

REALIZZAZIONI

Presidente di sessione: prof.ing. Pasquale MALANGONE

Relatore generale: dott.ing. Giuseppe TRAINI

LA “FUTANI - CENTOLA”

LE OPERE D’ARTE NEL III LOTTO DELLA VARIANTE ALLA SS18 NEL CILENTO

David Crenca¹, Mario Beomonte²

¹ CILENTO INGEGNERIA S.r.l. – Ufficio Direzione dei Lavori

² CILENTO INGEGNERIA S.r.l. – Direttore dei Lavori

SOMMARIO

L’opera descritta rappresenta il lotto conclusivo del progetto impostato a suo tempo dalla Cassa per il Mezzogiorno per la realizzazione di una rete stradale a scorrimento veloce. La variante alla SS18 nel Cilento, in provincia di Salerno, contribuisce attraverso il miglioramento delle comunicazioni su gomma anche a valorizzare maggiormente la vocazione turistica dell’area del Cilento.

L’opera realizzata rappresenta un buon esempio di progettazione prima e di costruzione poi, essendo stata realizzata a costi non eccessivi, nonostante si attraversassero territori difficili e con alcuni tratti in frana.

SUMMARY

The realized work represents the finally part of an important project think by the old Cassa per il Mezzogiorno from the 70’ years. It represents a good example of planning and construction: in fact the finally costs are not expensive, considering the geotechnical problems meeting and the particular grounds across. The new rood also improves the tourist development of Cilento area.

1 Cenni storici

La variante alla SS18 nel Cilento, da Paestum a Policastro, è lunga complessivamente circa 76km. Il progetto della variante alla SS18 nel Cilento, finalizzata a migliorare le comunicazioni principali nella regione, è stato sviluppato a partire dai primi anni ’70.

In quegli anni si avviano i lavori relativi all’intero I° tronco, da Paestum ad Omignano, ed a seguire quelli riguardo il II° tronco, da Vallo Scalo a Policastro Bussentino.

I lavori più complessi sono stati proprio quelli relativi ai 4 lotti del secondo tronco.

Per il completamento delle opere e l’apertura al pubblico transito del IV lotto occorreva però attendere la metà degli anni ’90.

Non si dava invece ancora avvio, per difficoltà tecniche in generale e per impegnativi problemi di natura geotecnica connessi all’attraversamento delle aree in frana in località “Iazzo del Canonico” più in particolare, al rimanente III° lotto del II° tronco (da Futani allo Scalo di Centola). In aggiunta ai problemi di natura tecnica, tutte le vicende connesse alla soppressione degli interventi straordinari nel Mezzogiorno, sono state la causa di un mancato avvio dei lavori relativi al lotto da Futani allo Scalo di Centola.

Nel 1997 la Provincia di Salerno, determinata nel voler portare a termine l’opera, ha provveduto ad aggiornare il progetto e ad impegnarsi a reperire con mezzi propri i maggiori fondi occorrenti.

Nel 1999 è stata esperita la gara di appalto che ha portato all’affidamento e consegna dei lavori, dopo alcune vicissitudini, all’impresa Astaldi S.p.A. nel maggio 2001.

Lavori che in meno di cinque anni sono stati realizzati, malgrado le vicende suddette e nonostante la sopravvenuta necessità di adeguare l’intero progetto alla nuova classificazione sismica adottata dalla Regione Campania ad opere già iniziate.

Il terzo lotto della variante alla SS18 nel Cilento, la cosiddetta “Futani-Centola”, è quindi il completamento di una strada che ha segnato la storia del Cilento ed ha comportato un impegno complessivo di spesa di circa 100 milioni di euro, in gran parte reperiti dalla Provincia di Salerno.

2 Il tracciato

Il Lotto III della strada in variante alla SS18 nel Cilento è lungo 10.080km ed attraversa i territori dei comuni di Futani, Montano Antilia, Centola e Celle di Bulgheria.

Le caratteristiche geometriche del tracciato sono quelle di una strada a scorrimento veloce, corrispondenti ad una piattaforma di tipo IV secondo quanto stabilito dalle “Norme sulle caratteristiche geometriche delle strade extraurbane” (B.U. A XIV - N. 78).

I collegamenti con la viabilità adiacente sono garantiti dagli svincoli di:

- Massicelle, nella parte iniziale del tracciato, per l’innesto alla strada provinciale che da Futani porta a Montano Antilia;
- Iazzo del Canonico, nella parte centrale del tracciato,

per l'innesto sulla strada nazionale SS447 e di collegamento con Centola;

- Poderia, nella parte terminale del tracciato al confine con il 4° lotto, per i collegamenti con Celle di Bulgheria e Palinuro.

3 I concetti costruttivi

La strada si inserisce in un contesto ambientale di rilievo, al confine con il Parco Nazionale del Cilento e del Vallo di Diano. Per tale motivo, in fase progettuale, si è percorsa una scelta di tracciato che fosse la meno invasiva nei confronti del territorio. Stessa accortezza si è avuta nella progettazione delle singole opere. Ad esempio tutte le opere di contenimento, tranne le opportune eccezioni, sono state realizzate con textomur, in luogo dei muri in cls. Particolare attenzione la provincia di Salerno ha voluto si avesse anche nei confronti della sicurezza. Per ciò infatti, la strada è stata realizzata con tappetino di usura di tipo drenante; e si è realizzata l'illuminazione nei punti più importanti del tracciato.

4 Metodologia ed interventi per l'adeguamento sismico

Nel progetto esecutivo originario i viadotti erano stati calcolati secondo la vecchia classificazione sismica, ossia soltanto due su 5 ricadevano in zone sismiche di categoria III (S=6). In base alla Delibera 5447 della giunta Regionale della Regione Campania approvata il 7/11/2002, tutti i comuni attraversati dalla strada sono diventati zone sismiche di categoria II, (S=9) e di categoria III (S=6).

Alla data di emanazione della delibera, essendo le fondazioni dei viadotti già in avanzata fase costruttiva, la soluzione strutturale per l'adeguamento sismico è stata studiata per redistribuire l'azione sismica incrementata su altri elementi strutturali capaci di sopportarla, ossia elementi strutturali con adeguate riserve di sicurezza nei confronti di questo incremento delle sollecitazioni. Non si è quindi optato per una variazione delle sollecitazioni sulle strutture con conseguenti modifiche e rinforzi delle stesse.

La redistribuzione delle azioni sismiche è stata possibile modificando gli schemi di vincolo del viadotto in condizioni dinamiche grazie all'introduzione di dispositivi "antisismici" di tipo viscoso ed elasto-viscoso. In fase di servizio, invece, si mantiene lo stesso schema statico, indispensabile per consentire i movimenti lenti (variazioni termiche, ritiro, fluage) dell'impalcato e quindi evitare delle sollecitazioni indotte sull'impalcato stesso per deformazioni impedito.

Per tutte le altre opere non ancora avviate invece, si è adottata la soluzione di una progettazione ex novo, che ha comportato l'approvazione di una perizia di variante tecnica e suppletiva.

5 Opere d'arte maggiori

5.1 Caratteristiche comuni dei viadotti

Lo schema statico di vincolo dei viadotti è del tipo a trave continua su più appoggi.

Le fondazioni delle pile e delle spalle sono diverse a seconda delle condizioni geologico-geotecniche incontrate.

