

COSTRUZIONI METALLICHE

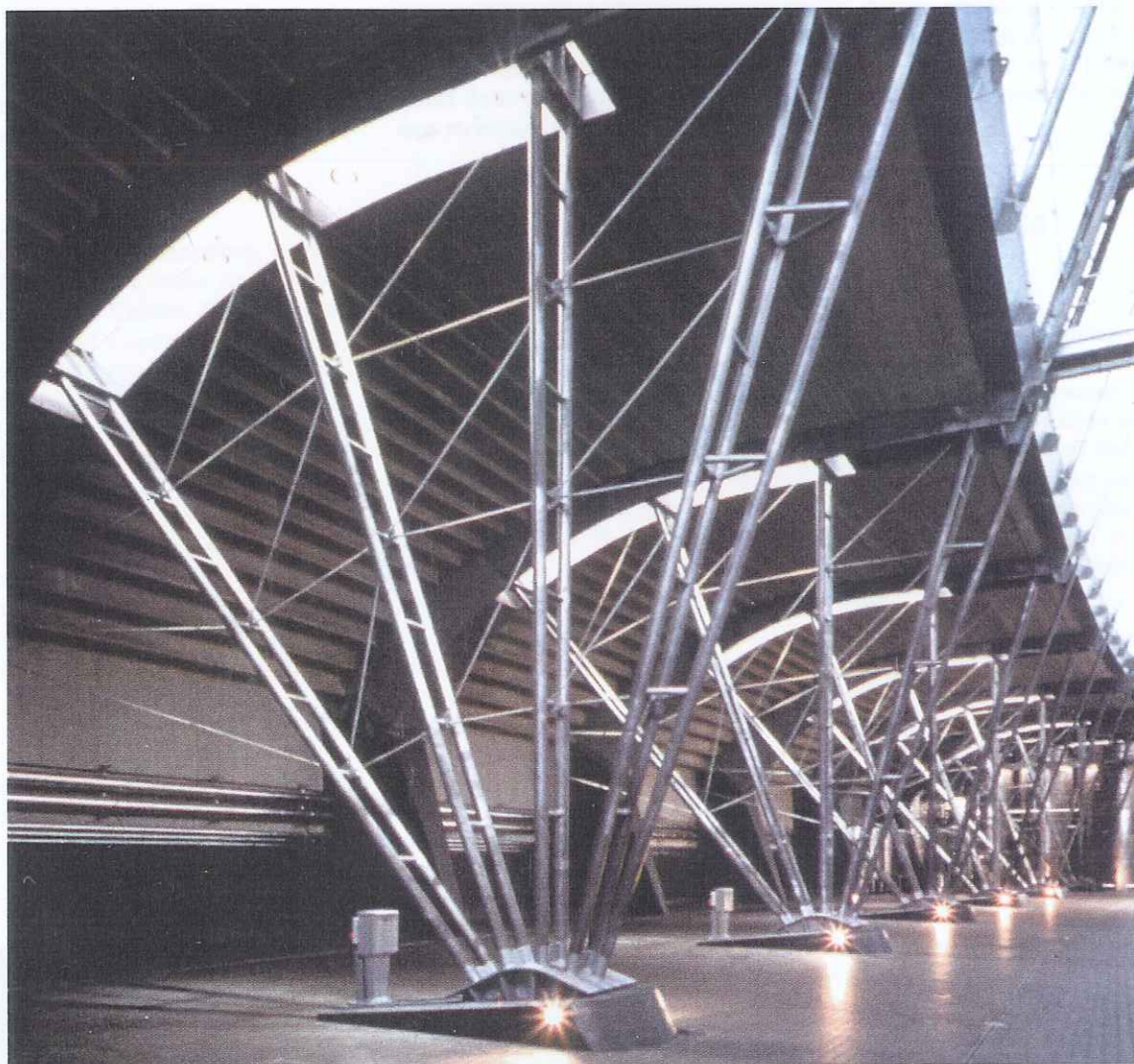
3

RIVISTA
BIMESTRALE
DEI TECNICI
DELL'ACCIAIO



ANNO I

MAGGIO
GIUGNO
1998



Spedizione
in Abbonamento
Postale - 45% -
Art. 2 Comma 20/B
Legge 662/96
Filiale di Milano
In caso di mancata
consegna restituire
a Acs Acai Servizi
Srl I 20131 Milano
V.le Abruzzi 66
che si impegna
a pagare
la relativa tassa

Acciaio e ibridazione tecnologica:
le Nuove Cantine Rotari
e MezzaCorona

Il nuovo "Ponte Giulio"
sul torrente Cellina
a Montereale Valcellina

Il modulo equivalente secante
dello strallo con tiranti

Il d.lgs 494/1996
e le opere provvisorie.
La progettazione operativa
come strumento
della pianificazione di sicurezza

Tubi forma saldati per l'edilizia

Ponteggi: in Europa con il Marchio

reprint

Il nuovo "Ponte Giulio" sul torrente Cellina a Montereale Valcellina

Il "Ponte Giulio", struttura continua in acciaio-calcestruzzo lunga 1035.5 m, rappresenta l'opera principale inserita nei "Lavori di costruzione della variante di Montereale Cellina (PN) lungo la strada statale n. 251".

