



ilc

**l'industria
italiana
del Cemento**

Poste Italiane Spa spedizione in Abb. Postale 45% - mensile - D.L. 353/03 (conv. in legge il 27/02/2004 n° 46), art. 1, comma 1, CMS/ACI/ROMA - Filiale di Roma - Taxe perçue - ISSN 0019-7637
In caso di mancato recapito restituire al mittente che si impegna a pagare la relativa tassa presso Agenzia PPT, Roma/Italia

**ASSOCIAZIONE ITALIANA
TECNICO ECONOMICA
DEL CEMENTO**

**RIVISTA MENSILE
ANNO LXXVIII
OTTOBRE 2008**

846

Testo a cura di/Text written by
Ing. Francesco Alessandrini, Ing. Dario Fedrigo,
Ing. Alessandro Cocco

Struttura sismicamente isolata per il nuovo ponte sul Fella

Seismically-insulated structure for the new bridge over the Fella



Opera/Project

Ponte stradale/Road bridge

Localizzazione/Location

Fiume Fella, Dogna (UD), Italia/Fella river, Dogna
(Province of Udine), Italy

Committente/Client

Direzione Regionale della Protezione Civile del Friuli Venezia Giulia (direttore centrale dott. Guglielmo Berlasso, responsabile del progetto ing. Claudio Garlatti)/Regional management of the Friuli-Venezia Giulia civil defense bureau (Central manager: Guglielmo Berlasso, project chief: Claudio Garlatti CE)

Progetto generale e direzione lavori/General design and supervision of construction

CP Ingegneria (ing. Alessandro Cocco, ing. Stefano Barbina) – Gemona del Friuli (UD)

Progetto strutturale e direzione delle strutture/Structural design and structures supervision

Alpe Progetti società di ingegneria (ing. Francesco Alessandrini, ing. Dario Fedrigo) - Udine

Studio geologico e indagini geognostiche/Geological studies and geognostic surveys

Geol. Fabio Bosso, geol. Sandro Rota - Trieste

Impresa costruttrice/General contractor

I.Co.P. S.p.A. – Basiliano (UD)

Esecuzione prove dinamiche/Dynamic testing

P&P consulting engineers - Bergamo

Fotografie/Photographs

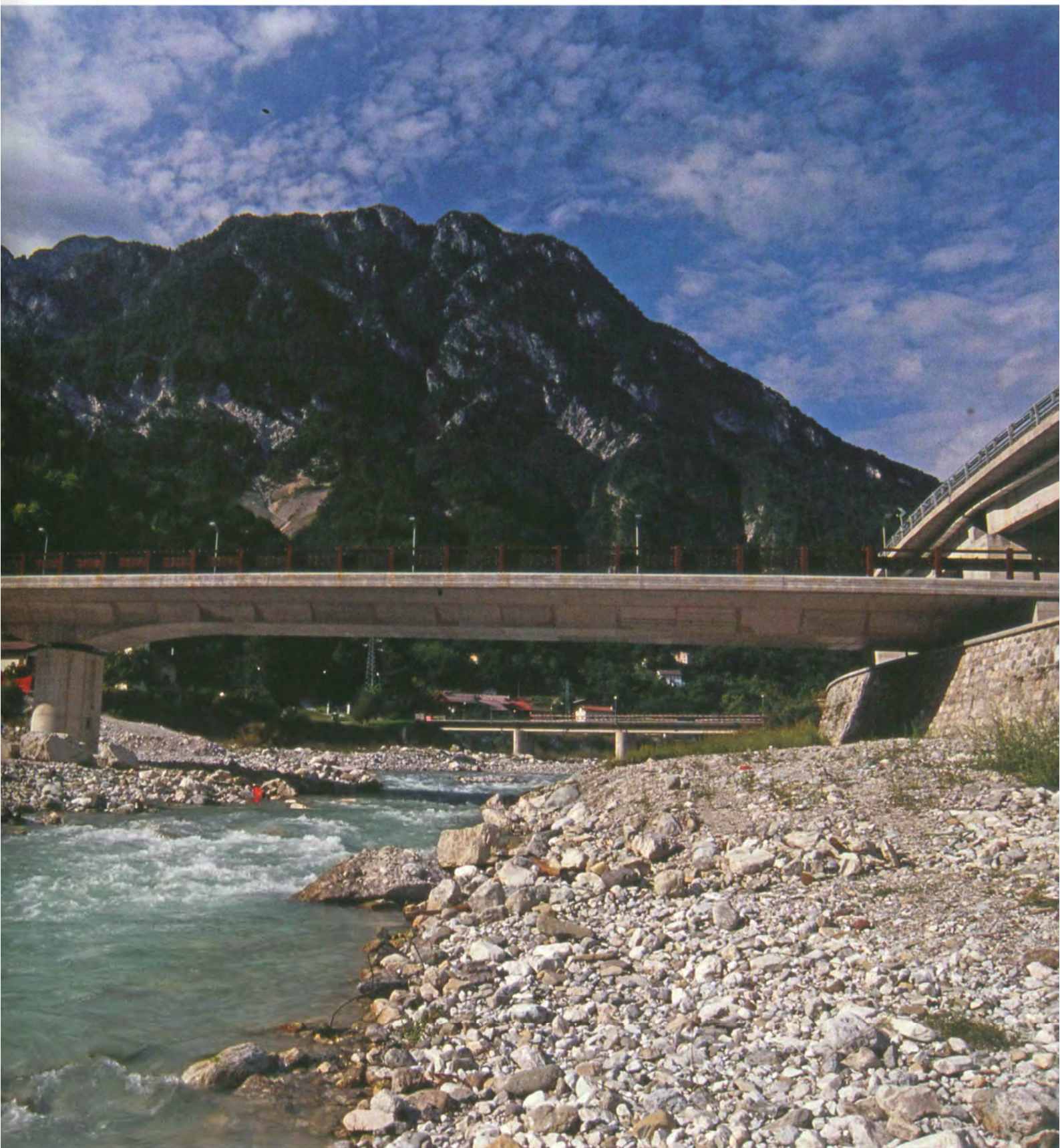
Alpe Progetti

Descrizione dell'opera/Project's description

Il nuovo ponte sul fiume Fella ha una struttura continua in c.a.p. su due luci; la sua realizzazione ha permesso di collegare il paese di Dogna (UD) con la valle omonima. L'opera sostituisce un ponte esistente, posizionato un centinaio di metri più a monte, che ha evidenziato, durante gli eventi alluvionali degli ultimi anni, una significativa insufficienza idraulica, con ostruzione delle luci e principi di deflusso sul piano dell'impalcato. Il nuovo ponte ha permesso di ridurre l'occupazione dell'alveo grazie ad una struttura con un'unica pila d'appoggio localizzata in una zona di maggior ampiezza del fiume. Essendo la zona caratterizzata da elevata sismicità, l'aspetto architettonico ha dovuto fare i conti con un'adeguata resistenza strutturale: il risultato non toglie nulla né alla "forma" né alla "sostanza", grazie soprattutto alla scelta di isolare sismicamente il manufatto. Il ponte ha una lunghezza di 77 m e un impalcato realizzato con una singola trave continua di c.a.p. post-tesa.

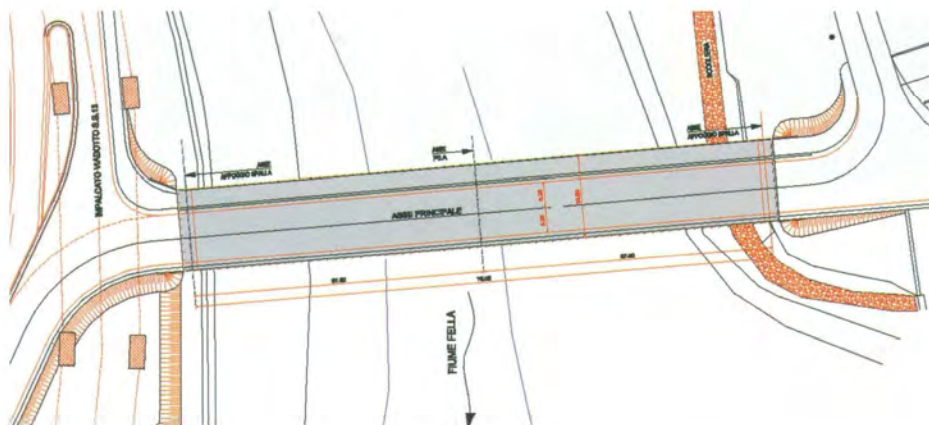
A description of the project in English, French, German and Spanish languages can be read at the end of the article.





1- Planimetria generale; 2- I contrafforti della parte posteriore della spalla per il trasferimento alle fondazioni delle sollecitazioni sismiche provenienti dall'impalcato; 3- Perforazione di un micropalo inclinato della spalla; 4- Prove di carico sui micropali; 5- I dispositivi di appoggio e isolamento sismico in elastomero armato; 6- Il cordolo/dioma per l'esecuzione dei pali di calcestruzzo non armato a sostegno delle pareti del pozzo della pila.

1- General plan. 2- The buttresses for the rear part of the abutment to transfer to the foundations the seismic stresses coming from the deck. 3- Drilling on inclined micropile for the abutment. 4- Load test on micropiles. 5- The reinforced-elastomer bearing and seismic-insulation devices. 6- The shelf-girder/template for the construction of the (unreinforced) concrete piles supporting the pier shaft walls.



E' stato recentemente completato il nuovo ponte sul fiume Fella, una struttura continua in c.a.p. su due luci che, con un balzo di circa 80 m, permette di collegare il paese di Dogna, sito nel territorio montano della Provincia di Udine, con la valle omonima.

La struttura va a sostituire un ponte esistente, posizionato un centinaio di metri a monte del nuovo, che ha evidenziato, durante gli eventi alluvionali del 29 agosto 2003, una pesante situazione di insufficienza idraulica, con ostruzione delle luci e principi di deflusso sul piano dell'impalcato. La notevole quantità di materiale arbustivo depositatasi in corrispondenza delle tre pile nell'alveo attivo hanno costituito un determinante ostacolo al deflusso delle acque.

Nell'ambito del complessivo intervento di "Regimazione idraulica del fiume Fella, da Malborghetto a Dogna", che la "Protezione Civile del Friuli Venezia Giulia" ha avviato e coordinato a seguito della citata alluvione, il ponte in esame permette una decisa riduzione dell'occupazione d'alveo presentando un'unica pila d'appoggio localizzata in una zona di maggior ampiezza del fiume.

L'opera è stata realizzata leggermente a monte dello sbocco della Val Dogna nel Canal del Ferro, lungo il quale scorre il fiume Fella, in una zona prossima a quella occupata dall'originario manufatto che esisteva già durante il primo conflitto mondiale; l'attuale manufatto si è dimostrato essere l'e-

voluzione di una struttura provvisoria edificata dai militari.

Le scelte progettuali hanno voluto privilegiare una soluzione caratterizzata da un'unica pila in alveo, con spalle esterne alle opere di difesa spondale preesistenti; dal punto architettonico e ambientale si è ricercata una soluzione "di basso impatto", quasi "a scomparire" dal territorio circostante già così fortemente disturbato da viadotti stradali e ferroviari. A tale fine si sono ricercate linee e forme sottili e filanti, caratterizzanti un "delicato" inserimento visivo e cromatico.

Essendo la zona caratterizzata da elevata sismicità (zona sismica 1), l'aspetto architettonico ha dovuto "fare i conti" con un'adeguata resistenza strutturale: il risultato non toglie nulla né alla forma né alla sostanza, grazie soprattutto alla scelta di isolare sismicamente il manufatto.