Le pile sono in cls armato di spessore 35cm a sezione cava ottagonale costante, di dimensioni 5.8x4m.

L'impalcato dei viadotti è costituito da due travi principali in acciaio tipo Corten Fe510C autoprotetto, completate in opera dal getto di una soletta armata utilizzando "predalles" autoportanti prefabbricate in cls armato. La soletta

è resa collaborante con la sottostante struttura metallica mediante connettori tipo Nelson ("pioli") elettrosaldati sulle piattabande superiori delle travi.

Le travi sono state realizzate in conci di circa 11.25m di lunghezza assemblati in opera mediante giunti bullonati.

Per le protezioni di pile e spalle si sono costruite berlinesi di micropali pluritirantate e textomur.

I giunti di dilatazione sono realizzati in moduli in gomma armata ad alto coefficiente di aderenza.

5.2 Viadotto "Lambro"

Il viadotto Lambro (fig. 1) ha una lunghezza di 537.80m, a 12 campate ed impalcato di larghezza 12.80m. Le luci delle campate sono pari a 45m per quelle intermedie, e 43.90m per quelle di riva.

Le tipologie di fondazione sono due: a "pozzo", con diametro fino a 12m e profondità fino a 25m; a "pozzo", con corone di jet grouting e micropali.

Le spalle hanno una larghezza di 12.80m. Le pile hanno altezze fino a 58.94m. I pulvini in cls armato hanno una altezza di 2.10m per una larghezza di 10m.

L'impalcato metallico è suddiviso in due tronchi con un solo giunto strutturale. La travata metallica è costituita da due travi affiancate ad interasse 7.5m di altezza costante pari a 2.3m realizzate a doppio T saldato composto.

La soletta è in cls armato di altezza 25cm per una larghezza di 12.80m.

Il viadotto Lambro è dotato di dispositivi antisismici di tre tipi: n°14 dispositivi longitudinali viscosi posizionati sui pulvini; n°8 dispositivi longitudinali elasto-viscosi, equiripartiti sulle due spalle; n°14 dispositivi trasversali elasto-viscosi, posizionati su pulvini e spalle.

Gli appoggi delle travi del viadotto Lambro sono del tipo fisso, unidirezionale trasversale e longitudinale, multidirezionale; sono tutti in acciaio-teflon a disco di elastomero incapsulato. In totale il viadotto Lambro è munito di n°36 appoggi.



Figura 1 - Viadotto "Lambro"

5.3 Viadotto "Mascale"

Il viadotto Mascale (fig. 2) ha una lunghezza di 248.90m, a 6 campate ed impalcato di larghezza 15.50m. Le luci delle campate sono pari a 45m per quelle intermedie, e 34.45m per quelle di riva.

Le fondazioni delle pile e delle spalle sono del tipo a "pozzo", con diametro fino a 9m e profondità fino a 23m.

Le spalle hanno una larghezza di 15.55m. Le pile hanno altezze fino a 13m. I pulvini in cls armato hanno una altezza di 2.80m per una larghezza di 12.50m.

L'impalcato metallico è costituito da un unico tronco. La travata metallica è costituita da due travi affiancate ad interasse 10m di altezza costante pari a 2.60m realizzate a doppio T saldato composto.

La soletta è in cls armato di altezza 30cm per una larghezza di 15.50m.

Il viadotto Mascale è dotato di dispositivi antisismici di tre tipi: n°6 dispositivi longitudinali viscosi equiripartiti sulle due spalle; n°2 dispositivi longitudinali elasto-viscosi posizionati sulla spalla B; n°7 dispositivi trasversali elasto-viscosi, di cui n°5 sui pulvini, e n°2 sulle spalle.

Gli appoggi delle travi del viadotto Mascale sono del tipo multidirezionale in acciaio-teflon a disco di elastomero incapsulato. In totale il viadotto Mascale è munito di n°14 appoggi.



Figura 2 - Viadotto "Mascale"

5.4 Viadotto "La Bonifica"

Il viadotto La Bonifica (fig. 3) ha una lunghezza di 164m, a 4 campate ed impalcato di larghezza 15.55m. Le luci delle campate sono pari a 45m per quelle intermedie, e 37m per quelle di riva.

Le fondazioni delle pile e delle spalle sono del tipo a "pozzo", con diametro fino a 9m e profondità fino a 22m.

Le spalle hanno una larghezza di 15.55m. Le pile hanno altezze fino a 21m. I pulvini in cls armato hanno una altezza di 2.80m per una larghezza di 12.50m.

L'impalcato metallico è costituito da un unico tronco. La travata metallica è costituita da due travi affiancate ad interasse 10m di altezza costante pari a 2.60m realizzate a doppio T saldato composto.

La soletta è in cls armato di altezza 30cm per una larghezza di 15.50m.

Il viadotto La Bonifica è dotato di dispositivi antisismici di tre tipi: n°3 dispositivi longitudinali viscosi posizionati sulla spalla B; n°3 dispositivi longitudinali elasto-viscosi posizionati sulla spalla A; n°5 dispositivi trasversali elasto-viscosi, di cui n°3 sui pulvini, e n°2 sulle spalle.

Gli appoggi delle travi del viadotto Mascale sono del tipo fisso, unidirezionale e multidirezionale. Sono in acciaio-teflon a disco di elastomero incapsulato. In totale il viadotto La Bonifica è munito di n°10 appoggi.

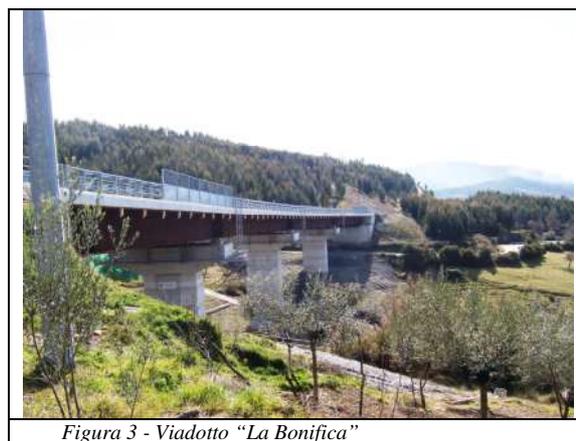


Figura 3 - Viadotto "La Bonifica"

5.5 Viadotto "Serrapotamo"

Il viadotto Serrapotamo (fig. 4) ha una lunghezza di 627.80m, a 14 campate ed impalcato di larghezza 12.80m. Le luci delle campate sono pari a 45m per quelle intermedie, e 43.90m per quelle di riva.

Le tipologie di fondazione sono di due tipi: a "pozzo", con diametro fino a 10m e profondità fino a 20m; con plinti su pali di diametro 1500mm e profondità fino a 26m.

Le spalle hanno una larghezza di 15.55m. Le pile hanno altezze fino a 50m. I pulvini in cls armato hanno una altezza di 2.10m per una larghezza di 10m.

L'impalcato metallico è suddiviso in due tronchi con giunto strutturale in mezzzeria. La travata metallica è costituita da due travi affiancate ad interasse 7.5m di altezza costante pari a 2.3m realizzate a doppio T saldato composto.

La soletta è in cls armato di altezza 25cm per una larghezza di 12.80m.

Il viadotto Serrapotamo è dotato di dispositivi antisismici di tre tipi: n°16 dispositivi longitudinali viscosi; n°8 dispositivi longitudinali elasto-viscosi, equiripartiti sulle due spalle; n°16 dispositivi trasversali elasto-viscosi, posizionati sui pulvini.