L'opera si presenta con alcune particolarità di rilievo legate all'alta sismicità dei luoghi, alla continuità strutturale dell'impalcato lungo oltre 1000 m, alla particolare sezione resistente dell'impalcato a struttura mista acciaio-calcestruzzo, alla snellezza di pile a "lama di cacciavite" alte fino a 37 m.

INSERIMENTO AMBIENTALE

L'Alta Pianura alluvionale pordenonese, a valle della stretta di Ravedis, è solcata dal largo e profondo alveo del torrente Cellina di dimensioni, in questa zona, esuberanti rispetto alle massime portate del torrente, sufficientemente regolare e profondamente incassato ai fianchi in antiche alluvioni terrazzate. Il superamento di questo ostacolo naturale, nell'ambito dell'attuazione del nuovo collegamento stradale tra gli abitati di Maniago e di Montereale Valcellina, ha richiesto la predisposizione di un'opera di notevoli dimensioni in grado di mantenere un'altezza di percorrenza corrispondente a quella dei terrazzamenti laterali. E' stato pertanto progettato un ponte lungo oltre 1000 m, posto ad un'altezza di 30-35 m sopra l'alveo del torrente.

L'opera, messa in parallelo ad un ponte ferroviario posto circa 500 m a monte (fig. 1), attraversa ortogonalmente e con andamento rettilineo il corso d'acqua. Per l'esigenza di rendere minimo il disturbo ambientale di un ponte così alto ed evidente, si è cercato di inserire un'opera che fosse la più snella e la più ordinata possibile da un punto di vista strut-

L'attraversamento del torrente Cellina tra gli abitati di Maniago e Montereale Valcellina (Pordenone) è stato realizzato con un ponte a struttura portante in acciaio-calcestruzzo di 20 campate lungo complessivamente oltre 1000 m; l'impalcato, costruito in zona sismica di primo grado, si presenta continuo in tutta la sua lunghezza, è costituito da una struttura in acciaio atipica a travi inclinate e appoggia su pile a "lama di cacciavite" a elevata snellezza. Si illustrano di seguito le principali caratteristiche progettuali e costruttive dell'opera, evidenziando le problematiche introdotte dalla presenza delle travi inclinate e l'assorbimento delle forze sismiche su una struttura di così grandi dimensioni.

The new Ponte Giulio bridge over the River Cellina in Montereale Valcellina

The crossing of the River Cellina between the villages of Maniago and Montereale Valcellina, near Pordenone, has been completed with a bridge with a 20 span steel-concrete load-bearing structure and a total length of over 1,000 metres. The floor system, built in a grade one seismic zone, continues throughout the length of the bridge and has an unusual, inclined beam steel structure, resting on slender "screwdriver blade" piers. The main design and construction features are described below, emphasising the problems caused by the presence of the inclined beams and the absorption of the seismic forces in a structure of such large dimensions.

turale. La scelta progettuale ha previsto un impalcato continuo in acciaio autoprotettente, ad altezza costante, sovrastato da una soletta in calcestruzzo, con luci di 54 m da appoggiare su 19 pile a sezione variabile a "lama di cacciavite" (fig. 2). Una soluzione di questo tipo ha presentato non poche difficoltà strutturali, vista la notevole dimensione longitudinale dell'opera e le caratteristiche della zona, sismica di prima categoria.



Fig. 1 - Il ponte durante il completamento dell'impalcato con il ponte ferroviario preesistente, sullo sfondo.

Fig. 2 - Vista d'insieme del ponte dopo il posizionamento delle piastre prefabbricate in c.a. al di sopra della travatura metallica.



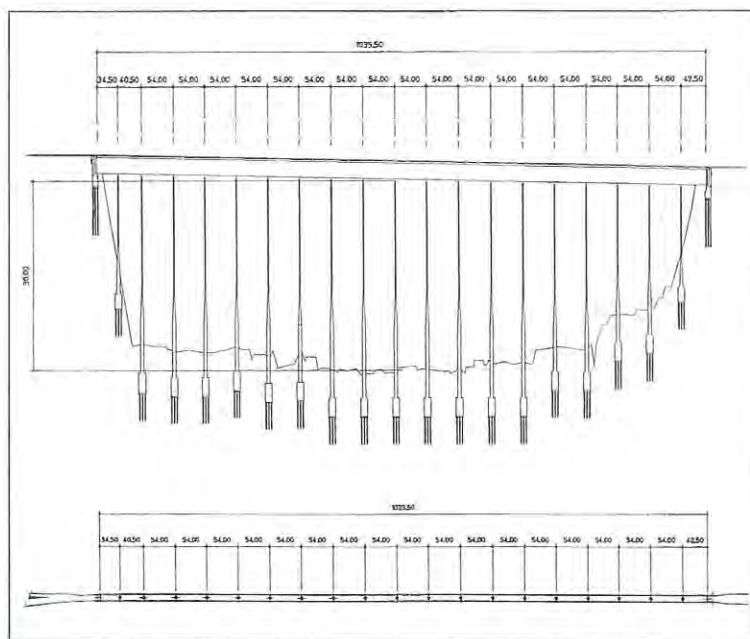
ASPETTI GEOLOGICI E GEOTECNICI

Il ponte si inserisce in un'area che, da un punto di vista geomorfologico, fa parte dell'Alta Pianura alluvionale pordenonese. In questa pianura si sono accumulati detriti a base prevalentemente calcarea provenienti dal bacino del torrente Cellina, formando un materasso di elementi grossolani (ghiaie e sabbie) spesso alcune centinaia di metri. Il ponte è posizionato in corrispondenza dell'attuale alveo del torrente, in una zona in cui lo stesso si presenta notevolmente approfondito rispetto alla pianura circostante, con larghezza di circa 1000 m e con scarpate di altezza tra i 30 e i 35 m.