La struttura

Il ponte di nuova costruzione presenta una lunghezza complessiva di 77 m (75 m tra gli appoggi) e un impalcato, costituito da due campate simmetriche, realizzato con una singola trave continua in c.a.p. post-tesa. La carreggiata stradale ha larghezza complessiva di 10,5 m, di cui 7,5 m di sede viabile, 2,5 m destinati ad un marciapiede laterale e 0,5 m per l'alloggiamento della barriera stradale. L'opera è stata calcolata come ponte di prima

categoria in zona sismica 1.

Planimetricamente il manufatto presenta andamento rettilineo, mentre longitudinalmente mostra una doppia pendenza di circa il 2,2% dalle spalle verso il centro, che realizza una monta in asse pila di circa 80 cm; trasversalmente la sede stradale ha una doppia inclinazione costante pari a 2,5%, rivolta verso il lembo esterno della strada.

Impalcato

La sezione resistente dell'impalcato è caratterizzata da una piastra/trave precompressa post-tesa, costituita da un'anima di larghezza costante pari a 4,00 m e larghezza complessiva superiore di calcolo pari a 10,5 m, con altezza massima in asse pila di 2,2 m e di 1,3 m in mezzzeria, spessore delle ali di 0,2 m alle estremità e 0,5 m in corrispondenza dell'attacco con l'anima. Lungo lo sviluppo della trave sono disposti 12 cavi di post-tensione da 25 trefoli da 0,6", il cui tracciato è caratterizzato da tratti rettilinei (in campata e sull'appoggio) raccordati da tratti parabolici, e che sono stati assoggettati ad una tensione iniziale di tesatura di circa 1200 MPa a cui corrisponde un carico assiale per cavo di circa 4170 kN.

Pila

La pila centrale è caratterizzata dall'avere



The new bridge over the Fella river was recently completed, a continuous prestressed-concrete structure on two spans that, with an eighty-metre leap, connects the town of Dogna, in the mountain region of the province of Udine, with the valley of the same name.

The structure replaces an existing bridge, located a hundred metres upstream of the new one. This exhibited, during the floods of August 29th 2003, serious hydraulic inadequacy, with obstruction of the spans and the beginnings of flow over the deck. The considerable amount of vegetation deposited against the three piers in riverbed were an important obstacle to the flow.

As part of the overall project for the "Hydraulic improvement of the Fella river from Malborghetto to Dogna", which the Friuli-Venezia Giulia civil defense Bureau started up and managed after the flood mentioned, there was a decisive lessening of the occupation of the riverbed by the bridge in question, with only one pier located in an area where the river is widest.

The structure was built somewhat upstream of the outlet of the Val Dogna into the Ferro channel, along which the Fella river runs, in an area nearby the one occupied by the original bridge, already in existence during the first World War. The current structure proved to be the development of a provisional structure built by the military.

Design wished to privilege a solution featuring a single pier in riverbed, with abutments outside the earlier-existing bank defence works. Architecturally and environmentally a "low-impact" solution was sought, one that almost "disappears" from the surrounding territory, already strongly disturbed by highway and railway viaducts. Thus, slim and flowing lines and forms were sought, characterized by a "delicate" visual and chromatic insertion. Since the zone features high seismicity (first-degree seismic zone), the architectural aspect had to come to terms with structural strength. The result takes nothing away from either the form or the substance, owing in particular to the decision to seismically insulate the structure.

The structure

The newly-built bridge has a total length of 77 m (75 m between the bearings) and a deck consisting of two symmetric spans, built with a single post-tensioned prestressed-concrete continuous beam. The carriageway is 10.5 m wide, of which 7.5 m form the portion travelled by vehicles, 2.5 m being assigned to a sidewalk and 0.5 m to the centre barrier. The structure was designed as a first-class bridge in a first-degree seismic zone.

In plan the oeuvre runs in tangent, while in elevation it slopes up at 2.2% from each abutment toward the centre, creating a rise at the pier of 80 cm. Crosswise the roadbed slopes

down at 2.5% towards the road outside edges.

The deck

The deck resisting section features a post-tensioned prestressed plate/beam consisting of a constant-width web 4.00 m wide with an upper flange 10.5 m wide, its depth at the pier being 2.2 m, and 1.3 m in midspan. The wings are 0.2 m deep at the ends and 0.5 m deep at the attachment to the web. Along the beam's development are placed twelve post-tensioned cables of twenty-five 6" strands, whose trajectory features stretches in tangent (in span and over the bearing) connected by parabolic stretches. They were given a starting tension of 1200 MPa, which corresponds to an axial loading per cable of 4170 KN.

The pier

The (central) pier features a compound section, on the whole inscribed in a rectangle of sides 2.4 x 4.0 m, in which the two sides orthogonal to highway centreline are 1.6 m long, and are connected to the two ends by a semi-circle 2.4 m in diameter. The maximum height is 10.0 m from the foundation, to account for possible washing, relative to the current existing configuration of 4.0 m.

The foundation footing has a regular-hexagon plan with 5.00 m sides, its depth 2.50 m, bearing on drilled reinforced-concrete piles.



10



una sezione composta, complessivamente inscritta in un rettangolo di dimensioni pari a 2,4x4,0 m, in cui i due lati ortogonali all'asse stradale sono lunghi 1,6 m, e sono raccordati alle due estremità da una semicirconferenza di 2,4 m di diametro. L'altezza massima è pari a circa 10,0 m dallo spicco fondazionale, questo per tener conto di un possibile scalzamento, rispetto alla configurazione attuale esistente, di circa 4,0 m.

Il plinto di fondazione ha pianta a forma di esagono regolare di lato 5,0 m, con spessore di 2,5 m, poggiante su pali trivellati in c.a.

Spalle

Le spalle sono costituite da una platea di fondazione di dimensioni pari a 10,5x5,2 m circa, e spessore costante di 2,0 m; il paramento verticale presenta un'altezza libera di 3,5 m ed uno spessore costante di 1,4 m; nel lato a monte sono stati realizzati due contrafforti, necessari per garantire la resistenza della struttura nei confronti dell'azione sismica orizzontale trasmessa dall'impalcato.

Fondazioni

Le fondazioni sono di tipo profondo, in modo da garantire la stabilità dell'intera struttura anche a fronte di fenomeni di scalzamento.

La pila è fondata su sei pali trivellati di gros-

so diametro ($\varnothing$ 1200 mm) di c.a. lunghi 15,5 m, disposti lungo i vertici di un esagono regolare con lato di 3,6 m.

Le spalle sono fondate su 48 micropali di diametro 300 mm, di cui 36 verticali e 12 inclinati a 45°, a cui si sommano 11 tiranti in barre $\varnothing$ 36, inclinati a 30°/35° rispetto l'orizzontale; il piano di posa delle fondazioni risulta decisamente meno approfondito rispetto a quello della pila grazie al fatto che spalle e relative fondazioni sono state realizzate all'esterno delle difese spondali esistenti.

Appoggi e isolamento sismico

Gli appoggi dell'impalcato sulle spalle e sulla pila sono costituiti da coppie di dispositivi di isolamento sismico in elastomero armato, a comportamento multi-direzionale. Questi elementi, data la ridotta rigidità elastica, permettono i movimenti lenti della struttura senza generare forze di reazione considerevoli; nel caso di eventi sismici essi riescono a disaccoppiare il movimento dell'impalcato (a cui è associata la gran parte della massa) da quello del terreno, in virtù della limitata rigidità traslazionale che offrono in fase plastica (pari a circa il 5% di quella elastica). In tal modo si è riusciti a realizzare quello che normalmente viene indicato come "isolamento sismico" della struttura, in grado di ridurre in modo note-



8



9

7-8 Posa dell'armatura del plinto della pila all'interno del pozzo; 9- Posa dell'armatura esagonale del plinto della pila; 10- Pila centrale e pile temporanee durante la fase di preparazione del sostegno dell'armatura del cassero dell'impalcato; 11- Posizionamento dell'armatura del cassero dell'impalcato; 12-13 Posa del cassero di impalcato sull'armatura già predisposta; 14- Zona degli appoggi della spalla: in evidenza la predisposizione parziale della testata di ancoraggio dei cavi di precompressione.

7-8 Laying the reinforcements for the pier footing inside the shaft; 9- Laying the hexagonal reinforcements of the pier footing; 10- The central pier and temporary piers during the preparation of the support of the deck-form reinforcements; 11- Positioning the deck-form reinforcements; 12-13 Laying the deck form on the reinforcements already laid; 14- Abutment supports zone. Prominent is the partial arrangement of the prestressing-cable anchorage heads.

The abutments

The abutments consist of a foundation raft of dimensions 10.5 m x 5.2 m, a constant 2.00 m deep. The vertical face displays a clear height of 3.5 m and a constant thickness of 1.4 m. On the upstream side two buttresses were built, needed to assure the structure's strength against horizontal seismic forces transmitted by the deck.

The foundations

The foundations are the deep type, so as to ensure stability to the entire structure even under severe washing.

The pier founds on six large-diameter reinforced-concrete drilled piles ($\varnothing$ 1200 mm), 15.5 m long, arranged along the vertices of a regular hexagon of side 3.60 m.

The abutments found on 48 micropiles 300 mm in diameter, of which 36 are vertical and 12 inclined at 45°, to which are added 11 tendons as $\varnothing$ 36 bars, inclined at 30° to 35° from the horizontal. The foundation laying plane is decidedly shallower than the pier's, since the abutments and their foundations were built outside the existing bank defences.

The bearings and the seismic insulation

The deck bearings on the abutments and on





15

vole le forze inerziali che un impalcato pesante come quello in esame (oltre 18000 kN) può attivare durante l'evento sismico. Nello specifico si è riusciti a ridurre le azioni inerziali rispetto a quelle ottenibili con appoggi "orizzontalmente rigidi" di circa il 50%. Le forze sismiche in gioco sono comunque risultate notevoli (zona sismica I) e ciò ha richiesto l'adozione di pile e spalle "robuste" in grado di assorbire l'inusuale elevato carico orizzontale.

Aspetti geologici e geotecnici

L'ambito nel quale viene posizionata l'opera si presenta, sotto l'aspetto geomorfologico a grande scala, situato nel settore occidentale delle Alpi Giulie. Esso risente, oltre che della passata attività glaciale, delle attività deposizionali ed erosive del fiume Fella e dei suoi affluenti.

La morfologia risulta pertanto caratterizzata dalla presenza della valle del Fella e di una serie di valli secondarie, con versanti che presentano un'acclività generalmente elevata e comunque variabile in funzione dell'erosività dei vari litotipi affioranti.

Nell'intera zona l'evoluzione della morfologia risulta anche legata agli interventi dell'uomo che, al fine dell'utilizzo del suolo, ne ha modificato l'originario assetto morfologico di dettaglio: in particolare la realizzazione di assi ferroviari (vecchio tracciato della ferrovia "Udine-Tarvisio") e stradali (S.S. n.° 13 "Pontebbana" e sue varianti), nonché di opere di regimazione e difesa idraulica (argini, scogliere, briglie, ecc...), ha profondamente ridisegnato negli anni l'aspetto dell'intera area.

A livello geologico generale la bassa valle del fiume Fella si sviluppa nella successione ladino-norica delle Alpi Giulie, caratterizzata, nell'area in esame, dalla presenza delle formazioni della "Dolomia dello Schlern" (Ladinico-Carnico), costituita da dolomie e calcari dolomitici massicci, della "Formazio-

ne di Raibl" (Carnico) caratterizzata da una estrema varietà ed alternanza di litotipi tra cui, in particolare, marni, argilliti, arenarie, calcari marnosi e calcari dolomitici, per lo più fittamente stratificati e, infine, della "Dolomia Principale" (Norico), anch'essa costituita da dolomie e calcari dolomitici massicci.