Gli appoggi delle travi del viadotto Serrapotamo sono tutti in acciaio-teflon a disco di elastomero incapsulato. In totale il viadotto Serrapotamo è munito di n°32 appoggi.



Figura 4 - Viadotto "Serrapotamo"

5.6 Viadotto "Mingardo"

Il viadotto Mingardo (fig. 4) ha una lunghezza di 717.80m, a 16 campate ed impalcato di larghezza 15.55m. Le luci delle campate sono pari a 45m per quelle intermedie, e 43.90m per quelle di riva.

Le tipologie di fondazione sono di due tipi: a “pozzo”, con diametro fino a 10m e profondità fino a 20m; a “pozzo”, con corone di jet grouting e micropali.

Le spalle hanno una larghezza di 15.55m ed una profondità di 3.05m. Le pile hanno altezze fino a 49m. I pulvini in cls armato hanno una altezza di 2.80m per una larghezza di 12,50m.

L’impalcato metallico é suddiviso in due tronchi con un solo giunto strutturale. La travata metallica è costituita da due travi affiancate ad interasse 10m di altezza costante pari a 2.6m realizzate a doppio T saldato composto.

La soletta è in cls armato di altezza 30cm per una larghezza di 15.55m.

Il viadotto Mingardo è dotato di dispositivi antisismici di tre tipi: n°20 dispositivi longitudinali viscosi; n°10 dispositivi longitudinali elasto-viscosi, equiripartiti sulle due spalle; n°18 dispositivi trasversali elasto-viscosi, posizionati sui pulvini.

Gli appoggi delle travi del viadotto Mingardo sono tutti in acciaio-teflon a disco di elastomero incapsulato. In totale il viadotto Mingardo è munito di n°36 appoggi.

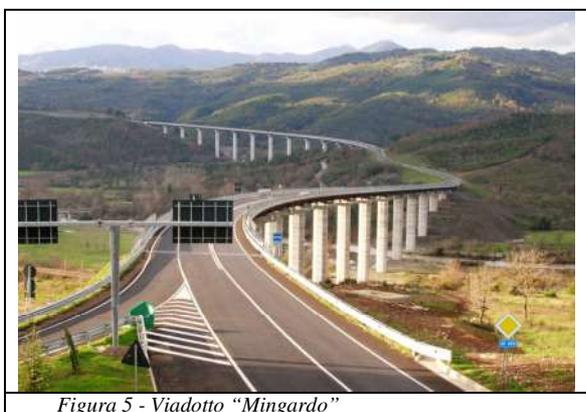


Figura 5 - Viadotto “Mingardo”

5.7 Galleria naturale “Delle Monache”

La galleria naturale “Delle Monache” (fig. 6) si sviluppa per 205.3m di lunghezza totale, di cui 159.5m per il tratto di galleria in naturale, ed i restanti in artificiale.

Lo scavo della galleria è stato eseguito con escavatore e martello demolitore, in due fasi con strozzo. Vista la potenziale variabilità delle caratteristiche della roccia per il tratto di galleria in naturale si è eseguita, in particolare nella zona degli imbocchi, la protezione dei fronti mediante infilaggi metallici in calotta realizzati con micropali valvolati diametro 114mm, lunghezza 12m ed interasse 50cm. Inoltre per tutta l’estensione della galleria si sono realizzate centine ad 80cm di interasse con travi profilo IPE180 accoppiate e sostegno al piede con micropali e “bulloni passivi” realizzati con barre in acciaio FeB44K di lunghezza 6m; il rivestimento provvisorio è in cls spruzzato con armature metalliche.

Agli imbocchi della galleria, per il sostegno degli scavi, si sono realizzate berlinesi in micropali di acciaio tirantate, che coprono uno sviluppo complessivo di 160m, con altezze massime di 16.5m circa. La galleria artificiale è gettata contro le berlinesi. I tiranti sono a 4 trefoli di diametro nominale 0.6” (15mm) e lunghezze fino a 38m, per una portanza complessiva di 60tonn e con inclinazione rispetto all’orizzontale di 15°.

La galleria ha un rivestimento definitivo in cls armato realizzato in conci da 12m con casseri mobili, con spessori fino ad 1m.

Durante i lavori si sono effettuati controlli e monitoraggio continui.

La galleria è impermeabilizzata ed è corredata da un efficace impianto di illuminazione di tipo tradizionale.

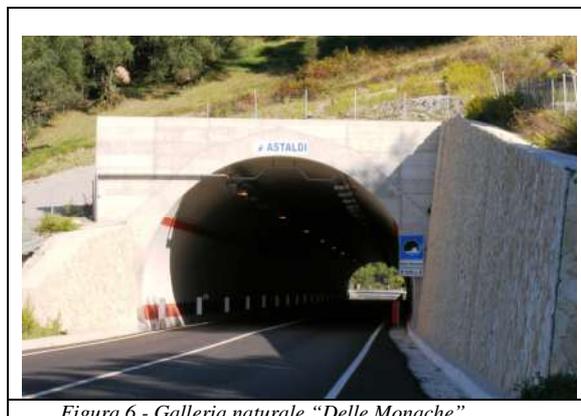


Figura 6 - Galleria naturale “Delle Monache”

5.8 Galleria artificiale progr. 21.765

La galleria (foto n°7) si sviluppa per una lunghezza totale di 110m.

L’opera è stata realizzata secondo uno schema “in serie” prefabbricato e presenta una forma tipica a “portale” con gli angoli smussati, tipo semiesagono irregolare. È stata realizzata con n°88 conci prefabbricati di 1.25m fondati su platea. Le dimensioni interne sono di 12m in larghezza e 7.20m in altezza. Per il sostegno degli scavi si sono realizzate paratie di micropali in acciaio di tipo berlinese, tirantate a più ordini con tiranti a 4 trefoli, in parte visibili ed in parte rivestite con pannelli in pietra.

La galleria è impermeabilizzata ed è corredata da un innovativo impianto di illuminazione a basso consumo realizzato con tecnologia “a led”.



Figura 7 - Galleria progr.21+765

5.9 Sistemazione “Zona Masciale”

In tale zona (fig. 8) si sono realizzate le seguenti opere:

- Galleria artificiale in cls armato alla progr. 24+475, per una lunghezza L=36.93m. Fondata su pali diametro 1000mm e lunghezze di 12m. Piedritti laterali in cls armato. L’ impalcato è in travi prefabbricate a T rovescia di lunghezza di 15.46m ed 1m in altezza; getto di 2° fase a completamento.

Il solettone di fondazione ha uno spessore di 0.80m ed è posto al di sotto del piano stradale, con funzione di puntone tra la paratia di pali in dx e quella in sx. All'imbocco lato monte è presente un muro tirantato con n°12 tiranti a 5 trefoli da 50tonn, con lunghezza totale pari a 35m, fondato su pali.

- Opere di sostegno dalla progr. 24+458 alla progr. 24+577, costituite da berlinesi di micropali pluritirantate a più livelli, associate ad un sistema di dreni tubolari suborizzontali. I tiranti sono a 5 trefoli ed hanno lunghezze fino a 55m e portanze fino a 62tonn. Tale zona è quella dove, per la stabilità dell'opera di sostegno degli scavi, si sono realizzati n°10 puntoni metallici in testa alla berlinese, tra le due paratie, realizzati con struttura metallica in acciaio Fe510 a sezione circolare di spessore 12.5mm e diametro 457mm. Sono realizzati in due pezzi da 12m e da 6m, per una lunghezza complessiva di 18m. Entrambe le paratie sono state rivestite con pannelli in pietra.