Il torrente è normalmente asciutto, come pure parte del materasso ghiaioso sottostante, in quanto le acque del Cellina, in corrispondenza dello sbocco del torrente in pianura, passano a circolare in subalveo, completamente assorbite nello strato ghiaioso. Comunque, saltuariamente, si verificano delle piene notevoli; ad esempio, la piena del 1966 ha avuto una portata misurata di 1950 m³/s. Queste quantità d'acqua, vista la notevole larghezza del torrente nella zona in esame, vengono smaltite con altezze del pelo libero nell'ordine del metro rispetto all'alveo, che spesso non è nemmeno interessato in tutta la larghezza. L'acqua dunque andrà a investire solamente una parte limitata delle pile che, grazie alla loro forma cilindrica, offriranno una minima resistenza idrodinamica rispetto a qualunque direzione della massa d'acqua. Lo studio idraulico ha messo in evidenza una possibilità di scalzamento, nel tempo di vita dell'opera, dell'ordine dei 4 m. Per ovviare a tale fenomeno, i cilindri delle pile sono stati approfonditi mediamente di 4-5 m rispetto all'attuale livello dell'alveo.

Il terreno di fondazione delle pile si presenta formato sostanzialmente da ghiaie poligeniche ma prevalentemente calcaree, di forma subarrotondata ed eterodimensionale (talvolta con diametri maggiori di 100 mm); nonostante la presenza di livelli sabbio-limosi di modesta importanza, la schematizzazione geotecnica scelta è quella di un unico strato ghiaioso di buone caratteristiche meccaniche, per tutto il volume del sottosuolo significativo

Dis. 1 -
Planimetria
e profilo
longitudinale
(a scale
differenziate)
del viadotto.



ai fini del dimensionamento delle fondazioni. In tale terreno si sono predisposte fondazioni su pali (9 pali per pila del diametro di 1500 mm, lunghi 25 m) collegati in sommità da plinti massicci, in grado di trasmettere i carichi provenienti dalla pila soprastante. Il carico massimo verticale previsto sul singolo palo è di quasi 7 MN. Una prova di carico del palo portata ad oltre 2 volte il carico di esercizio (15 MN!) ha permesso di stabilire sperimentalmente l'adeguatezza delle fondazioni progettate.

Le spalle, posizionate sulla sommità delle scarpate laterali del torrente, sono state anch'esse fissate su plinto massiccio fondato su pali (8 pali del diametro di 1500 mm, lunghi 20 m) inseriti in un terreno simile a quello delle pile, mai però sotto falda. Questi pali sono sottoposti a un carico verticale massimo di circa 5,8 MN.

Un diaframma alto 5 m, largo 2 m e lungo come il plinto di fondazione, sotto il quale è posizionato in corrispondenza dei pali posteriori, contribuisce alla resistenza ai carichi orizzontali, notevolissimi in quanto corrispondenti al carico sismico di mezzo impalcato.

Tale diaframma ha una funzione fondamentale nel trasferimento dei possibili carichi sismici dall'impalcato al terreno a ridosso delle spalle, mediante l'attivazione di parte della resistenza passiva di un ampio volume di terreno.

LA STRUTTURA

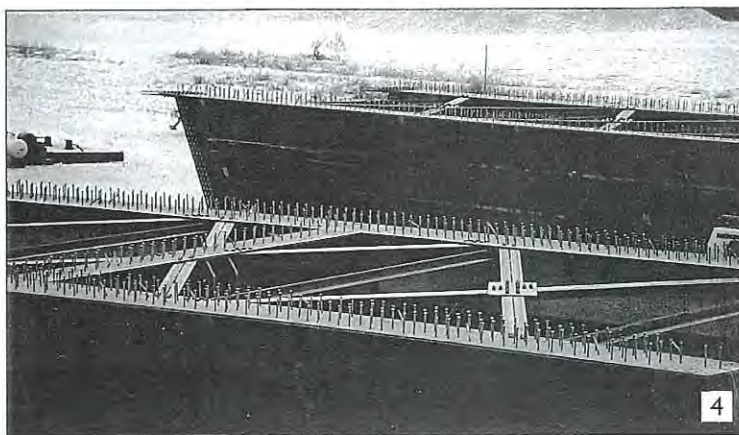
La soluzione strutturale realizzata è quella di un'opera "classica" costituita da un ponte continuo a campate di media dimensione (54 m di luce) con impalcato in acciaio-calcestruzzo appoggiato su pile che presentano, rispetto alle problematiche sismiche del luogo, una notevole snellezza.

Siamo in presenza di un elemento orizzontale costituito da un'unica trave continua a 20 campate di cui le 17 centrali con luce di 54 m, mentre le laterali sono di 34,5 e 40,5 m su un lato e di 42,5 m sull'altro (dis. 1); l'impalcato è formato da una struttura mista in acciaio-calcestruzzo atipica, che presenta le due travi principali laterali ad anima inclinata, collegate tra loro da controventi orizzontali inferiori e superiori e da diaframmi aperti in campata e chiusi sulle pile.