Nella più ristretta zona di intervento si è in presenza di una spessa coltre di alluvioni recenti - attuali, risultato delle azioni di erosione, trasporto e deposizione del fiume Fella e dei suoi affluenti.

I depositi, peraltro non uniformi, sono genericamente costituiti da ghiaie, ciottoli, sabbia, blocchi sporadici e, in percentuali subordinate, da limi e argille. In generale essi sono caratterizzati da un buon grado di addensamento.

Il suolo di fondazione è stato classificato come appartenente alla categoria B in base alle disposizioni presenti nella recente normativa sismica. La scelta di utilizzare fondazioni profonde è stata dettata dall'ovvia possibilità di erosione in ambito fluviale (soprattutto per la pila centrale) e dalla necessità di trasferire al terreno elevati valori di carico sismico.

L'idrografia della zona è caratterizzata dalla presenza del fiume Fella e dal suo affluente, in sinistra idrografica, torrente Dogna; la confluenza di quest'ultimo nel corso d'acqua principale è situata immediatamente a valle della zona in cui è stata costruita l'opera.

Entrambi i corsi d'acqua presentano caratteristiche di regime permanente con portate variabili, generalmente ridotte ma con la possibilità di divenire estremamente elevate in concomitanza con precipitazioni particolarmente intense e/o prolungate nell'ambito del bacino idrografico.

Calcolo della struttura

La struttura del complesso impalcato-pila è

the pier consist of pairs of reinforced-elastomer seismic insulation devices having multi-directional behaviour. Owing to their reduced elastic stiffness these elements permit slow movements of the structure without generating great reaction forces. Under earthquake however they succeed in decoupling the deck movement (with which the larger part of the mass is associated) from the soil's, by virtue of the limited translational stiffness they offer in plastic phase (five percent of elastic-phase).

Thus design succeeded in creating what ordinarily would be indicated as the structure's "seismic insulation", able to considerably reduce the inertial forces that a heavy deck like the one in question (over 18,000 kN) can activate during earthquake. Specifically, success was had in reducing the inertial actions relative to those obtainable with "horizontally stiff" bearings by about 50%. The seismic forces in play are anyway considerable (first-degree seismic zone) and this required the adoption of sturdy pier and abutments able to take the unusually high horizontal loading.

Geological and geotechnical aspects

The environment in which the oeuvre is placed, from the large-scale geomorphological aspect, lies in the western sector of the Julian Alps. It feels the effects not only of past glacial activity but also of the depositions and erosions of the Fella river and of its tributaries.

The morphology is therefore characterized by the presence of the Fella valley and of a series of secondary valleys, with slopes displaying a generally high gradient, one anyway varying with the susceptibility to erosion of the various outcropping lithotypes.

In the entire zone the morphology is also tied to man's operations, which, in order to exploit the land, have modified the original detail morphology: in particular the construction of

● 15- Le guaine contenenti i cavi di precompressione durante la fase di posizionamento; 16- Sezione longitudinale del ponte; 17- Posa dell'armatura dell'anima dell'impalcato; 18- Posa della parte superiore dell'armatura dell'impalcato; 19- Sezione trasversale di impalcato.

● 15-The sheaths containing the prestressing cables during positioning; 16- Bridge longitudinal section; 17- Laying the deck-web reinforcements; 18- Laying the upper portion of the deck reinforcements; 19- Cross section through deck.

railway lines (the old Udine-Tarvisio line) and highways (state road 13, the Pontebbana and its alternate routes) as well as of works for hydraulic defence (dikes, reefs, bridles, etc.).

At the level of general geology the low Fella river valley develops in the Ladin-Noric succession of the Julian alps, featuring, in the area in question, formations of the Schlern Dolomites (Ladin-Carnic), consisting of dolomites and massive dolomitic limestones, the Raible formation (Carnic), characterized by an extreme variety and alternation of lithotypes, among which, in particular, marls, argillites, sandstones, marly limestones and dolomitic limestones, for the most part thickly stratified, and, finally, the Principal Dolomite (Noric), it too consisting of massive dolomites and dolomitic limestones.

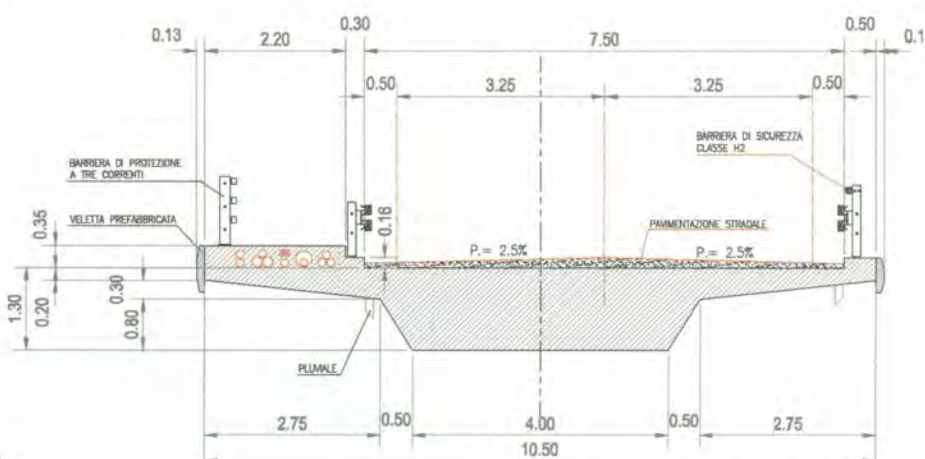
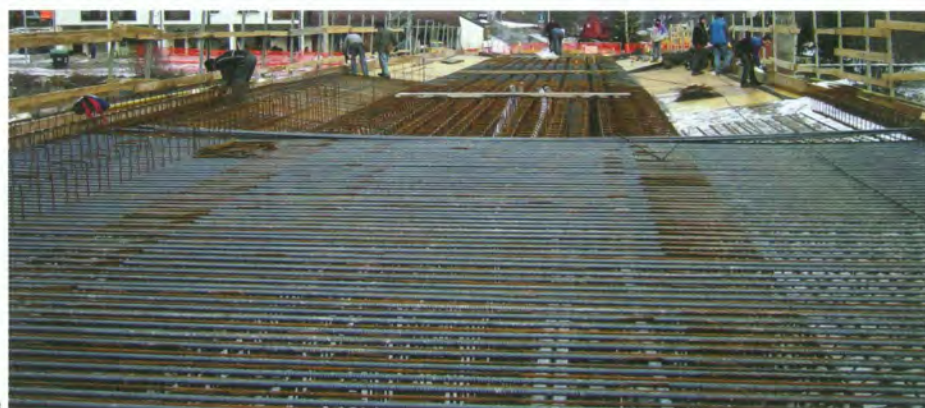
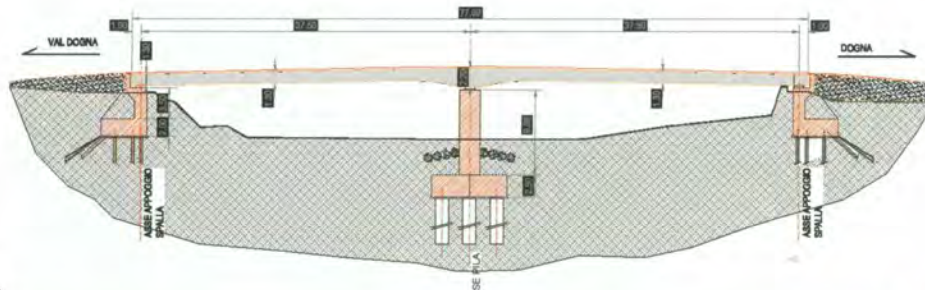
In the more restricted project area we find a thick layer of recent-current alluvials, result of the actions of erosion, transport and deposit by the Fella river and its tributaries.

The deposits, non-uniform, are generically constituted of gravels, pebbles, sand, sporadic blocks and, in small percentages, silts and clays. In general they feature a good degree of densification.

The foundation soil was classified as belonging to class B on the basis of the recent seismic code provisions. The use of deep foundations was dictated by the obvious possibility of river erosion (especially for the central pier) and by the need to transfer to the soil high seismic loadings.

The area's hydrography is characterized by the Fella river and its tributary, hydrographically to the left, the Dogna creek. Its confluence with the main watercourse lies immediately downstream of the area where the bridge was built.

Both watercourses display permanent flow characteristics with variable flows, generally reduced but becoming quite high under parti-



stata studiata mediante un modello agli elementi finiti, conducendo due analisi distinte, una in campo lineare (allo scopo di determinare le sollecitazioni di calcolo nelle combinazioni di carico statiche) ed una sismica in campo non lineare.

In entrambe le analisi l'impalcato è stato modellato tramite un insieme di elementi monodimensionali tipo "beam", di lunghezza quasi costante (circa 1,0 m), in modo da poter valutare la corretta rigidità di ogni singola sezione. Tale accorgimento si è reso necessario in quanto la sezione strutturale presenta, lungo il suo sviluppo longitudinale, sia un'altezza variabile della nervatura centrale (che passa da 1,3 m in campata a 2,2 m in appoggio pila) sia una larghezza variabile da 10,5 m in campata a 5,0 m in appoggio pila, per effetto del taglio delle ali tra le due campate. Questo taglio in corrispondenza degli appoggi intermedi è stato eseguito al fine di evitare la concentrazione di tensioni di trazione all'estradosso dell'impalcato, dovute al momento (negativo) che agisce sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale a causa dello sbalzo. Il collegamento a taglio tra i bordi delle due campate è garantito dalla presenza di spinotti Ø 26, posti in opera in modo da costituire un collegamento solo in direzione verticale, lasciando svincolati gli spostamenti relativi longitudinali tra i due lembi.

La discretizzazione adottata ha permesso di valutare con buona accuratezza l'effetto della coazione di precompressione, applicata mediante appositi elementi finiti "tendon", in grado di tener conto automaticamente delle perdite dovute all'attrito cavo-guaina, mentre le ulteriori perdite e cadute di tensione sono state valutate a parte.

L'analisi sismica è stata condotta considerando tre gruppi di accelerogrammi spettrocompatibili, ottenuti a partire dagli accelerogrammi misurati in occasione dell'evento sismico del 1976 nelle località friulane di

Tolmezzo, Barcis e Codroipo. Si è fatto riferimento allo spettro di risposta elastico assumendo un coefficiente di importanza γ_I pari a 1,3, come richiesto dalla normativa italiana per i ponti di particolare importanza dal punto di vista sociale e della sicurezza.

Per ogni gruppo di accelerogrammi è stata condotta un'analisi non lineare tramite integrazione diretta nel tempo, ed i risultati sono poi stati combinati in modo da estrarre i valori di progetto. La procedura di analisi si è resa necessaria al fine di determinare le sollecitazioni e gli spostamenti agenti sugli isolatori installati sui tre assi d'appoggio, i quali per loro natura manifestano uno spiccato comportamento non lineare di tipo elastoplastico incrudente.

In tutte le analisi non sono state modellate le strutture delle spalle, in quanto dotate di rigidità tale da ragionevolmente figurare come vincolo fisso nei confronti degli appoggi dell'impalcato.