- Galleria artificiale scatolare in cls armato al km 24+554, per una lunghezza L=8m e dimensioni interne 15.21x6.70m.



Figura 8 - Opere "Zona Mascale"

5.10 Interventi area "Iazzo del Canonico"

In tale area (fig. 9) il progetto ha affrontato le problematiche geotecniche di instabilità connesse con la realizzazione della strada tra le progressive comprese tra il km 27+678 ed il km 28+145, e denominate nel progetto "frana 1, 2 e 3".

Le opere realizzate in "frana 1 e 2" sono:

- paratia di 178 pali accostati del diametro di 1200mm e interasse 1.4m, monotirantata con 60 tiranti da 5 trefoli ed un carico di esercizio di 62tonn, della lunghezza di 30m e disposti con interasse di 2m e con inclinazione di 40° rispetto all'orizzontale nella trave di collegamento di altezza 3m posta in testa ai pali; in totale la lunghezza del palo con la struttura di collegamento è pari a 17m.

Le opere realizzate in "frana 3" sono:

- una galleria artificiale a struttura scatolare in cls armato della lunghezza di 60.20m, costituita da due paratie di pali accostati del diametro di 1200mm e interasse 1.4m, di lunghezze rispettivamente 17.5m, a monte e 14.5m a valle, da un solettone di copertura di spessore 1m e da una soletta di base di spessore 0.5m;

- ulteriore paratia di 55 pali accostati con le stesse caratteristiche già dette.

Dappertutto si è eseguito un tappeto di dreni tubolari suborizzontali con interasse 1.4m e della lunghezza di 30m.



Figura 9 - Opere "Area Iazzo del Canonico"

6 Opere minori: cavalcavia e sottopassi

Il cavalcavia alla progr. 26+317 (fig. 10) è costituito da un'unica campata metallica con luce di 32m e larghezza complessiva di 5m.

La struttura dell'impalcato è del tipo misto, acciaio e calcestruzzo, composta da 2 travi principali in acciaio Fe510 del tipo a doppio T con altezza pari a 160cm, con nervature di irrigidimento dell'anima della trave; da 4 trasversi realizzati con controventature; e da una soletta in cls armato, dello spessore di 25cm. La soletta è gettata su casseri costituiti da lastre prefabbricate armate con tralicci elettrosaldati. L'impalcato metallico è realizzato con n°3 conci di lunghezza 10.33m collegati da n°2 giunti bullonati. Agli estremi è dotato di giunti di dilatazione.

Gli appoggi sono del tipo in acciaio-teflon a disco di elastomero incapsulato.

Le spalle del cavalcavia sono realizzate in cls armato, ognuna con plinto di fondazione su 20 micropali diametro 220mm di lunghezza 12.5m.

Il sottopasso alla progr. 26+959 (fig. 11), in località svincolo di Iazzo del Canonico, presenta le seguenti caratteristiche: palificate realizzate con un totale di n°35 pali diametro 1200mm e lunghezza 17m, ad interasse 132cm, che svolgono funzione di sostegno dello scavo e struttura verticale portante dell'impalcato; solettone di copertura avente spessore variabile in prossimità dei pali e spessore costante nella fascia centrale pari a 90cm. L'impalcato ha larghezza variabile da 13.37 a 16.65m, determinato dall'andamento in curva del sottostante ramo dello svincolo di Iazzo del Canonico.

Il cavalcavia al km. 27+252 è costituito da un'unica campata metallica con luce di 23.55m e larghezza complessiva di 5m. La sua tipologia costruttiva è identica al cavalcavia al km 26+317, se non per le dimensioni, già dette, e per le fondazioni delle spalle, ognuna realizzata con n°9 pali diametro 1000mm in cls di lunghezza 10m.

Il cavalcavia dello svincolo di Poderia (fig. 12) è costituito da un impalcato realizzato in struttura mista acciaio-calcestruzzo, con schema statico di trave in semplice appoggio di luce 18.33m. Le spalle, fondate su platea, hanno una larghezza fino a 14.5m ed un'altezza variabile fino a 7m. La struttura dell'impalcato è costituita da quattro travi principali in acciaio Fe 510C, poste ad interasse di 3.00m, ed una soletta in c.a. di 25cm di spessore, gettata su predalles e connessa alla struttura

metallica mediante pioli Nelson. Il collegamento tra le travi principali è eseguito con diaframmi ad anima piena.



Figura 10 - Cavalcavia progr. 26+317



Figura 11 - Sottopasso progr. 26+959



Figura 12 - Cavalcavia svincolo di Poderia

7 Impianti di illuminazione

Si sono realizzati impianti di illuminazione per due gallerie e tre svincoli. Inoltre si è realizzato un innovativo sistema di delimitazione dei margini della carreggiata stradale (segnalazioni luminose continue e discontinue) nel tratto a rischio nebbia compreso tra il viadotto Serrapotamo e lo Svincolo di Poderia.

La galleria “Delle Monache” (fig. 13) viene illuminata a mezzo di due file di proiettori sulla verticale del centro delle due corsie di marcia.

I proiettori sono del tipo con ottica simmetrica con lampade a vapori di sodio ad alta pressione con potenza di 150W per quanto riguarda le luci permanenti; e del tipo con ottica asimmetrica con lampade a vapori di sodio ad alta pressione con potenze di 150, 250 e 400W per quanto riguarda le luci di rinforzo.

I proiettori sono fissati direttamente alle canale portacavi, ancorate alla volta della galleria con staffe in acciaio inox, a mezzo di attacchi rapidi. Tale sistema costituisce un vantaggio in quanto rende lo smontaggio e/o sostituzione dei proiettori particolarmente veloce in caso di avaria. A tale scopo, inoltre, sulla derivazione della linea di alimentazione, tra il proiettore e la dorsale è interposto un sistema di spina/presa al fine di consentirne il rapido distacco.

I tre svincoli di Massicelle, Iazzo del Canonico e Poderia (fig. 14) sono tutti illuminati con l'utilizzo di tecnologia tradizionale, con un totale di 13 torri faro. Le torri-faro hanno altezza di 35m, ognuna con corona mobile equipaggiata con dodici proiettori del tipo con ottica asimmetrica e lampade a vapori di sodio ad alta pressione con potenza di 1000W. Lo svincolo di Iazzo del Canonico è illuminato anche con 5 pali tronco conici di altezza 9m e lampade a vapori di sodio da 150W.

Ogni torre faro ha una propria linea di alimentazione ed un dispersore di terra; l'intensità è pilotata da un regolatore di flusso.

La galleria di Futani (fig. 15) ha impianti di illuminazione permanente/notturna con tecnologia LED a bassissimo consumo, realizzata mediante:

- lampade a LED da 20W, poste sulle pareti laterali ad un'altezza di 4,5m circa dal suolo con disposizione trasversale a flusso simmetrico;
- illuminazione di rinforzo, con lampade a LED da parete da 100W e 3000 lumen cadauna, con disposizione trasversale in controflusso, tali da garantire una luminanza adeguata nella zona di transizione;
- delimitazione di margine carreggiata mediante guide di luce e catadiottri retroilluminati a LED;
- striscia luminosa a LED ad alta efficienza, direttamente sulle pareti laterali della galleria, ad un'altezza di circa 1 metro.