La struttura in acciaio appare come quella di un classico "cassone" pur presentando la base inferiore aperta; superiormente la parte in acciaio è chiusa da una soletta in c.a. per una larghezza trasversale complessiva di 13,5 m.

Le travi laterali presentano un'altezza complessiva, in verticale, di 2,7 m (fig. 3) con piattabanda superiore costante di 900 per 30 mm ed una piattabanda inferiore a spessore variabile da 30 a 65 mm e larghezza costante di 900 mm. Lo spessore dell'anima inclinata varia, passando dal centro campata all'appoggio, da 16 a 20 mm. Le travi presentano una distanza trasversale, in asse piattabanda, di 4,68 m inferiormente e 7 m superiormente.

L'anima delle travi presenta una serie di irrigidimenti longitudinali e trasversali: quelli longitudinali sono costituiti da piatti 250 per 25 mm disposti in maniera da suddividere l'anima, nel senso dell'altezza, in tre zone uguali; quelli trasversali sono formati da piatti 435 per 20 mm che hanno anche la



funzione di sostenere i diagonalali dei controventi trasversali, in corrispondenza dei quali sono posizionati.

L'ottimizzazione costruttiva ha portato all'assemblaggio di ogni campata mediante la giunzione di 3 conchi di 18 m l'uno (campata tipica) (fig. 4). L'utilizzo di conchi così lunghi ha permesso di ridurre al minimo il numero di giunzioni e di avere solo quattro tipologie di giunti bullonati, minimo indispensabile, qualora si tenga conto della variazione indotta dai diversi spessori di piattabanda e anima.

La struttura di controvento assolve, oltre che ai compiti classici di garantire una adeguata rigidità torsionale rispetto ai carichi eccentrici e una ridistribuzione efficace dei carichi orizzontali, anche il compito di impedire l'inflessione deviata delle travi principali.

Queste ultime, avendo l'anima inclinata, sono soggette, sotto carico verticale, anche ad una inflessione trasversale con momenti di notevole entità. Le strutture di controvento sono state dunque dimensionate per impedire lo spostamento orizzontale delle piattabande, limitando al massimo l'insorgere dei momenti trasversali.

La richiesta progettuale di una riduzione di questi momenti a valori quasi trascurabili, provoca una sollecitazione marcata nei controventi che, di conseguenza, si presentano di dimensioni leggermente maggiori a quelli di un impalcato equivalente a travi con anima verticale.

La controventatura trasversale è formata da diaframmi a K posti a interasse di 4,5 m, costituiti da profili inclinati accoppiati a L, 120 per 15 mm e da montanti inferiori accoppiati a L, 180 per 18 mm; la K è chiusa superiormente da montanti accoppiati a L, 120 per 12 mm. In corrispondenza dell'asse pila è stato invece posizionato un diaframma verticale costituito da un piatto unico dello spessore di 40 mm, opportunamente irrigidito.

Il controvento orizzontale superiore, a croce di S. Andrea, è costituito ancora da profili accoppiati a L, 120 per 12 mm; quello inferiore (fig. 5), di schema analogo, è costituito da profili accoppiati a L, 180 per 18 mm in prossimità della pila e 120 per 15 mm altrove.

Tutti i controventi sono collegati alle piattabande delle travi mediante bullonatura (bulloni 10,9 M27) con giunzioni ad attrito.

Del tutto originale si presenta la struttura dell'impalcato in corrispondenza delle spalle. La necessità, infatti, di trasferire e assorbire carichi sismici longi-

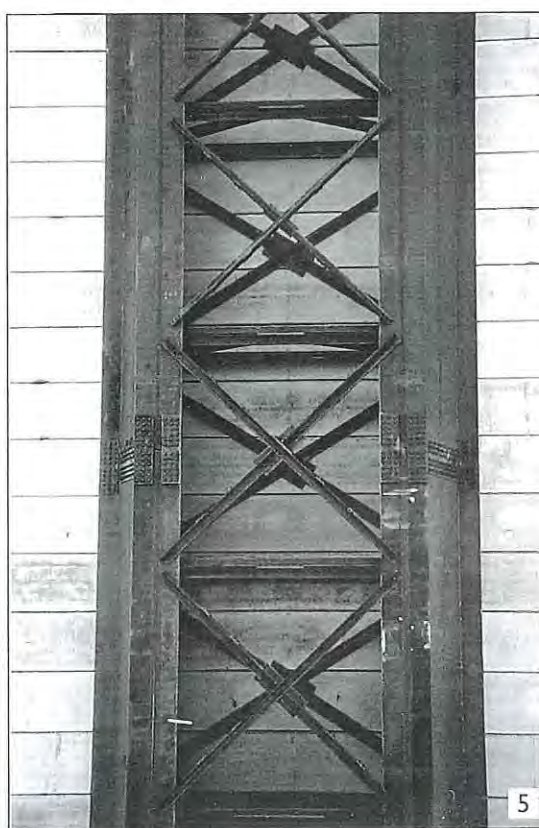


Fig. 3 - Un concho preassemblato di impalcato lungo 18 m posizionato alla base di una pila prima del posizionamento.