Aspetti costruttivi

La costruzione della struttura è iniziata a metà del 2005 e si è conclusa nell'aprile del 2007. Le fasi costruttive hanno riguardato la costruzione delle opere di fondazione (pali, micropali e tiranti), la realizzazione delle elevazioni (spalle e pila) ed infine dell'impalcato.

Un accenno particolare merita l'esecuzione della fondazione della pila. Essa ha previsto la preliminare formazione di uno scudo anulare di protezione, costituito da 32 elementi di palo trivellato in calcestruzzo non armato, lunghi 11,0 m, tra loro mutuamente intersecati lungo una circonferenza avente diametro interno pari a 9,60 m. L'esecuzione dei pali, difficoltosa con i metodi classici per il possibile incontro di grossi elementi lapidei e per l'impossibilità di eseguire l'intersezione degli elementi, è stata realizzata mediante recenti potenti macchinari di

cularly intense or prolonged precipitation in the hydrographic basin.

Calculation of the structure

The structure of the pier-deck complex was studied by means of a finite-elements model, two different analyses being conducted, one in the linear domain (in order to determine the calculated stresses in the static load combinations) and a seismic one in the non-linear domain.

In both analyses the deck was modelled by a set of one-dimensional beam-type elements, of almost constant length (one metre), in such fashion as to evaluate the proper stiffness of each individual section. This expedient was made necessary since the structural section displays, along its longitudinal development, both a variable depth of the central ribbing (which goes from 1.30 m in span to 2.20 m at the pier bearing) and a width varying from 10.50 m in span to 5.0 m at the pier bearing, owing to the cut in the wings between the two spans. This cut at the intermediate bearings was carried out in order to avert the concentration of tractional stresses at the deck extrados, due to the (negative) moment acting both longitudinally and crosswise because of the cantilever. The shear connection between the edges of the two spans is assured by Ø 26 gudgeon pins, placed in such fashion as to form a single connection only vertically, leaving unconstrained the relative longitudinal shifts between the two flaps.

The discretization adopted led to evaluating with good accuracy the effect of the prestressing force, applied by "tendon" finite elements able to automatically take account of losses due to cable-sheath friction, while the further tension losses and drops were evaluated separately.

The seismic analysis was conducted by considering three groups of spectrum-compatible accelerograms, obtained starting from the

• 20- La parte centrale dell'impalcato durante il completamento del getto dell'anima; 21- Il completamento del getto dell'anima e della spalla (lato Dogna); 22- La testata presso una spalla con i cavi di precompressione;

• 20- The central part of the deck during completion of the web pour. 21- Completion of the web and (Dogna side) abutment pours. 22- The head end near an abutment with the prestressing cables.

22



20



21



perforazione a rotazione in grado di perforare roccia e calcestruzzo. Il pozzo risultante ha permesso l'esecuzione in asciutto della pila, senza inconvenienti di sorta.

Qualche problema è stato riscontrato nell'esecuzione dei micropali inclinati (diam. 300 mm). Il materiale alluvionale presente tendeva infatti a comprimere in modo eccessivo e inaspettato i tubi di rivestimento, rendendo molto difficoltosa l'operazione di inserimento ed estrazione durante gli ultimi metri del foro.

L'esecuzione del cemento armato di pile e spalle non ha presentato particolari aspetti se non per la presenza, nelle spalle, degli speroni centrali necessari all'assorbimento delle forze sismiche.

La scelta di ridurre i tempi di esecuzione dell'impalcato ha portato a realizzare lo stesso in un'unica fase di getto, con la contemporanea centinatura di entrambe le campate. La cassatura dell'impalcato è stata realizzata posizionando un'armatura in travi reticolari. Il notevole peso del getto e l'esigenza di limitare quanto più possibile la deformabilità della struttura di sostegno dello stesso hanno richiesto l'adozione di un'armatura "rigida", realizzata mediante travi reticolari relativamente alte (non troppo per non ostruire l'alveo) appoggiate su pile temporanee intermedie. Il superiore cassero è stato realizzato in legno con elementi parzialmente prefabbricati e la sola esecuzione in opera delle sagomature presso la pila centrale.

La successiva posa dell'armatura è stata fatta posizionando innanzitutto la parte inferiore e la staffatura dell'anima, a cui è seguita la posa dei cavi di precompressione, già inguainati prima della posa. È seguita la posa dell'armatura di chiusura dell'anima e degli sbalzi dell'impalcato. Una particolarità riguarda lo sbalzo in corrispondenza della pila, che è stato sezionato mediante l'interposizione di lamiera di separazione perforate da barrotti di collegamento a taglio dei

due lembi di sbalzo sezionati.

L'armatura, una volta posata, è stata ricoperta con idonei teli a protezione da possibili nevicate, onde evitare la presenza di neve e ghiaccio tra i ferri durante il successivo getto.

Quest'ultimo, eseguito in periodo invernale con basse temperature, non ha presentato problemi di sorta, grazie all'utilizzo di un calcestruzzo adeguatamente studiato per evitare sia problemi di congelamento superficiale sia, all'opposto, di eccessivo sviluppo di calore viste le masse consistenti in gioco. Tutto l'impalcato è stato gettato in un'unica fase (circa 700 m³), in circa 10 ore di getto ininterrotto.

Le operazioni di tesatura dei cavi di precompressione sono avvenute a 9 e 12-13 giorni dal getto, una volta verificato che il calcestruzzo avesse raggiunto un'adeguata resistenza a compressione; esse sono state eseguite in due momenti distinti, condizionati dalla resistenza del calcestruzzo: nella prima fase è stata applicata da un lato una precompressione pari a circa il 50% di quella finale, con successivo incremento al 100% del carico, su entrambi i lati, alcuni giorni dopo. Solo una volta eseguita la prima precompressione, si è iniziato a rimuovere parte della centinatura di sostegno del getto (presso pile e spalle), completando il disarmo solo dopo la piena presollecitazione della struttura. Successivamente hanno avuto luogo il posizionamento della veletta laterale e i getti degli elementi secondari, quali cordoli e marciapiede.

Prove e controlli

Il ponte è stato sottoposto a un classico collaudo statico mediante posizionamento di autocarri da 350 e 400 kN di peso, rispettivamente a tre e quattro assi. Le modalità di collaudo hanno testato la resistenza dell'impalcato nei confronti delle sollecitazioni di

tipo flessionale e torsionale, raggiungendo, con gli schemi di carico di collaudo, valori di sollecitazione pressoché identici a quelli di progetto.

La prova di carico è stata eseguita in tre fasi, caricando la campata lato Dogna, poi quella lato val Dogna e testando infine la torsione dell'impalcato posizionando i carichi con la massima eccentricità possibile.

I risultati hanno messo in evidenza un comportamento leggermente più rigido dell'impalcato rispetto a quello atteso di progetto, manifestando degli abbassamenti complessivi dei punti di controllo inferiori di circa il 18% rispetto a quelli previsti. La deformabilità torsionale è risultata inferiore del 24% rispetto a quella prevista.

Al termine della costruzione del ponte, grazie anche alla sensibilità sull'argomento dimostrata dalla Direzione Regionale della Protezione Civile del Friuli Venezia Giulia, sono state condotte delle prove di eccitazione meccanica della struttura, al fine di comprenderne l'effettivo comportamento dinamico e la reale risposta alle azioni sismiche. Queste prove hanno anche permesso di validare "a posteriori" il modello di calcolo utilizzato (model updating), ovvero individuare se le caratteristiche dinamiche del modello di partenza erano adeguatamente "vicine" a quelle realmente misurate e procedere successivamente ad una modifica del modello stesso per cercare di far combaciare quanto più possibile le sue caratteristiche dinamiche con i risultati sperimentali.

Dalle analisi svolte è emerso un comportamento dinamico regolare, privo di anomalie, e caratterizzato da una sostanziale linearità di risposta alle vibrazioni forzate impresse.

I dati acquisiti costituiscono soprattutto una utile "lettura di zero" delle caratteristiche dinamiche dell'opera, da utilizzarsi come dato di riferimento per successive analisi di degrado nel tempo della stessa, ad esempio a seguito di un evento sismico. Le misure

accelerograms measured during the 1976 earthquake in the Friuli localities Tolmezzo, Barcis and Codroipo. Reference was made to the elastic response spectrum by assuming a coefficient of importance, γ_I , of 1.3, as required by the Italian code for bridges of particular importance socially and safety-wise.

For each group of accelerograms a non-linear analysis was conducted by means of direct time integration, and the results were then combined so as to extract the design values. The analysis procedure was made necessary in order to determine the stresses and the shifts acting on the insulators installed on the three bearing axes, which by their nature display a definite non-linear behaviour of the elasto-plastic work-hardening type.

In none of the analyses were the abutment structures modelled, since possessing such stiffness as to reasonably be considered a fixed constraint relative to the deck bearings.

Construction aspects

Construction started on the structure in mid-2005 and finished in April 2007. The construction phases concerned the construction of the foundation works (piles, micropiles and tendons) and the creation of the above-ground structures (abutments and pier) and finally of the deck.

Deserving special mention is the execution of the pier foundation. It called for the preliminary formation of an annular protective shield, consisting of 32 unreinforced-concrete drilled-pile elements, 11 m long, mutually intersecting among themselves along a circle of internal diameter 9.60 m. The piles, difficult to install by classical methods owing to the possible encounter of boulders, became impossible since they could not be made to intersect. They were finally installed by powerful new rotation-drilling machines able to drill through rock and concrete. The resulting shaft enabled the dry execution of the pier, without any diffi-

culties at all.

Some problems were had in executing the inclined micropiles (300 mm in diameter). The alluvial material present tended in fact to excessively and unexpectedly compress the cladding pipes, making insertion and extraction during the last few metres of the hole difficult.

The pour of the reinforced concrete for the piers and abutments displayed no particular difficulties except for the central spurs in the abutments, needed to take up the seismic forces.

The decision to reduce deck construction times led to building it in a single pour, simultaneously in the formwork for both spans.

The deck formwork was built by positioning a falsework of trestlework beams. The considerable weight of the pour and the need to limit as far as possible deformation of its support structure required the adoption of "stiff" falsework, created by relatively deep trestlework beams (not too deep so as not to obstruct the riverbed) bearing on temporary intermediate piers. The upper form was built of wood with partly prefabricated elements, only the shapings at the centre pier being executed in situ. The reinforcements were successively laid by first of all positioning their lower portion and stirring the web. This was followed by laying the prestressing cables, already sheathed before laying. Next came the laying of the closure reinforcements for the web and for the deck wings. A particular feature concerns the wing at the pier, which was sectioned by interposing metal sheets of separation perforated by connector shear bars for the two sectioned flaps of wing.

Once laid, the reinforcements were covered with canvases to protect them from any snowfalls, so as to avert snow and ice between the steels during the coming pour.

The pour, made during winter at low temperatures, raised no problems at all, owing to the use of a properly studied concrete to avert both surface freezing problems and, on the other

hand, any excessive heat development, considering the sizeable masses in play. The whole deck was made in a single ten-hour uninterrupted pour (700 cubic metres).

The prestressing-cable tensioning operations took place at 9 and 12-13 days from pour, after a check that the concrete had reached suitable crushing strength. They were carried out in two distinct phases, depending on concrete strength: in the first phase a prestressing of 50% of final was applied from one side, subsequently increased to 100% of load on both sides, a few days later.

Only after the first prestressing was made did startup begin on part of the pour support centering (at piers and abutments), striking being completed only when the structure was fully prestressed. Then the side sail was positioned, and the pours were made of the secondary elements, such as curbs and sidewalks.