Ogni sistema illuminante è alimentato in modo separato dai restanti; la tensione di alimentazione è 48 Volt pertanto gli impianti non sono soggetti alla direttiva BT.

Gli altri impianti di delimitazione carreggiata tra il viadotto Serrapotamo e lo svincolo Poderia sono concepiti ai fini antinebbia. E' noto infatti che tale zona è afflitta dalla nebbia per quasi tutto il periodo dell'anno, di notte o nelle prime ore del mattino, ovvero in condizioni di visibilità già critica.

Le opere realizzate sono essenzialmente le seguenti:

- installazione di striscia luminosa a LED mediante posa di canaline plastiche con chiusura a scatto in cui vengono incollate le strisce luminose, preventivamente adesivizzate;
- installazione elementi catadiottri retroilluminati a LED, con funzione di delimitatore ortogonale di margine, mediante posa in opera di delimitatori trapezoidali provvisti di superfici catadiottriche rosse e bianche, per i due sensi di marcia.

Opera	Costo (euro)	Lunghezze totali (m)	Euro/m	Corsie
STRADA *	€ 59.711.977,15	10.080,00	€ 5.923,81	
STRADA ESCLUSO VIADOTTI E GALLERIE *	€ 15.987.660,49	5.076,80	€ 3.149,16	
Viadotti (impalcato in acciaio corten)				
VIADOTTO - LAMBRO (11 pile h _{max} = 58,94 m)	€ 7.576.173,75	537,80	€ 14.087,34	2
VIADOTTO - SERRAPOTAMO (13 pile h _{max} = 49,11 m)	€ 8.345.312,61	627,80	€ 13.292,95	2
VIADOTTO - MASCALE (5 pile h _{max} = 13,16 m)	€ 3.688.760,15	248,90	€ 14.820,25	3
VIADOTTO - LA BONIFICA (3 pile h _{max} = 20,63 m)	€ 2.774.749,55	164,00	€ 16.919,20	3
VIADOTTO - MINGARDO (14 pile h _{max} = 48,56 m)	€ 12.743.791,61	717,80	€ 17.753,96	3
<i>Totale Viadotti</i>	€ 35.128.787,68	2.296,30	€ 15.298,00	
Galleria Naturale	€ 3.258.469,98	205,30	€ 15.871,75	2
Gallerie Artificiali				
GALL. ART. PROG. 21+765 (con elementi prefabbricati)	€ 1.503.321,60	110,00	€ 13.666,56	2
GALL. ART. PROG. 24+495 (paratie di pali e travi prefabbricate)	€ 2.506.102,00	187,59	€ 13.359,46	3
GALL. ART. PROG. 28+010 (paratie di pali e soletta gettata)	€ 767.497,00	60,20	€ 12.749,12	3
Totale Gallerie Artificiali (più altre rispetto a sopra)	€ 5.337.059,00			

* La lunghezza non comprende l'estensione dei tratti di strada dei tre svincoli

N.B. I valori riportati sono riferiti al periodo di costruzione 2001 - 2005

Tabella 1. Costi di realizzazione del III° lotto della Variante alla SS18 nel Cilento "Futani-Centola".



Figura 13 - Impianto illuminazione galleria "Monache"



Figura 14 - Impianti illuminazione svincolo Poderia



Figura 15 - Impianto illuminazione galleria "Futani"

8 Alcuni dati

Si riportano alcuni dati significativi in merito ai costi di realizzazione della strada, Tabella 1, e riguardo alcune quantità di alcuni dei materiali impiegati per la costruzione della strada, Tabella 2.

Riguardo i costi si noterà come, per una strada di questa categoria, e che attraversa dei territori che si sono dimostrati particolarmente difficili, presentando anche dei tratti in frana, questi siano stati abbastanza contenuti.

Tabella 2. Dati di alcune quantità di materiali impiegati

ACCIAI E CLS IMPIEGATI	
	Totale
Calcestruzzo (m ³)	135.579
Acciaio per getti (Kg)	12.406.169
Acciaio per carpenteria (Kg)	7.339.608

N° BULLONI IMPIEGATI	
Viadotto	N° bulloni
Lambro	24.004
Mascale	15.227
La Bonifica	10.254
Serrapotamo	30.028
Mingardo	41.232
Totale	120.745

9 Ringraziamenti

Si ringraziano: il presidente della Provincia, Angelo Villani; il suo predecessore, Alfonso Andria; l'assessore Francesco Alfieri; il RUP Angelo Cavaliere, costante e valido riferimento. Si ringrazia altresì l'Impresa Astaldi S.p.A. esecutrice dell'opera.

I VIADOTTI TANARO IV (ASTI-CUNEO) E OULMANE KHELIFA (ALGERI): DUE ESEMPI DI MODERNI VIADOTTI IN C.A.P. REALIZZATI CON LA TECNICA DELLA SPINTA - SOLUZIONI INNOVATIVE PER LA PRECOMPRESSIONE E LA TECNOLOGIA DI SPINTA

Nicola Cuzzo¹, Fabrizio Averardi Ripari²

¹ Ingegnere Civile, A.P.S. Analisi e Progettazione Strutturale Srl, Roma.

² Ingegnere Civile, Direttore Tecnico Tensacciai SpA, Roma.

SOMMARIO

Nella memoria s'illustrano il Viadotto Tanaro 4, terminato nel 2006, a servizio del nuovo Collegamento Autostradale A6-A21 (Asti-Cuneo), di lunghezza $28.40+8*50+60.4+4*100+60.40=942.80$ m per due vie di corsa, ed il Viadotto Oulmane-Khelifa, in costruzione, terzo livello dello svincolo omonimo nella città d'Algeri, di lunghezza $39.2+56.0+64.0+2*56.0+47.2=318.4$ m per due vie di corsa.

Le due opere hanno in comune, oltre alle forme di carpenteria delle pile in c.a. e degli impalcati in c.a.p., la tecnologia costruttiva basata sulla spinta in opera di conci costruiti a tergo di una spalla, risultata alternativa vincente in opere inizialmente concepite in avanzamento a sbalzo per conci successivi prefabbricati.

Il confronto tra le due tipologie realizzative non riguarda solo le motivazioni strutturali, ma si estende agli aspetti esecutivi ed economici, soprattutto tenendo conto del contesto urbano, ove la presenza del traffico pone alla conduzione del cantiere problematiche che la tecnica di spinta consente di affrontare e risolvere in modo efficace.

Nell'articolo si evidenziano alcuni aspetti tecnici e realizzativi che caratterizzano le due soluzioni costruttive con accenni ai relativi risvolti economici.

SUMMARY

The Tanaro 4 Viaduct, for the new Highway A6-A21 (Asti-Cuneo) and the Oulmane-Khekifa Viaduct in Alger, third level of the same name junction, are both two roadway bridges having something in common. They have the same frameworks of piers and decks, and, in particular, their incremental launching method represents a winner alternative to the original building concept based on the cantilever method of precast quoins.

Comparing the two methods it is shown how the incremental launching method permits to better solve interferences problems, especially in urban sites, and reach economic targets.