Fig. 4 - Conchi preassemblati di impalcato prima del sollevamento per il posizionamento in opera.

Fig. 5 - Particolare dell'impalcato visto da sotto con le controventature orizzontali in risalto.

tudinali di notevole entità in corrispondenza della spalla (ricordiamo che, longitudinalmente, l'impalcato scarica le sollecitazioni sismiche solo in corrispondenza delle spalle), ha richiesto uno studio di dettaglio per individuare il meccanismo strutturale più adeguato allo scopo.

Il carico sismico longitudinale dell'impalcato viene raccolto mediante dispositivi (smorzatori sismici) posizionati all'altezza del baricentro delle masse dell'impalcato, baricentro molto alto a causa del notevole peso della soletta in c.a. rispetto alla struttura metallica. Il trasferimento di carico tra smorzatori e impalcato avviene attraverso una zona di calcestruzzo ribassata rispetto all'intradosso della soletta corrente; essa è collegata alla struttura metallica e alla soletta in calcestruzzo con vincoli di resistenza proporzionali alle masse, rispettivamente, della struttura metallica e della soletta. In tal modo si è cercato di distribuire l'enorme carico sismico (fino a circa 15 MN), sia di compressione che di trazione, in modo proporzionale alla massa delle varie parti dell'impalcato.

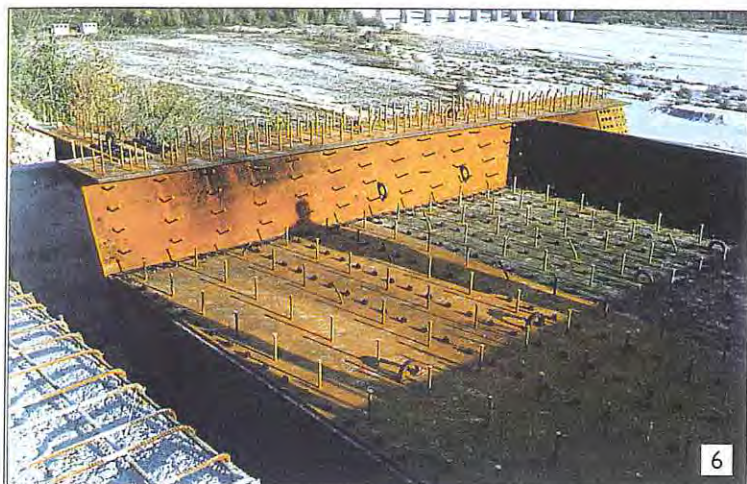


Fig. 6 - Particolare del concio metallico di spalla visto da sopra; è visibile la fascia terminale del concio che andrà successivamente riempita di calcestruzzo e sulla quale si contrasteranno i dispositivi elastoplastici di dissipazione dei carichi sismici.



Fig. 7 - Particolare del concio metallico in corrispondenza della zona di appoggio su una spalla.

A questo fine, si è costituita una zona alta circa 1.20 m di calcestruzzo, interna alle travi in acciaio, armata con barre inclinate del diametro di 50 mm; essa trasmette agli smorzatori sismici, collegati mediante tirafondi alla stessa massa di calcestruzzo, i carichi di trazione e compressione longitudinali provocati da un evento sismico. La massa di calcestruzzo è vincolata inferiormente ad un sostegno orizzontale in acciaio e a parte delle pareti laterali interne delle travi mediante piolatura (fig. 6; fig. 7) in grado di trasmettere un carico corrispondente a circa il 20 % del massimo carico sismico, mentre il resto viene incanalato (o raccolto) lungo la soletta in calcestruzzo.

Il carico sismico longitudinale viene scaricato su spalle massicce in c.a. fondate su 8 pali del diametro di 1500 mm, dotate di un diaframma trasversale, largo 2.00 m e interrato di 5.00 m al di sotto del plinto. E' essenzialmente mediante questo diaframma che il carico sismico viene trasmesso al terreno.

Per smorzare e riprendere il carico sismico in direzione trasversale, sono stati realizzati dei dispositivi di smorzamento, con blocco di fine corsa, collegati agli appoggi in acciaio-teflon.

Le pile, in cemento armato, sono caratterizzate da una particolare geometria a "lama di cacciavite", costituita da una zona inferiore cilindrica, di 5.60 m di diametro e alta mediamente 8.00 m fuori terra; essa viene raccordata ad una sezione lamellare di 5.6 m per 1.4 m che si sviluppa per gli ultimi 17 m. L'altezza delle pile, che seguono l'andamento dell'alveo del Cellina, varia da 17.3 m a un massimo di 37.3 m. Le fondazioni sono costituite da plinti massicci poggiati su 9 pali del diametro di 1.5 m e di 25 m di lunghezza.

IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

E' stata particolarmente attenta la valutazione delle sollecitazioni indotte da sisma (siamo in zona sismica di prima categoria) sulla struttura.

Oltre ad una normale analisi statica, si è proceduto ad un'analisi dinamica per valutare il comportamento anelastico del sistema strutturale isolato sismicamente da dispositivi a comportamento elasto-plastico.

Il concetto di protezione sismica adottato è basato sull'impiego delle tecniche di "isolamento sismico" che utilizzano dispositivi elasto-plastici in grado di limitare il valore massimo delle forze trasmesse a predeterminati livelli e di dissipare elevate quantità di energia meccanica per deformazione alternata e ripetuta. La plasticizzazione di questi dispositivi e un conseguente comportamento isteretico dissipante si ha soltanto in occasione di elevati livelli deformativi indotti dai terremoti di grande intensità.