Testing and checks

The bridge was subjected to a classical proof test by positioning 350 and 400 KN trucks, of three and four axles. The proof-test procedures tested deck strength under bending and torsional stresses, reaching, with the proof-test load schemes, stress values identical to design.

The load testing was carried out in three phases, the Dogna-side span being loaded and then the Val Dogna-side. Finally deck torsion was tested by positioning the loads as eccentrically as possible.

The results brought out a somewhat stiffer deck behaviour than expected from design, total drops of the control points being 18% less than predicted. The torsional strain was lower by 24% than predicted.

At the end of bridge construction, owing to the sensitivity to the subject shown by the Friuli-Venezia Giulia regional civil defence bureau, mechanical excitation tests were conducted on the structure, in order to understand its effective dynamic behaviour and the true bridge

Own frequencies with damping and model form, obtained from the experimental tests

Queste prove, non utilizzate normalmente nella pratica progettuale, costituiscono una sorta di "esempio pilota" finalizzato alla taratura di una metodologia operativa mirante alla verifica sismica del patrimonio infrastrutturale regionale.

La campagna di prove dinamiche condotte sulla struttura del ponte ha avuto come obiettivo anche quello di validare il modello di calcolo assunto in fase di progetto.

Tale modello ha permesso di individuare a priori le caratteristiche dinamiche dell'impalcato tramite, principalmente, la stima dei primi modi di vibrare e delle relative frequenze, riportate nella Tabella 1.

Primi modi di vibrare e relative frequenze
individuate con il modello di calcolo
First modes of vibration and their frequencies,
identified using the mathematical model

Frequenze proprie (modello di calcolo)			
<i>Mathematical model for natural frequencies</i>			
n.	T(s)	F Hz	tipo/type (L) _c (V) _c (T) _c (TOR)
1	0,696	1,44	V
2	0,466	2,15	T
3	0,445	2,25	L
4	0,405	2,47	V
5	0,321	3,11	T
6	0,174	5,75	V
7	0,160	6,25	T
8	0,131	7,63	V

I risultati ottenuti derivano da un'analisi modale agli autovalori svolta su un modello semplice monodimensionale, costituito da una trave su due appoggi laterali ed uno intermedio. Ai vincoli esterni sono state assegnate le caratteristiche di rigidità traslazionale proprie degli appoggi adottati, mentre l'appoggio intermedio è costituito dall'insieme pila+appoggi elastomerici. L'analisi quindi riesce a cogliere il compor-

La successiva prova sperimentale si è concentrata sulla determinazione dei primi modi di vibrare, all'interno di un range che va da 1 a 10 Hz circa, tralasciando i modi più "rigidi", sia perché poco significativi ai fini del comportamento complessivo della struttura, sia perché con forme modali più complesse e quindi più difficilmente identificabili in modo univoco.

Nella Tabella 2 sono riportate le frequenze proprie, lo smorzamento e la descrizione della rispettiva forma modale ottenute dalle prove sperimentali.

Tra le previsioni di progetto e i risultati sperimentali si è notato che l'impalcato risulta essere nella realtà più rigido sia dal punto di vista flessionale che traslazionale, pur rispettando le forme modali determinate in sede di analisi. Inoltre sono stati rilevati dei modi torsionali che nel modello di calcolo si evidenziano solo a frequenze maggiori (circa 20 Hz). Alla luce di ciò si può dire che un modello semplice permette di cogliere le prime forme modali (che per questa tipologia di strutture attivano un'elevata percentuale di massa), con degli errori di stima delle frequenze anche non trascurabili ai fini della precisa caratterizzazione dinamica.

Dopo la sperimentazione è stato realizzato un modello agli elementi finiti della struttura più raffinato di quello adottato in sede di progetto, allo scopo di poter simulare con maggiore precisione l'effettivo comportamento dinamico dell'opera.

Nella Tabella 4 sono riportate le frequenze proprie e la forma modale ottenute dal modello numerico agli elementi finiti (modello base post-sperimentazione), una volta fissati alcuni parametri meccanici e geometrici, quali il modulo elastico del materiale ($E_{\text{c,1}}$), il coefficiente di Poisson del

response to seismic forces. These tests also validated a posteriori the mathematical model used (model updating), that is identified that the starting model's dynamic characteristics were close enough to those actually measured; had they not been, the model itself would have had to be modified to seek to make the dynamic characteristics fit as far as possible with the experimental results.

The analyses carried out exhibited a regular dynamic behaviour, devoid of anomalies, and characterized by a substantial linearity of response to the forced vibrations impressed.

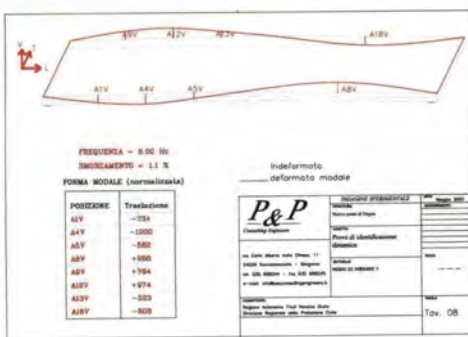
The data acquired constitute most especially a useful "zero reading" of the structure dynamic characteristics, to be used as reference for subsequent analyses of its deterioration over time, for example after an earthquake. The measurements made were sent also to University of Udine experts on dynamic identification for further in-depth investigation into theory and applications.

These tests, not ordinarily used in design practice, constitute a sort of "pilot example" having as its purpose the calibration of an operational methodology aimed at seismic checking of the region's infrastructural assets.

The dynamic-testing campaign conducted on the bridge structure also had as its objective to validate the mathematical model used during design phase.

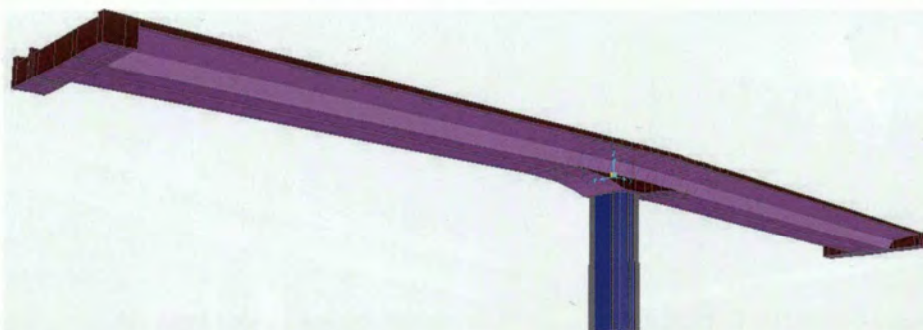
This model made it possible to identify a priori the deck dynamic characteristics, principally by the estimate of the first modes of vibration and of their frequencies, set forth in the Table I.

The results obtained derive from a modal analysis of the eigenvalues, carried out on a simple one-dimensional model consisting of a beam on two lateral supports with an intermediate one. To the external constraints were assigned the translational stiffness characteri-



● 23- Striking the forms and removal of the reinforcement; 24- Laying the lateral sail before the pour of the sidewalks.





calcestruzzo, l'altezza utile della pila (H_p), la rigidità traslazionale e rotazionale degli appoggi ($K_{app,T}$ e $K_{app,R}$) (Tabella 3).

TABELLA/TABLE 3

Dati di input iniziali del modello post-sperimentazione
Initial input data for the post-experiment model

$E_{CLS,impal(1)} =$	$E_{CLS,pila(2)} =$	$\nu =$
43200 MPa	43200 MPa	0.15
$K_{app,T} =$	$K_{app,V} =$	$K_{app,R} =$
134700 kNm	6448000 kN/m	656326 kN/m/rad

Note: (1)deck, (2)pier, (3)bearing

TABELLA/TABLE 4

Frequenze proprie del modello base (modello 00)
post-sperimentazione
Own frequencies of the post-experiment base model
(model 00)

n.	T(s)	F Hz	tipo/type (L),(V),(T),(TOR)
1	0,49367	2,03	V
2	0,37698	2,65	T
3	0,32728	3,06	L
4	0,30877	3,24	V
5	0,23700	4,22	T
6	0,14851	6,73	TOR
7	0,13938	7,17	V
8	0,13804	7,24	TOR + T
9	0,10933	9,15	TOR
10	0,10768	9,29	V

Si indicano con "L" le forme modali che presentano deformate prevalentemente in senso longitudinale, con "V" quelle verticali (flessionali), con "T" quelle trasversali e con "TOR" quelle torsionali.

La disponibilità dei parametri modali della struttura realizzata ha permesso di studiare l'influenza che hanno alcuni termini nel definire la risposta modale del corrispondente modello numerico strutturale.

Nel caso in esame sono state condotte diverse analisi sul modello (modello base post-sperimentazione) che, nel complesso,

stics of the supports adopted, while the intermediate support consists of the set: pier+elastomer bearings.

The analysis thus succeeds in capturing the structure's overall behaviour, within the limits of a simplified modelling of the structure's dynamic description.

The successive experimental test concentrated on determining the first modes of vibration, within a range running from one to ten Hertz. The "stiffer" modes were neglected, both because of scant significance for the overall structure behaviour, and because having more complex modal forms and thus difficult to identify unambiguously.

The Table 2 sets forth the own frequencies, the damping and the description of the modal form obtained from the experimental tests.

Comparison of the design forecasts with the experimental results brings out that the deck is in fact stiffer from the bending and translation standpoint, even if displaying the modal forms determined by analysis. Furthermore, torsional modes were found that in the mathematical model are seen only at the higher frequencies (20 Hz). In light of this it can be said that a simple model makes it possible to capture the first modal forms (which for this structure-type activate a large percentage of mass), with non-negligible estimation errors in the frequencies for the purposes of a precise dynamic description. After the experiments a more refined finite-elements model was constructed for the structure than that adopted during design phase, in order to simulate with greater precision its



si può definire "adeguatamente dettagliato" in relazione allo studio in esame, senz'altro più dettagliato di quelli utilizzati nella normale prassi progettuale. Ad esempio, la scelta di descrivere l'impalcato con elementi finiti bidimensionali, come è stato fatto in quest'ultimo modello, può portare sicuramente ad una miglior comprensione del comportamento dinamico della struttura, per contro i tempi da destinare alla pura elaborazione numerica si allungano considerevolmente, ed i risultati finali (in termini di sollecitazione) possono essere più difficilmente interpretabili, a scapito di quel

- 25- Dettaglio del dispositivo anti-scalzamento posizionato attorno alla pila.
- 25-Detail of the anti-washing device positioned around the pier.



actual dynamic behaviour.

Table 4 sets forth the own frequencies and the modal form obtained using the numerical finite-elements model (a post-experiment base model), once such mechanical and geometric parameters were set as the materials' elastic modulus, (E_{cls}), the concrete's Poisson coefficient, the pier net height, (H_p), and the supports' translational and rotational stiffnesses ($K_{app,T}$ and $K_{app,R}$) (Table 3).

L indicates the modal forms that appear deformed prevalently longitudinally, V the vertical (bending) ones, T the crosswise ones and TOR the torsional ones. The availability of the





doveroso controllo a valle con schemi semplificati per “validare” i risultati ottenuti col calcolatore.