1. PREMESSA

I tempi sempre più ristretti imposti per il completamento delle opere, le sempre più restrittive esigenze imprenditoriali di contenimento dei costi e le oggettive difficoltà di reperimento di maestranze competenti, impongono sempre più spesso scelte progettuali che impiegando pienamente lo sviluppo delle tecnologie costruttive, consentono alle Imprese di raggiungere i loro obiettivi economici assicurando nel contempo la qualità delle opere realizzate.

Si espongono di seguito due casi nei quali il progetto originario delle opere è stato modificato adottando una diversa tecnologia costruttiva, su iniziativa delle Imprese e con l'accordo delle Amministrazioni, al fine di ridurre i tempi di realizzazione ed ottimizzare l'impiego dei materiali, migliorandone, a giudizio degli scriventi, le caratteristiche qualitative ed estetiche.

2. VIADOTTO TANARO 4

Il Viadotto Tanaro 4, insieme con il Viadotto Stura di Demonte, è un'opera che si pone a servizio del Nuovo Collegamento Autostradale A6-A21 (Asti-Cuneo) – Tronco 2 A21 (asti est) – A6 (Marene) – Lotto 7 Diga Enel-Cherasco.

L'attraversamento del fiume omonimo richiede luci variabili da 50 m a 100m m che, nel progetto originario, venivano superate con una soluzione strutturale in c.a.p. con conci prefabbricati da porsi in opera con la tecnica dell'avanzamento a sbalzo.

A seguito dell'aggiudicazione dell'appalto l'Impresa esecutrice ritenne tecnicamente più valido ed economicamente conveniente adottare tecniche di getto in opera, differenziando le tecnologie costruttive in funzione delle luci.

Tale scelta è stata valutata positivamente dall'Amministrazione.

Le due opere sono state pertanto riprogettate, prevedendo, per il Viadotto Tanaro 4, la realizzazione delle prime nove campate con getto in opera a tergo delle spalle e successiva spinta e la costruzione delle rimanenti sei campate in opera a sbalzo a partire dalle pile con l'ausilio di una coppia di carri varo.



La doppia carreggiata offre una larghezza di 2*13.10 m il cui impalcato a cassone assume l'altezza di 2.64 per le

campate corte e di 5.00 m in asse alle pile per le luci maggiori il cui intradosso profila un andamento parabolico.

Un giunto di dilatazione posto in corrispondenza della pila 9 interrompe la continuità strutturale tra i due semiviadotti.

L'andamento plano-altimetrico dell'opera vede il primo tratto in curva circolare di raggio 1500 m su raccordo altimetrico concavo di raggio 5000 m.

Dalla pila 7 il tracciato assume un andamento in clotoide che si conclude in corrispondenza della pila 9 dove inizia un lungo rettilineo che interessa tutto lo sviluppo delle campate costruite a sbalzo.

L'opera è stata terminata nel Dicembre 2006.

2.1 Parte a sbalzo

Le scelte strategiche adottate per l'impostazione del progetto della parte a sbalzo, con il preciso scopo di ridurne i tempi di realizzazione e contenerne il costo, sono le seguenti:

- adozione di conci di lunghezza fino ad un massimo di otto metri, al fine di aumentare i ritmi di avanzamento e ridurre l'incidenza degli ancoraggi sul costo complessivo della precompressione;
- adozione di una coppia di carri varo di nuova concezione, con profili strutturali tubolari e connessioni a perno facilmente smontabili e rimontabili visto il notevole numero di stampelle da realizzarsi (13 montaggi e smontaggi).
- adozione di conci di testa pila di 9,0 m di lunghezza, valido compromesso tra le esigenze di disaccoppiamento dei carri e di economia del cassero.

Le produzioni attese per la realizzazione di una coppia di conci erano stimate in una settimana solare, mentre le attrezzature disponibili consistevano in una sola coppia di carri varo e due attrezzature per la costruzione dei conci di testa pila, oltre ad una attrezzatura per la costruzione del concio di spalla.

Il numero dei conci per stampella, escluso il testa pila, veniva stabilito in $2 \times 6 = 12$, avendo assunto un peso massimo per i getti di poco inferiore a 200 ton. Ne conseguiva che la lunghezza dei conci veniva ordinatamente determinata in $5+6+7+3 \times 8$ m.

Tutti i cavi di precompressione, del tipo Tensacciai MTA115 costituiti da 15 o 19 trefoli 0,6"super, venivano allocati all'interno delle sezioni resistenti ponendo particolare attenzione allo studio del loro andamento altimetrico, in quanto la lunghezza del concio richiede una attenta valutazione delle azioni taglianti prodotte dal getto e dall'avanzamento dei carri.

L'incidenza dell'acciaio armonico è risultata di 48 kg/m^2 ottenendo un risparmio di materiale di circa il 10% rispetto al progetto originario a conci prefabbricati.

Le operazioni di costruzione avevano inizio con la Stampella 1 del Viadotto Stura e proseguivano con la sequenza Stampella 4, 3 e 2. La sequenza scelta consentiva di ridurre al massimo i tempi di attesa del processo produttivo. Le campate laterali, infatti, disponevano di una attrezzatura supplementare per la costruzione del concio di spalla che veniva messa in produzione non appena completata la corrispondente stampella di riva. La scelta progettuale di tesare i cavi inferiori delle campate laterali sullo schema isostatico consentiva di dare continuità al lavoro delle squadre di precompressione offrendo inoltre il vantaggio di non avere iperstatiche di precompressione negative agli appoggi di spalla

ed evitando la necessità di impiegare appoggi reagenti a trazione.

Le luci delle campate venivano completate dal getto dei conci di chiave previsti di lunghezza adeguata al recupero degli eventuali errori di quota che si fossero commessi in corso di costruzione.

Le produzioni attese sono state inizialmente solo in parte rispettate, realizzando un massimo produttivo di due coppie di conci ogni tre settimane, equivalente quindi a 9.33 m per settimana. In seguito le produzioni si sono attestate su valori prossimi a quelli attesi.



L'attrezzatura di spinta era costituita da due gruppi di sollevamento/spinta, ciascuno da 700t di forza orizzontale e 1400t di forza verticale con corsa 800mm e ciclo teorico di 6 minuti; completava l'equipaggiamento di spinta un avambecco metallico di 36m.

Il progetto aveva inoltre previsto il prolungamento del campo di spinta con una zona a tergo per la prefabbricazione della gabbia di armatura della soletta inferiore. La traslazione del cassero di fondo consentiva il trasporto della stessa nella zona di getto accelerando i tempi esecutivi.



2.2 Parte a spinta

Le scelte salienti con cui si è impostato il progetto sono le seguenti:

- adozione della precompressione di seconda fase con cavi esterni alle sezioni di calcestruzzo (pur rimanendo interna al cassone);
- impiego di appoggi con slitta di scorrimento superiore al fine di evitare le operazioni di sollevamento dell'impalcato e sostituzione degli appoggi a fine costruzione.

L'incidenza dell'acciaio armonico è risultata di 30 kg/m² per i cavi interni e 12 kg/m² per i cavi esterni. Sono stati utilizzati cavi di precompressione interna del tipo Tensacciai 15MTAI ed esterna del tipo Tensacciai 15MTAIE costituiti da 9 o 12 trefoli da 0,6" super.



La tecnica veniva però presto abbandonata in quanto la costruzione a spinta procedeva già con tempi sufficientemente celeri (due concetti da 25 m ogni tre settimane) escludendo la porzione a spinta dal percorso critico.