In base a questi concetti si è proceduto all'interposizione, tra spalle e impalcato, di 5+5 organi di ritengo oleodinamici, a doppio effetto, dotati di dispositivo limitatore di carico e, in serie per metà di essi, limitatore di velocità. Questi dispositivi sono in grado, da un lato, di permettere deformazioni lente dell'impalcato (termiche) senza offrire una resistenza sensibile (limitatore di velocità) e, dall'altro, di offrire in caso di sisma, e dunque di spostamenti veloci, vincoli elastici fino ad un certo livello di carico e plastici dissipativi oltre tale livello (limitatore di carico). In particolare, su una spalla sono stati disposti 5 ritegni ciascuno dei quali ha una soglia plastica di 2.5 MN, con spostamento corrispondente all'inizio della soglia plastica di 12 mm e con deformazione complessiva possibile di 600 mm; essi sono dotati sia di limitatore di velocità sia di limitatore di carico, in grado di assorbire tutte le deformazioni termiche dell'impalcato (dell'ordine dei 300 mm). Sull'altra spalla sono stati predisposti dei dispositivi di analoga soglia plastica massima, ma con deformazione complessiva di 400 mm e dotati solo di limitatore di carico.

Su ogni pila e spalla sono stati posizionati e globati negli appoggi unidirezionali, dei dissipatori sismici trasversali che sfruttano la plasticizzazione di elementi metallici a "farfalla"; questi elementi permettono uno spostamento trasversale dell'impalcato (in fase dissipativa) di circa 75 mm, prima di andare a bloccarsi contro i fondocorsa posizio-

nati sugli appoggi stessi e prima che intervenga un altro dispositivo "anticrollo", posto tra gli appoggi e collegato rigidamente all'impalcato metallico. I singoli dissipatori trasversali sono dotati di una soglia plastica di 1.3 MN, con spostamento corrispondente all'inizio della soglia plastica di 13 mm; i corrispondenti appoggi (in acciaio-Teflon) assorbono un carico verticale massimo di 9,00 MN e permettono escursioni longitudinali variabili da 450 a 600 mm.

Con il sistema di dissipatori descritto, si è proceduto ad un'analisi dinamica nel rispetto delle raccomandazioni della società Autostrade (Istruzioni per la progettazione antisismica dei ponti con l'impiego di isolatori/dissipatori) e dell'Eurocodice n. 8. Il modello dell'intera struttura, pile comprese, è stato sollecitato con terremoti di tre livelli (livello 1 - terremoto "operativo", livello 2 - terremoto "massimo atteso" e livello 3 - terremoto "eccezionale"); si sono mantenuti la struttura e i dispositivi di vincolo in fase elastica al livello 1; il sistema strutturale entro i limiti dello stato limite ultimo e i dispositivi dissipativi in deformazione plastica al livello 2; si sono infine ammesse plasticizzazioni strutturali di limitata intensità al livello 3.

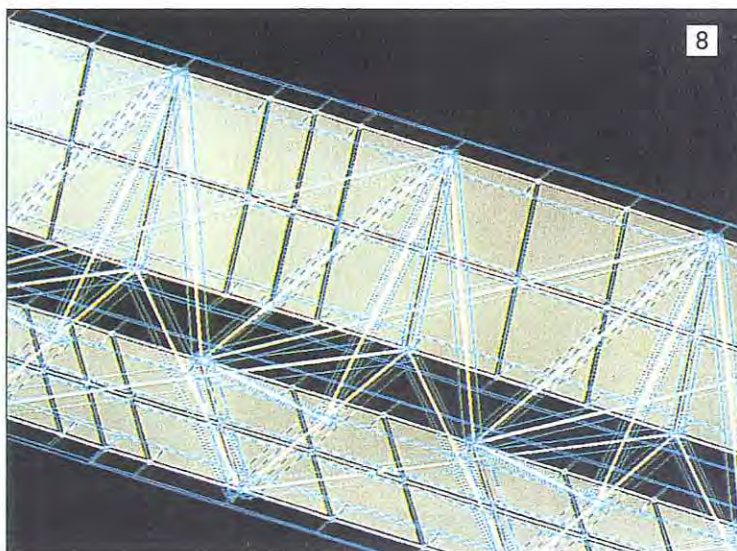
L'input sismico è stato definito mediante la generazione di 8 accelerogrammi con spettro di risposta che rispetta quello elastico normalizzato non ridotto riportato nelle istruzioni Autostrade per terreni di tipo B. Gli accelerogrammi generati hanno considerato accelerazioni massime al suolo, conglobanti anche il fattore di protezione, pari a 0.105 g al primo livello, 0.35 g al secondo livello e addirittura 0.49 g al terzo livello.

A partire da questi accelerogrammi si è eseguita un'analisi dinamica mediante integrazione diretta delle equazioni generali del moto in campo non lineare, per studiare il comportamento longitudinale e trasversale del ponte; nell'analisi si sono considerate solo le masse relative ai carichi permanenti della struttura.