Nonostante l'utilizzo di un elaborato modello numerico, l'analisi modale condotta non ha permesso di riprodurre in modo “perfetto” i risultati osservati nelle prove, il che evidenzia la difficoltà di riprodurre mediante modello il comportamento dinamico della struttura reale. I risultati ottenuti sul modello di progetto e quelli in fase di model updating sono senz'altro adeguati da un punto di vista ingegneristico e più che “precisi” in relazione alle sollecitazioni strutturali e alla sicurezza della struttura, ma non raggiungono una precisione tale da ritenere l'identificazione strutturale mediante modello come una “perfetta” fotografia della struttura reale. Ciò è in effetti “utopico” dal punto di vista ingegneristico, se non altro per l'enorme numero di

parametri della struttura reale che nel modello non vengono e non possono venir considerati o per la variabilità nel tempo degli stessi, che fanno sì che la struttura “cambi” nel corso della sua vita. Lo scopo quindi della sperimentazione intrapresa e dell'identificazione strutturale più in generale, non è quindi quello della “perfetta modellazione”, ma è quello di intuire quali sono i parametri più significativi nel descrivere una struttura e quali possono subire significative alterazioni, nella trattazione modellistica, a causa di degrado o danno strutturale.

Tornando al caso in esame, gli elementi maggiormente influenti nel determinare dei parametri modali simili a quelli rilevati nelle prove si sono rivelati essere la rigidità degli appoggi, in particolare quella

structure-as-built's modal parameters enabled study of the influence that some terms have in defining the modal response of the corresponding structural numerical model.

In the case at hand various analyses were conducted on the model (post-experiment base model) that, on the whole, may be called “adequately detailed” in relation to the study at hand, certainly more detailed than those used in normal design practice. For example, the decision to describe the deck with two-dimensional finite elements, as was done with this last model, can certainly lead to a better understanding of the structure's dynamic behaviour. As against this, the times given over to pure numerical processing lengthen considerably, and the end results (in terms of stress) can be harder to interpret, to the detriment of that necessary checking down line with simplified schemes to “validate” the results obtained



on the computer.

Despite the use of an elaborate numerical model, the modal analysis conducted did not permit perfectly reproducing the results observed during the tests, which brings out the difficulty of reproducing by model the real structure's dynamic behaviour. The results obtained on the design model and those during the model-updating phase are certainly sound from an engineering standpoint and more than precise in relation to structural stresses and to structure safety, but do not reach such precision as to let us suppose the model's structural identification to be a perfect photograph of the real structure.

To wish for this is in effect utopian from the engineering standpoint, if for no other reason because the model does not and can not consider the enormous number of parameters of the real structure. But also because of the structure's

time variability, which means that the structure changes during its life. The purpose then of the experiment undertaken and of structural identification more in general, is not to produce a perfect modelling, but to divine what the most significant parameters are in describing a structure, and what factors can undergo significant alterations, in the model treatment, owing to deterioration or to structure damage.

Coming back to the case at hand, the most influential elements in determining the modal parameters like those brought out in the tests turned out to be the stiffness of the bearings – in particular the rotational stiffness – the deck concrete elastic modulus and the pier net height. Other parameters, like the concrete's Poisson coefficient or friction along the expansion joints, did not turn out to be particularly influential. It is observed that during design

phase (thus before the structure is built) not precisely known is either the concrete elastic modulus (for which a conventional value is adopted, representing the instantaneous elastic modulus tangent at the origin, one anyway “...not binding in the interpretation of the experimental checks on the structures.”) or, in the case in question, the actual pier net height. This latter parameter can undergo strong variations, since the riverbed pier may be subject to washing or erosion, or to unsymmetrical deposits of material, the consequent net shaft height depending on the direction of motion.

The support stiffnesses are instead in general known or anyway can be estimated, except for their rotational stiffness. This, often, for simplicity of schematizing, is taken as vanishing (pure hinge assumption). But in the case in question this last assumption could lead to



rotazionale, il modulo elastico del calcestruzzo dell'impalcato e l'altezza utile della pila; altri parametri come il coefficiente di Poisson del calcestruzzo o la presenza di attrito lungo i giunti di dilatazione non hanno invece dimostrato d'essere particolarmente influenti.

Si osserva come in fase di progetto (quindi prima che la struttura venga realizzata) non siano noti con precisione né il modulo elastico del calcestruzzo (del quale si adotta un valore convenzionale rappresentante il modulo elastico istantaneo tangente all'origine, comunque "...non vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture."), né, nel caso in esame, l'effettiva altezza utile della pila. Quest'ultimo parametro è suscettibile di forti variazioni, in quanto la pila in alveo potrà essere soggetta a fenomeni di erosione o di deposito di materiale in modo non simmetrico, con conseguente altezza utile del fusto variabile a seconda della direzione del moto.

Le rigidità degli appoggi sono invece in generale note o comunque stimabili, a meno della rigidità rotazionale degli stessi che spesso, per semplicità di schematizzazione, viene assunta nulla (ipotesi di cerniera pura): si è visto nel caso in esame che quest'ultima assunzione può portare a degli errori nella stima dei primi periodi di vibrazione a carattere flessionale verticale di oltre il 20%.

L'effetto della precompressione dell'impalcato sulla risposta dinamica della struttura non è stato considerato, in quanto il modello teorico normalmente assunto per correlare l'effetto dello stato assiale su un'asta sui modi e frequenze di vibrare non fornisce, per la precompressione, dei risultati attendibili.

I risultati dell'indagine dinamica sperimentale hanno quindi permesso di evidenziare come:

a. un modello di calcolo semplificato può portare ad avere dei risultati ingegneristicamente adeguati dal punto di vista statico, ma dal punto di vista dinamico può non cogliere il reale comportamento della struttura;

b. un modello di calcolo complesso può caratterizzare con maggiore precisione la struttura anche dal punto di vista dinamico, cogliendo facilmente tutti i modi di vibrare, a patto di poter correttamente definire i vari parametri meccanici. In particolare, come in parte rilevabile dalla tabella 4, le frequenze proprie ottenute dal modello di calcolo si discostano di qualche punto percentuale per quanto riguarda i modi di vibrare flessionali verticali, mentre si hanno differenze maggiori, dell'ordine del 10% circa, per quanto riguarda i modi di vibrare traslazionale (longitudinale e trasversale); i modi di vibrare torsionali vengono invece colti con errori nella frequenza propria di circa il 5%.

c. la realizzazione di un modello di calcolo che simuli (entro limiti ammissibili) i risultati delle prove dinamiche sperimentali comporta, nel suo complesso, la definizione del valore di una serie di parametri meccanici, tralasciando l'effetto di altri. Questa modalità di "rielaborazione" dei risultati sperimentali tuttavia permette solo di arrivare ad un modello che soddisfa certi requisiti, ma non assicura che sia fedele alla realtà. La scelta, arbitraria anche se basata su criteri logici, di intervenire con pesi diversi su parametri diversi, trascurandone alcuni, non permette infatti di arrivare a "IL modello numerico della struttura", bensì ad "UN modello della struttura" così come rilevata al momento della prova sperimentale.

errors of more than 20% in the estimate of the first periods of bending vibration.

The effect of deck prestressing on the structure dynamic response was not considered, since the theoretical model ordinarily assumed to correlate the effect of the axial state on a rod on modes and frequencies of vibration does not supply credible results for the prestressing.

The results of the experimental dynamic study thus brought out that:

a. A simplified mathematical model can lead to having adequate results engineeringwise from the statics standpoint, but from the dynamic standpoint may not capture the structure's true behaviour;

b. A complex calculation model can more precisely characterize the structure dynamically too, easily producing all the modes of vibration, provided that it be possible to correctly define the various mechanical parameters. In particular, as can be seen in part from table 4, the own frequencies obtained from the mathematical model depart by some percentage points as regards the vertical bending modes of vibration, while there are larger differences, around 10%, in the translational modes of vibration (longitudinal and crosswise). The torsional modes of vibration are instead got with own-frequency errors of 5%.

c. The construction of a mathematical model that simulates (within admissible limits) the results of the dynamic experimental tests involves, as a whole, defining the value of a series of mechanical parameters, ignoring the effect of others. This mode of "reprocessing" the experimental results however permits only arriving at a model that meets certain requisites, but does not assure that it be faithful to reality. The choice, arbitrary even if based on logical criteria, to intervene by differently weighting the parameters, ignoring some of them, does not in fact permit arriving at "THE structure mathematical model", but rather at "A structure model", just as brought out at the time of the experimental test.

Summary

The new bridge over the river Fella has a continuous prestressed-concrete-beam structure in two spans. Its construction connected the village of Dogna (province of Udine) with the valley of the same name. The oeuvre replaces an existing bridge positioned a hundred metres upriver, that displayed, during the floods of recent years, a significant hydraulic inadequacy, with obstructions of the spans and the beginnings of flows over the deck. As part of the operation to restore the river's hydraulic regime, the new bridge reduced occupation of the river bed owing to a structure having a single pier located in an area where the river was widest. Architecturally and environmentally design sought a low-impact solution. To this purpose slender flowing lines and forms were sought to assure a delicate visual and chromatic blending. Since the zone features high seismicity, the architectural aspect had to come to terms with solid structural strength. The result takes nothing either from the form or from the substance, owing most especially to the decision to seismically insulate the structure. The bridge is overall 77 m long. Its deck is constituted of two symmetric spans, built as a single continuous post-tensioned prestressed-concrete beam. The carriageway is a total 10.5 m wide, of which 7.5 m is roadway, 2.5 m is sidewalk and 0.5 m holds the highway barrier. The deck resisting section features a post-tensioned prestressed-concrete plate and beam, consisting of a constant 4-metre-thick web. The central pier has a compound section, one inscribable in a 2.4 m x 4.0 m rectangle. Its maximum height is ten metres. The foundations are the deep type, ensuring stability to the entire structure even under washing. The pier founds on six large-diameter (Ø1200 mm) drilled reinforced-concrete piles 15.5 m long, arranged at the vertices of a regular hexagon of side 3.60 m. The abutments found on 48 micropiles (Ø300 mm), to which are summed 11 tendons, Ø36 bars.

Résumé

Le nouveau pont sur le fleuve Fella a une structure continue en béton armé précontraint sur deux portées: sa réalisation a permis de relier le pays de Dogna (Udine) avec la vallée homonyme. Cet ouvrage remplace un pont déjà existant, situé à une centaine de mètres plus en amont, qui pendant les alluvions des dernières années a bien mis en évidence une insuffisance hydraulique significative, avec obstruction des portées et le début de l'écoulement au niveau du plancher. Dans le cadre de l'intervention visant la restauration du régime hydraulique du fleuve, le nouveau pont a permis de réduire l'occupation du lit du fleuve, grâce à une structure ayant une seule pile d'appui, qui est localisée dans la zone de plus grande ampleur du fleuve. Du point de vue architectural et environnemental une solution avec un "impact modeste" a été recherchée, comme si on voulait faire presque "disparaître" ce pont du territoire environnant. A ce but, ont été recherchés des lignes et des formes minces et filantes en vue d'une insertion visuelle et chromatique "délicate". Comme la zone est caractérisée par une sismi-

citée élevée, l'aspect architectural a dû faire ses comptes avec une résistance structurale adéquate: le résultat n'enlève absolument rien ni à la "forme" ni à la "substance" grâce surtout à la décision d'isoler l'ouvrage du point de vue sismique. Le pont a une longueur totale de 77 m et un plancher constitué de deux travées symétriques, réalisés avec une seule poutre continue en béton armé précontraint post-tendue. La chaussée routière a une largeur totale de 10,5 m, dont 7,5 m de siège routier, 2,5 mètres destinés à un trottoir latéral et 0,5 m au logement de la barrière routière. La section résistante du plancher est caractérisée par une plaque/poutre précontrainte post-tendue, constituée d'une âme d'une largeur constante et égale à 4 m. La pile centrale a une section composée, qui peut être inscrite globalement dans un rectangle, dont les dimensions sont égales à 2,4 x 4 mètres. La hauteur maximale est égale à environ 10 m. Les fondations sont du type profond, de façon à garantir la stabilité de toute la structure, même face à des phénomènes de déchaussement. Les fondations de la pile ont été réalisées sur six pilotis forés avec un grand diamètre (Ø1200 mm) en béton armé, de 15,5 m de long, situés le long des sommets d'un hexagone régulier avec un côté de 3,60 m. Les épaulements reposent sur 48 micro pilotis (Ø300 mm), auxquels s'ajoutent 11 entretoises en des barres de Ø36.