L'unico inconveniente durante le operazioni di spinta si è manifestato in corrispondenza dell'arrivo della testata iniziale in calcestruzzo sulla Pila 5. L'appoggio era il punto di minima quota della superficie cilindrica di spinta e lo scorrimento dell'impalcato incontrava resistenze all'avanzamento superiori ai limiti stabiliti dal progetto di spinta. L'analisi del problema metteva in evidenza la necessità di una correzione all'appoggio-slitta eliminando, con opportuni inserti metallici sulle piastre, la tolleranza rotazionale con cui erano stati concepiti. Eseguita la correzione in opera la spinta procedeva normalmente e, sulla seconda carreggiata, avendo messo in opera appoggi-slitta fabbricati in stabilimento con le accortezze dettate dall'esperienza acquisita, il problema non si manifestava affatto.

3. VIADOTTO OULMANE KHELIFA

Il Viadotto Oulmane-Khelifa, rappresenta il terzo livello dello svincolo omonimo nella città d'Algeri.

Situato in piena città in una zona ad alta densità di traffico, il progetto ha avuto una genesi molto travagliata.

Inizialmente concepita come opera strallata, è stata in seguito adottata una soluzione a concetti successivi prefabbricati in avanzamento con sette luci di 56m. Tale soluzione presentava però notevoli inconvenienti dovuti alle interferenze delle lavorazioni con il traffico sottostante ed alla eccessiva durata stimata delle lavorazioni. Si aggiungevano inoltre le perplessità dell'impresa appaltatrice in merito all'economicità del progetto.

La proposta di variante, presentata dagli scriventi nel quadro di un accordo di collaborazione generale per la realizzazione dell'opera, prevede la realizzazione con getto in opera a tergo delle spalle e successiva spinta.

Detta proposta è stata sottoposta ad un iter di approvazione che ha coinvolto direttamente il Ministro dei Lavori Pubblici e che si è concluso in soli 3 mesi.

Dopo ulteriori modifiche dovute al manifestarsi di ulteriori interferenze con condotte fognarie ed impianti del gas, si è giunti al progetto esecutivo in corso di esecuzione che prevede la realizzazione di due vie di corsa indipendenti con 7 campate di luce $39.2+56.0+64.0+2*56.0+47.2= 318.4$ m con larghezza di 10,50 m per ciascuna via di corsa.

Il tracciato planimetrico è raggio circolare costante di 700 m, salvo la parte finale in clotoide che viene compensata con sbalzi asimmetrici di soletta. Il profilo altimetrico è con

pendenza costante di circa il 6%, con spinta dal basso verso l'alto.

La sezione adottata e le soluzioni tecnologiche previste sono analoghe a quelle descritte per il Viadotto Tanaro 4 a spinta.

Il completamento dell'opera è previsto in circa 13 mesi contro i 16 previsti nella soluzione a concetti prefabbricati mentre il costo complessivo di preventivo è diminuito di circa il 15%.

4. CONCLUSIONI

L'attività di costruzione di opere d'arte di un certo impegno richiede ai nostri giorni un'attenta scelta delle metodologie di costruzione al fine di far assumere al processo costruttivo una valenza economica positiva.

La progressiva riduzione di personale tecnico qualificato nelle imprese, dovuta al mancato ricambio generazionale, e la tendenza a privilegiare gli aspetti gestionali e commerciali rende però difficile alle stesse gestire il processo costruttivo rispettando gli obiettivi che si prefiggono i quali sono gravati dalle difficoltà per il mancato adeguamento dei prezzi unitari da parte delle Amministrazioni.

Solo attraverso una maggiore sensibilizzazione alle problematiche speciali che impone un'opera complessa di tutti i soggetti interessati al percorso progettuale e costruttivo si potrà evitare la pericolosa china discendente verso lo scadimento della qualità delle opere intesa come unico modo per ridurre il costo.

5. REALIZZAZIONE DELL'OPERA

Viadotto Tanaro 4

Ente Appaltante: ANAS S.p.A.

Impresa Generale: Consorzio CHERASCO S.c.a.r.l.

(CO.E.STRA- ACMAR.)

Progetto esecutivo: A.P.S. S.r.L. – Roma

Carri varo e attrezzature di spinta: Guerini Elio S.r.L.

Sistema di precompressione: Tensacciai S.p.A.

Appoggi e giunti: FIP Industriale S.p.A.

Viadotto Oulmane Khelifa

Ente Appaltante: Direction Travaux Publics Wilaya d'Alger

Impresa Generale: COSIDER Ouvrages d'Art

Progetto esecutivo: A.P.S. S.r.L. – Roma

Carri varo e attrezzature di spinta: Guerini Elio S.r.L.

Sistema di precompressione: Tensacciai S.p.A.

Appoggi e giunti: FIP Industriale S.p.A.