Nella modellazione della struttura, i dispositivi di vincolo sono stati concepiti, a seconda dei casi, con differenti criteri: i collegamenti scorrevoli sono stati riprodotti con comportamenti rigido-plastici, a bassa soglia di plasticizzazione, per simulare effetti di attrito; i dispositivi antisismici a comportamento elasto-plastico sono stati modellati mediante una schematizzazione isteretica bilineare. Si è inoltre inserita la possibilità di controllare l'eventuale superamento di soglie elastiche dei materiali in sezioni strutturali preassegnate (ad esempio, nelle sezioni di spiccato delle pile).

I risultati del calcolo hanno dimostrato un rispetto delle prestazioni richieste a tutti i livelli sismici. In particolare, anche al livello 3 di terremoto eccezionale, il sistema di protezione previsto fa sì che, in senso longitudinale, non si abbia alcun punto di plasticizzazione delle strutture, mentre in senso trasversale si ha il raggiungimento dei momenti di plasticizzazione nel punto di spiccato di alcune pile ma con duttilità massime di spostamento alla testa-pila pari a 1.3, inferiori all'1.5 concesso dalle Istruzioni. La struttura dunque risulta dimensionata per resistere ai più alti livelli sismici ipotizzati dalle recenti normative e Istruzioni.

Il calcolo delle sollecitazioni nelle varie sezioni



dell'impalcato è stato condotto su tre livelli.

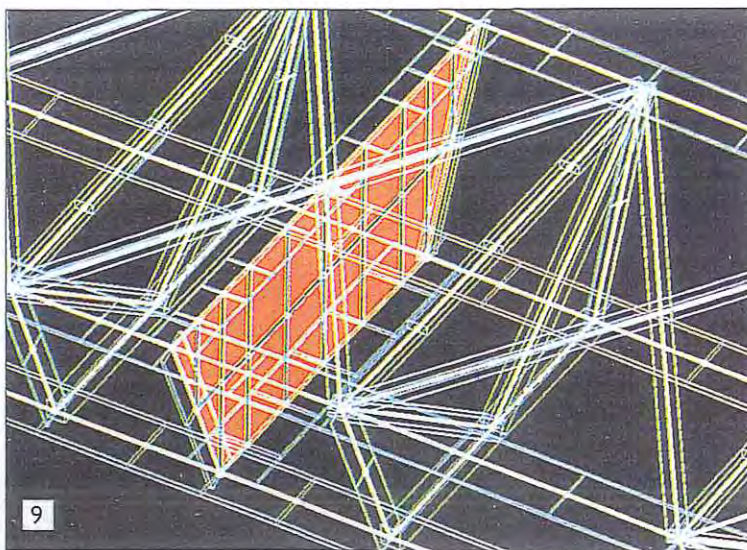
Un primo livello di analisi della struttura continua monodimensionale basato sullo studio di dettaglio di tre schemi parziali di impalcato (le sei campate iniziali per l'analisi delle sollecitazioni nelle prime tre campate; sette campate centrali per l'analisi di tre campate centrali, e le sei campate finali per l'analisi delle tre campate finali).

In un secondo livello di analisi, data la struttura metallica atipica rispetto agli schemi strutturali normalmente utilizzati, è stato approfondito lo studio del comportamento spaziale, e in particolare torsionale, dell'impalcato mediante un modello tridimensionale ad elementi finiti (fig. 8, fig. 9); tale modello comprende tre campate da 54 m per permettere lo studio delle sollecitazioni su tutti gli elementi della campata centrale. In esso sono stati inseriti i controventi e le piattabande come elementi monodimensionali (beam), le anime delle travi come elementi bidimensionali (shell) a comportamento membranale e le solette in calcestruzzo come elementi bidimensionali (shell) a comportamento flesso-membranale.

Infine in un terzo livello, con una modellazione simile a quella considerata nello studio di secondo livello, è stata valutata la sollecitazione della struttura durante le fasi di montaggio.

Fig. 8 - Particolare della schematizzazione al computer di una zona in campata della travatura metallica dell'impalcato (sono evidenziate le anime delle travi inclinate).

Fig. 9 - Particolare della schematizzazione al computer della zona sopra una pila della travatura metallica dell'impalcato (è evidenziato il diaframma pieno trasversale in corrispondenza degli appoggi).



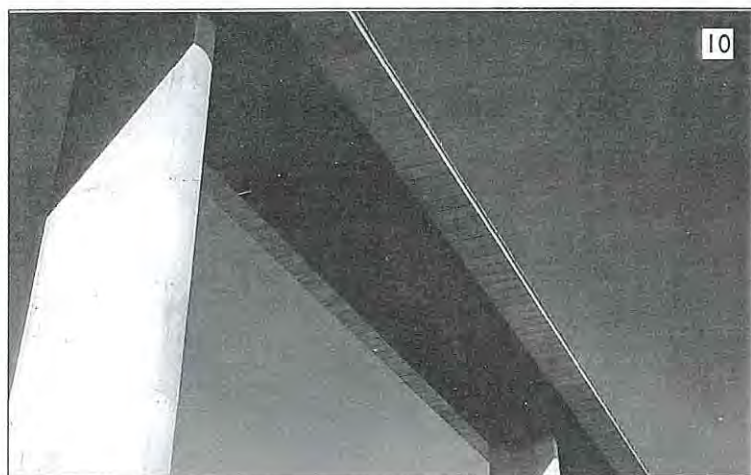


Fig. 10 - Una campata del ponte dopo il posizionamento delle piastre prefabbricate in c.a. al di sopra della travatura metallica.