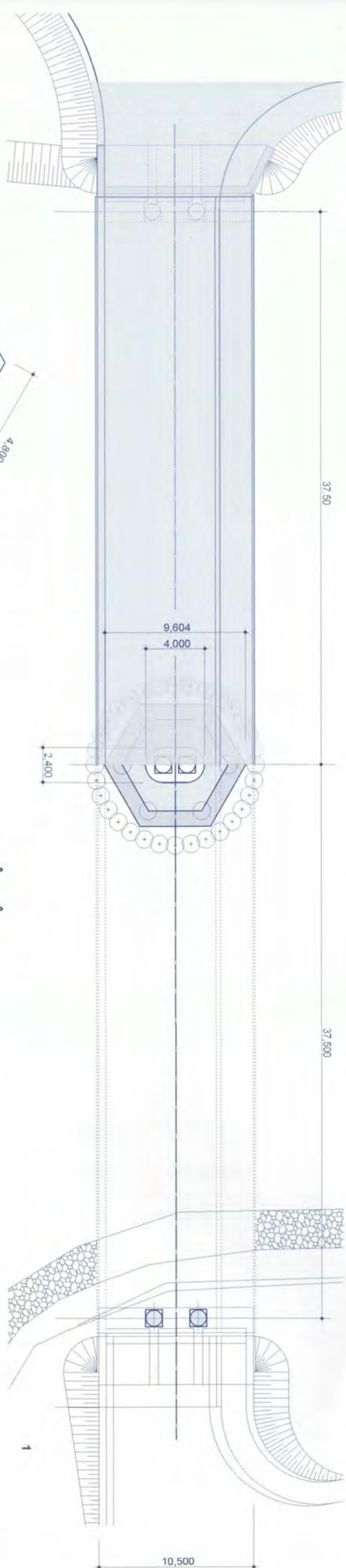
Zusammenfassung

Die neue Brücke über den Fluss Fella hat eine durchgehende Stahlbetonstruktur auf zwei Lichtweiten; mit ihrem Bau konnte der Ort Dogna (Udine) mit dem gleichnamigen Tal verbunden werden. Das Bauwerk ersetzt eine bereits bestehende, zirka hundert Meter stromaufwärts liegende Brücke, die während der Überschwemmungen der letzten Jahre hydraulische Schwächen gezeigt hat, wie z. B. die Verstopfung der Lichtweiten und ein beginnender Abfluss auf die Brückenfahrbahn. Im Rahmen der Arbeiten zur Wiederherstellung des Wasserhaushalts des Flusses konnte durch den Bau der neuen Brücke das Flussbett weniger beansprucht werden, da es sich um eine Struktur mit nur einem Stützpfiler handelt, der an der breitesten Stelle des Flusses positioniert wurde. Vom architektonischen und ökologischen Gesichtspunkt aus wurde eine „umweltschonende“ Lösung gewählt. Zu diesem Zweck wurden leichte, schwebende Linien und Formen gewählt, um das neue Bauwerk „sanft“ in das Sicht- und Farbfeld einzupassen. Da es sich um eine Erdbeben gefährdete Gegend handelt, musste bei der Architektur eine entsprechende Widerstandsfähigkeit der Struktur berücksichtigt werden: das Ergebnis ist sowohl in der „Form“ als auch in der „Substanz“ zufrieden stellend, vor allem dank der Wahl, das Bauwerk seismisch zu isolieren. Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 77 m und eine Brückenfahrbahn aus zwei symmetrischen Brückenfeldern, die aus einem durchgehenden nachgespannten Balkenträger aus Stahlbeton hergestellt wurde. Die Straßenfahrbahn hat eine Gesamtbreite von 10,5 m, von denen 7,5 m reine Fahrbahn sind, 2,5 m ein seillicher Bürgersteig und 0,5 m den Schutzplanken dienen. Der resistente Querschnitt der Fahrbahnplatte besteht aus einem vorgepressten nach-

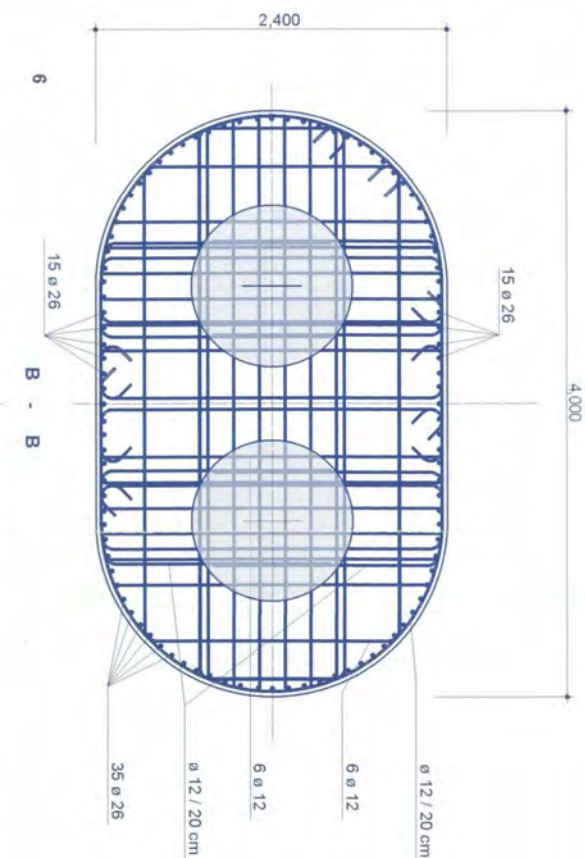
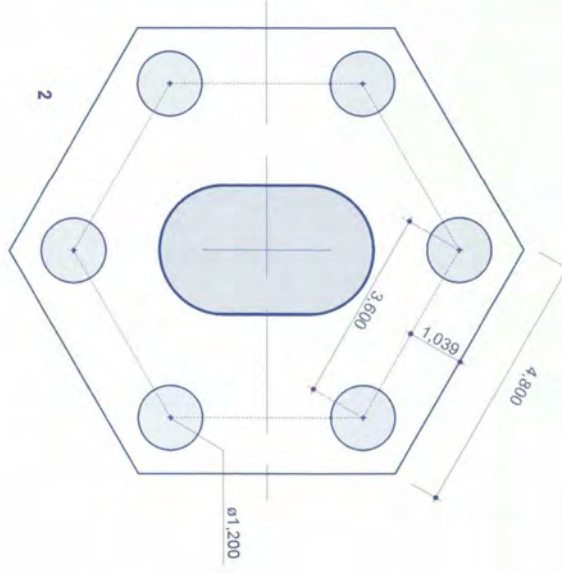
gespannten Balkenträger, der wiederum aus einem konstant 4 m breiten Kern besteht. Der zentrale Brückenpfiler hat einen zusammengesetzten Querschnitt, der im Großen und Ganzen in einem Rechteck von 2,4 m x 4 m umschrieben werden kann; die maximale Höhe liegt bei ca. 10 m. Bei den Fundamenten handelt es sich um tiefe Fundamente, um die Stabilität der gesamten Struktur auch im Falle von Unterspülungsphänomenen zu gewährleisten. Der Brückenpfiler liegt auf sechs 15,5 m langen Großbohrpfählen (Ø1200 mm) aus Stahlbeton, die an den Ecken eines regelmäßigen Sechsecks mit Seitenlängen von jeweils 3,60 m angelegt sind. Die Sockelwände basieren auf 48 Mikropfählen (Ø300 mm), zu denen 11 Zugstangen vom Ø36 hinzukommen.

Resumen

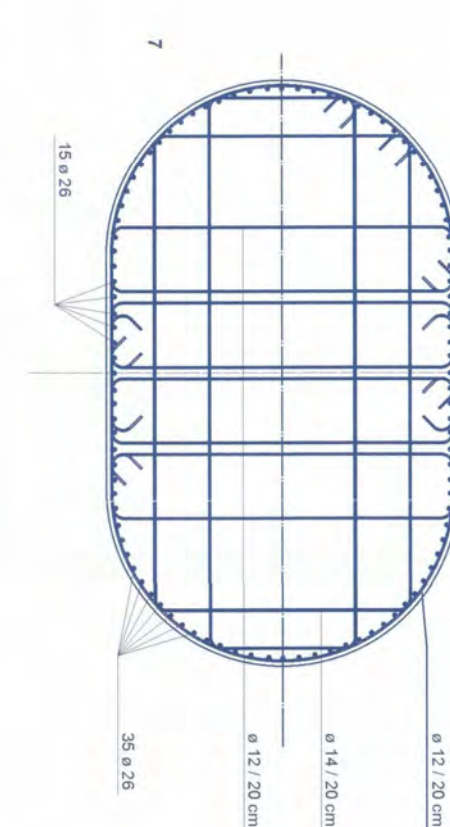
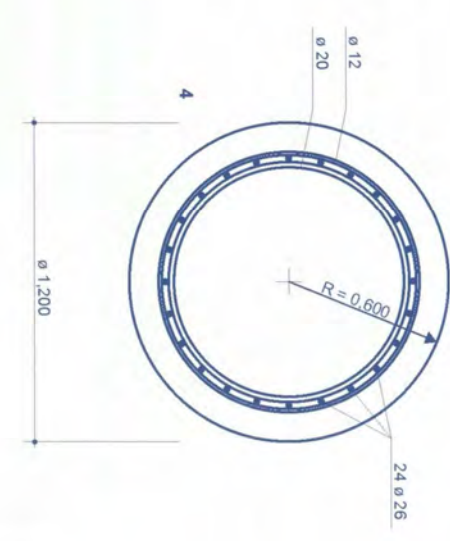
El nuevo puente en el río Fella tiene una estructura continua de hormigón armado pretensado en dos luces; su realización ha permitido conectar el pueblo de Dogna (Udine) con el valle homónimo. La obra sustituye un puente existente, colocado aproximadamente cien metros más arriba, que durante los aluviones de los últimos años ha presentado una significativa insuficiencia hidráulica, con obstrucción de las luces y principios de escorrentía al nivel del tablero. En el marco de la intervención para la reparación del régimen hidráulico del río, el nuevo puente ha permitido reducir la ocupación del álveo gracias a una estructura con una sola pila de apoyo, ubicada en la zona en que el río es más amplio. Desde el punto de vista arquitectónico y medioambiental se ha buscado una solución con un impacto reducido, que casi "desapareciera" del territorio. Por esta razón, se han buscado líneas y formas finas y esbeltas para una inserción en el contexto "delicada" a nivel visual y cromático. Ya que la zona está caracterizada por una elevada sismicidad, el aspecto arquitectónico ha tenido que "hacer las cuentas" con una resistencia estructural adecuada: el resultado no quita nada ni a la "forma" ni a la "sustancia", gracias sobre todo a la elección de aislar sísmicamente la obra. El puente tiene una longitud total de 77 m y un tablero formado por dos tramos simétricos y realizado con una sola viga continua postensada de hormigón armado pretensado. La calzada de la carretera tiene una anchura total de 10,5 m, de los que 7,5 m están destinados a los carriles, 2,5 m a una acera lateral y 0,5 m a alojar la valla. La sección resistente del tablero está caracterizada por una placa/viga postensada de hormigón armado pretensado, constituida por un alma con una anchura constante de 4 m. La pila central tiene una sección compuesta, que puede inscribirse en un rectángulo con dimensiones de 2,4 x 4 m; la altura máxima es de unos 10 m. Los cimientos son de tipo profundo, para garantizar la estabilidad de toda la estructura aún frente a fenómenos de excavaciones. La pila está cimentada en seis pilotes barrenados de gran diámetro (Ø1200 mm) de hormigón armado, con una anchura de 15,5 m y dispuestos en los vértices de un hexágono regular con lado de 3,60 m. Los estribos están cimentados en 48 micropilotes (Ø300 mm), a los que se suman 11 tirantes en barras con Ø36.



