramos OR, Ortega G, Martínez JM. Viaductos sobre río Deza y Anzo 2. V Congreso de ACHE 2011 ; 1 : 420.
- 3) Manterola J, Astiz MA, Martínez A. Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad. Revista de Obras Públicas 1999; 3386 : 43-77.
- 4) Sobrino JA, Gómez MD. Aspectos Significativos de Cálculo en el Proyecto de Puentes de Ferrocarril Revista de Obras Públicas 2004 ; 3445 : 7-18.
- 5) Pantaleón M, Ramos OR, Martínez JM, Ortega G Viaducto sobre rego das Lamas V Congreso de ACHE 2011 ; 1 : 410.
- 6) Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08). Gobierno de España, Ministerio de Fomento ; July 2008.
- 7) Eurocode 2 : Design of concrete structures. European Committee for Standardization ; December 2004.
- 8) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th ed. American Association of State Highway and Transportation ; 2012.
- 9) Norma de Construcción Sismorresistente ; Puentes (NCSP-07). Gobierno de España. Ministerio de Fomento ; May 2007.
- 10) Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance. European Committee for Standardization ; December 2003

This article was first published in English in *Structural Engineering International*, SEI, Vol.24, No.1, IABSE, Zurich, pp.105-110, February 2014. IABSE : www.iabse.org

- \* : 会誌編集委員会海外部会委員
- 秋山 博 (株) 錢高組
  - 三浦 廣高 (鹿島建設 (株))
  - 田原 徹也 (首都高速道路 (株))
  - 田中 慎也 (株) IHI インフラ建設
  - 横田 剛 (株) ビーエス三菱

【2015年3月30日受付】