Fig. 11 - I conci metallici preassemblati dell'impalcato posizionati alla base delle pile prima del loro montaggio.

Fig. 12 - Lo sbalzo autoreggente della travatura metallica durante il montaggio.

Una volta determinate le sollecitazioni, le verifiche di resistenza (imbozzamenti, connessioni, giunzioni ecc.) sono state condotte con i metodi consolidati propri del calcolo delle strutture metalliche. Particolare attenzione è stata dedicata alla stima delle controfreccie di costruzione, valutate sia in funzione dell'effetto deformativo dei carichi permanenti e accidentali, sia di quello indotto nelle fasi costruttive.

Durante il calcolo delle strutture è stato affrontato anche il problema della deformazione termica dell'impalcato, in funzione della quale si è dimensionata l'escursione "termica" dei dissipatori sismici. L'escursione considerata (circa 300 mm) equivale a una escursione di temperatura media della struttura di circa 30°; i dissipatori e le guide degli appoggi sono comunque stati dimensionati per assorbire escursioni doppie di quella valutata. In fase costruttiva, con la sola struttura metallica posizionata, si sono rilevate escursioni giornaliere superiori a 150 mm; a ponte completamente eseguito si sono rilevate escursioni giornaliere di 70-80 mm. Le escursioni complessive finora misurate non sono state superiori a 200 mm.

La soletta è stata gettata su apposite piastre tralicciate prefabbricate (fig. 10), calcolate in modo da risultare autoportanti; esse appoggiano sulle piattabande superiori delle travi principali in acciaio e sono opportunamente forate nella zona di appoggio



per permettere l'inserimento, tra i tralicci metallici, della piolatura di collegamento della soletta; la piolatura è stata applicata in stabilimento alle piattabande superiori delle travi.

Le piastre tralicciate sono state preventivamente sottoposte all'applicazione di una serie di carichi per simulare la sollecitazione della fase di getto dell'impalcato e per vagliarne le caratteristiche strutturali ultime.

Per quanto riguarda pile e spalle è stato condotto un doppio calcolo, alle tensioni ammissibili e agli stati limite; il calcolo alle tensioni ammissibili ha riguardato le sollecitazioni indotte dai normali carichi permanenti, accidentali e sismici provenienti da un'analisi statica, mentre il calcolo agli stati limite ha interessato le sollecitazioni sismiche indotte dall'analisi dinamica.

ASPETTI COSTRUTTIVI

Gli aspetti costruttivi più significativi sono stati la realizzazione delle pile e il montaggio dell'impalcato.

Le pile sono state costruite mediante il posizionamento di gabbie d'armatura preassemblate e autoreggenti, di dimensioni, in altezza, variabili tra i 6 e i 12 m; la casseratura, normale nella zona cilindrica e di raccordo, è stata eseguita mediante casseri rampanti nella parte lamellare superiore.

Il montaggio dell'impalcato è avvenuto sollevando conci preassemblati (fig. 11), lunghi 18 m, dal fondo alveo con gru da 200 t (braccio da 54 m). Il montaggio, in avanzamento, è stato eseguito creando uno sbalzo autoreggente da 27 m a partire dalla pila precedente (fig. 12), e montando poi separatamente la trave destra e sinistra da 36 m. Tali travi sono state giuntate allo sbalzo eseguito e appoggiate sulla pila limitrofa; in fase successiva, solo per questa parte, veniva eseguita la bullonatura dei diaframmi e dei controventi.

I "NUMERI" DEL PONTE

Lunghezza	1035.5 m
Larghezza impalcato	13.5 m
Massima altezza delle pile	37.28 m
Diametro pile alla base	5.6 m
Altezza plinto pile	3.2 m
Dimensioni plinto pile	11.5 per 11.5 m
Peso acciaio impalcato	37,30 MN
Calcestruzzo complessivamente impiegato	23400 m ³
di cui: per le pile/spalle	18550 m ³
per l'impalcato	4850 m ³
Peso acciaio da calcestruzzo	40,80 MN
N° pioli metallici	32500
Massimo carico sismico trasferito alle spalle (terremoto eccezionale)	14.75 per 2 MN
Massimo momento alla base pila (terremoto eccezionale)	162.3 MNm
Costo dell'opera	26 miliardi di lire
Tempo di realizzazione	24 mesi

Dr. Ing. Francesco Alessandrini,
Dr. Ing. Massimo Blasone
Alpe Progetti Ingegneria - Udine

IL NUOVO "PONTE GIULIO" SUL TORRENTE CELLINA A MONTEREALE VALCELLINA

Committente:	ANAS (Regione Friuli Venezia-Giulia - sez. di Pordenone)
Progetto costruttivo:	Alpe Progetti Ingegneria - Udine
Consulenza calcolo sismico:	Ingg. Alberto Parducci e Marco Mezzi - Roma
Consulenza ambientale:	Ehleng srl - Udine
Progetto preliminare/definitivo/esecutivo:	ANAS Pordenone (consulente ing. Giulio Fausti)
Costruttore:	Ponte Giulio srl (ICOP SpA Udine - CISA SpA Udine)
Carpenteria metallica:	Cimolai SpA, Pordenone