A - A



B - B

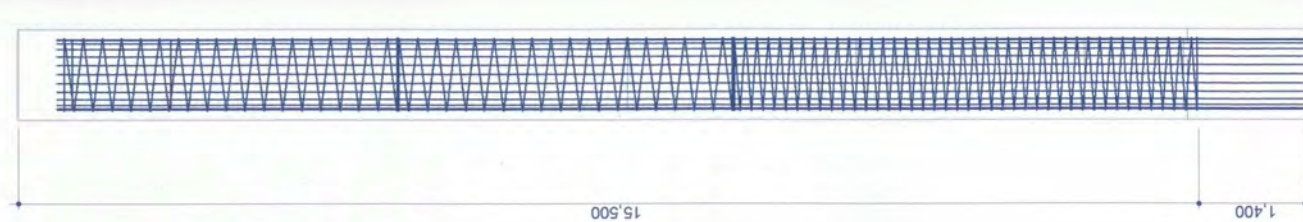


I FONDAZIONI E PILA

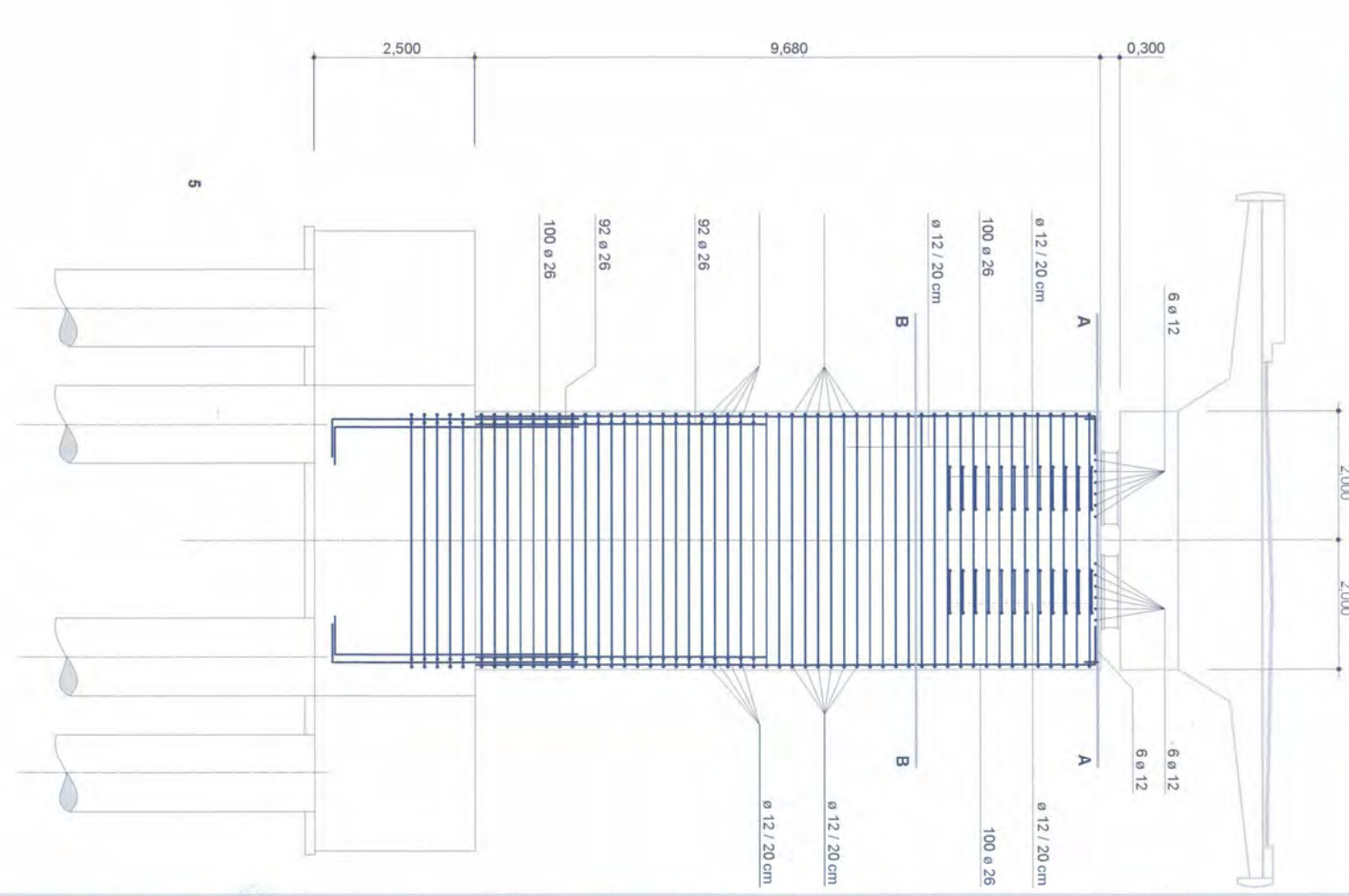
- 1-Pianta delle fondazioni e dell'impalcato;
- 2-Pianta del plinto di fondazione;
- 3-4 Sezioni di un paio: armatura;
- 5- Sezione verticale della pila: armatura;
- 6-7 Sezioni orizzontali della pila: armatura.

I FOUNDATION AND PIER

- 1-Plan of the foundation and of the deck;
- 2-Plan of the footing;
- 3-4 Sections of a pile: reinforcements;
- 5- Vertical section of the pier: reinforcements;
- 6-7 Horizontal sections of the pier: reinforcements.



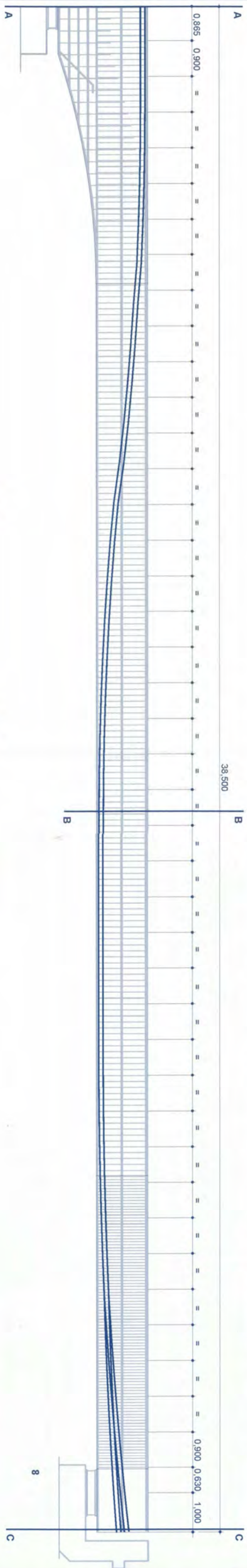
3



5

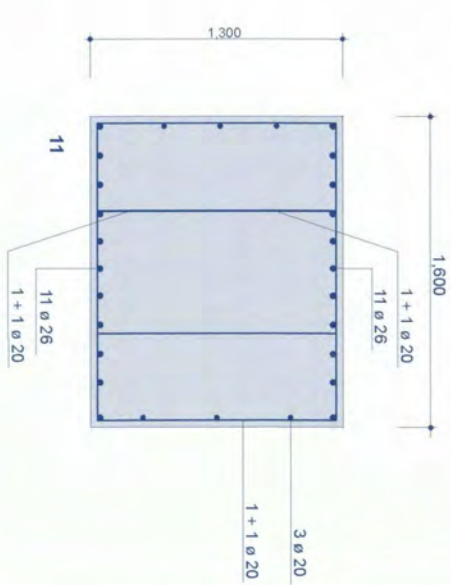
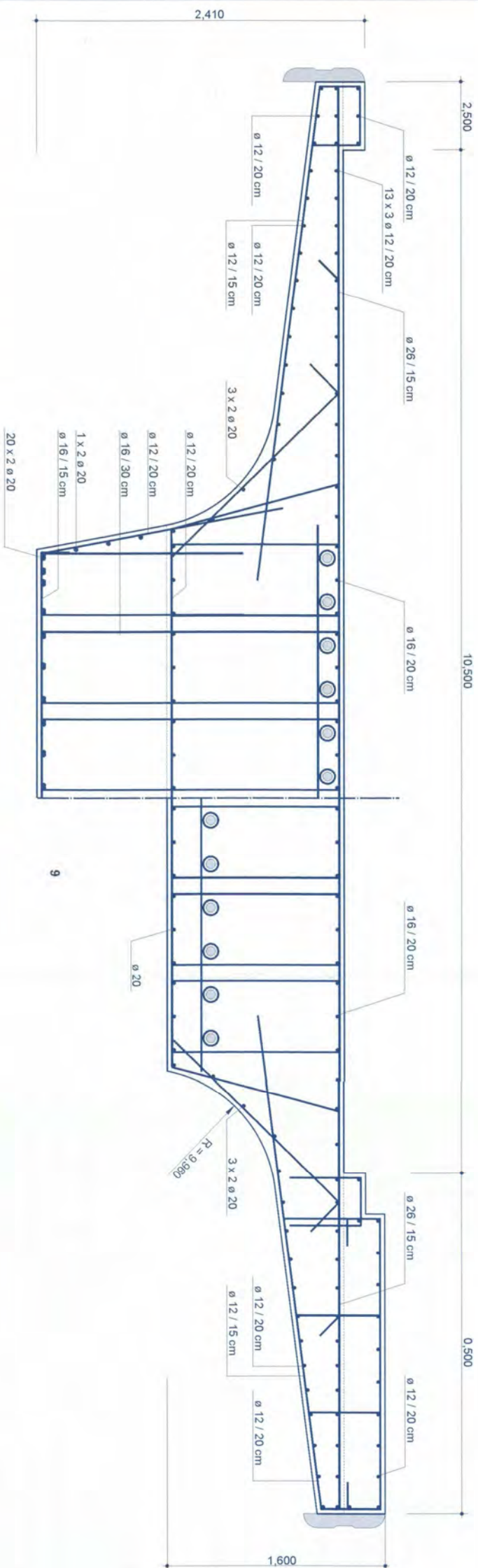
II IMPALCATO

- 8- Sezione longitudinale (lato Val Dogna): andamento dei cavi di precompressione;
 9- Sezione trasversale di impalcato in asse pia ed in campata: armatura;
 10- Sezione trasversale del traverso: armatura;
 11-12 Sezioni del traverso: armatura lenta e di precompressione.



II DECK

- 8- Longitudinal section (Val Dogna side): layout of the prestressing cables;
 9- Cross section of the deck at the pier's axis and at the span: reinforcements;
 10- Cross section of the crosspiece: reinforcements;
 11-12 Crosspiece's sections: slack and prestressing reinforcements.



E - E