Fig. 1

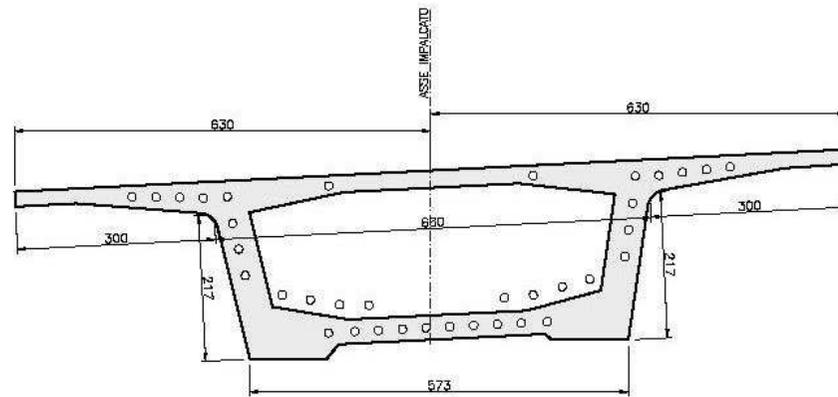
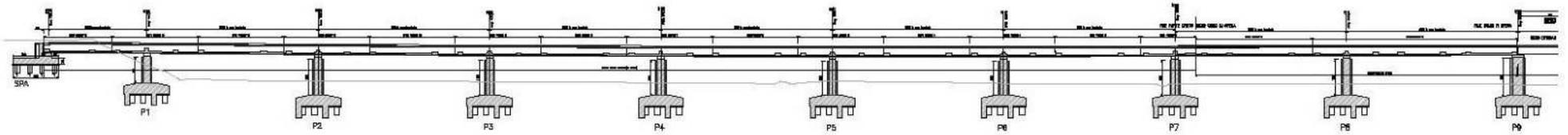
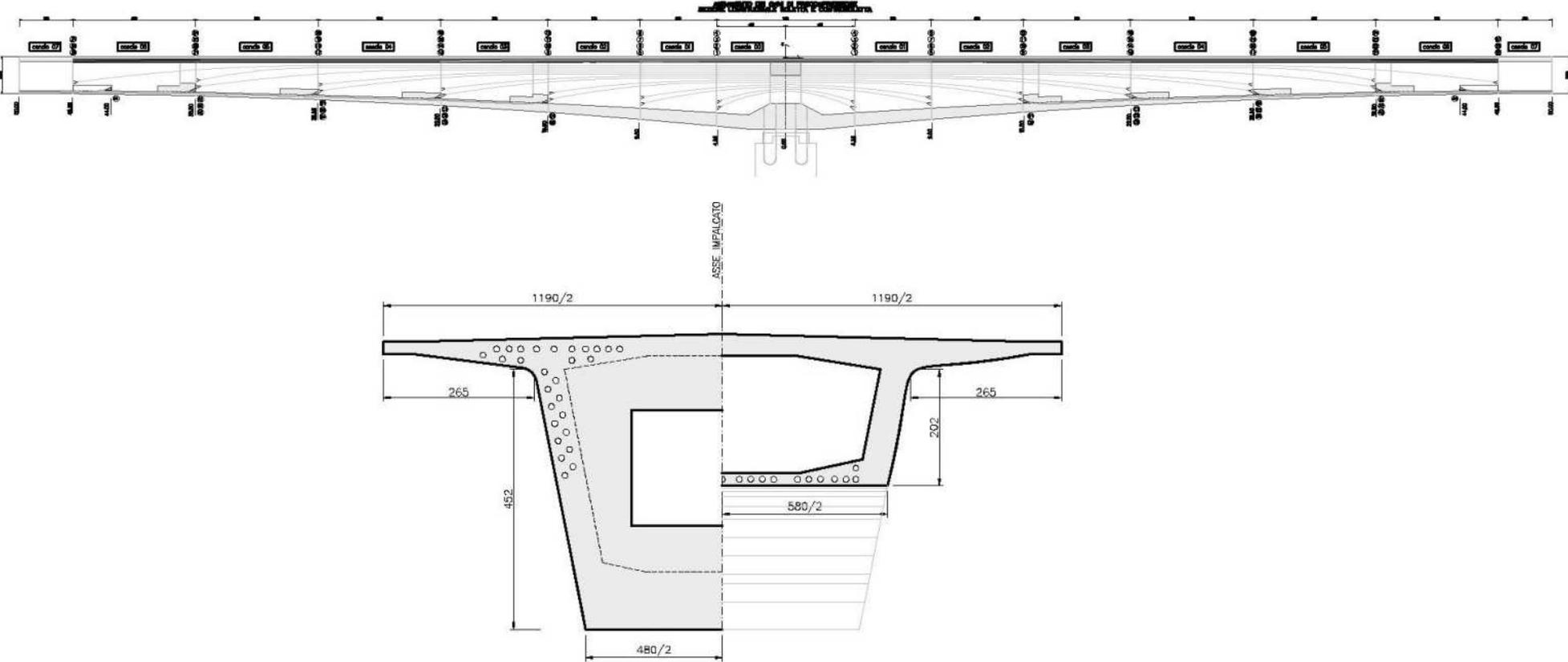


Fig. 2



NUOVI SVILUPPI DI RIVESTIMENTO DI FACCIATE IN GRC CON AZIONE FOTOCATALITICA AUTOPULENTE

Marica Della Bella¹, Gian Luca Guerrini²

¹ GRC System Building del Gruppo Centro Nord, Cerano NO

² CTG Italcementi Group, Direzione Laboratori, Bergamo

SOMMARIO

In questo lavoro sono illustrati alcuni aspetti della tecnologia di produzione di elementi prefabbricati in GRC (Glass Reinforced Cement), materiale cementizio al quale è stato aggiunto il principio fotocatalitico TX Active®, che lo rende unico in termini di soluzione architettonica ed ecologica-ambientale.

Dopo una breve descrizione della tecnologia del GRC e del principio TX Active®, viene descritto il primo esempio applicativo di prodotto, realizzato a Montecarlo, Principato di Monaco (Residence Saint John's Court).

SUMMARY

In this paper, the GRC (Glass Reinforced Cement) technology for the production of precast building elements is here described, with the addition of the TX Active® principle which allows to obtain an unique solution in terms of both architectural and ecological (environmentally friendly) solution.

After a brief description concerning the GRC technology and the TX Active® principle, the first significant example of this new material is here described (Residence Saint John's Court, Montecarlo, Principate of Monaco).

1. INTRODUZIONE

Viene qui presentata una memoria su una tecnologia d'avanguardia per la produzione e la realizzazione di facciate ed altri elementi architettonici di rivestimento in GRC (Glass Fiber Reinforced Concrete), (Fig. 1).

La GRC System Building è una società del Gruppo Centro Nord, specializzata nella prefabbricazione di componenti per l'edilizia industrializzata, in particolare [1]:

- Solai alveolari e scatolari con spessori da 12 a 100 cm in c.a.p. prodotti in Serie Controllata e primi in Italia ad acquisire l'attestazione di conformità per la marcatura CE.
- Travi per impalcati con grandi luci e sovraccarichi anche per strutture stradali e terziarie di cui proprio qui in fiera c'è un esempio.
- Elementi in GRC strutturali per scale parapetti e solai e architettonici per rivestimenti di facciata, cornici ed altri componenti per arredo urbano e d'interni.

Recentemente, GRC System Building ed il Gruppo Italcementi hanno messo a punto una soluzione tecnica in cui si utilizza un tipo di GRC particolare per cui, alle caratteristiche peculiari del GRC tradizionale, si aggiungono quelle derivanti dall'utilizzo del principio TX Active®, per cui si ottengono soluzioni strutturali significative, che hanno anche una valenza ecologicamente significativa, grazie all'azione fotocatalitica del cemento speciale utilizzato.



Figura 1 – Sommario della memoria

Per meglio illustrare a ingegneri, architetti, tecnici ed operatori del settore delle costruzioni le svariate applicazioni possibili per il rivestimento e l'abbellimento delle facciate con il GRC, i vantaggi estetici ed ora anche ecologici di questi prodotti per facciate, occorre riportare innanzitutto qualche cenno sulle materie prime, i metodi produttivi, le caratteristiche ed i riferimenti normativi del GRC [2].

2. MATERIE PRIME

Il GRC è un materiale composito a matrice cementizia, ossia calcestruzzo ricco di cemento bianco (50% circa) e con inerti molto fini di sabbia silicea (intorno ad 1 mm) rinforzato con armatura diffusa di fibre di vetro AR, che può essere sotto forma di fibre tagliate oppure di rete, (Fig. 2).

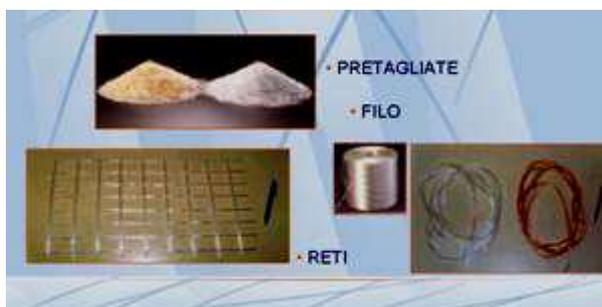


Figura 2 – Armature in fibra di vetro

Il materiale è inoltre additivato con:

- additivi fluidificanti (in quantità 1÷2% in peso sul cemento) per ridurre il rapporto acqua su cemento intorno allo 0.3 e allo stesso tempo mantenere una buona fluidità della malta dopo la miscelazione.
- Resina acrilica (in quantità 2÷8% in peso sul cemento) per meglio proteggere le fibre di vetro e ridurre la permeabilità agli agenti liquidi atmosferici e quindi per rendere massima la curabilità del GRC.
- Pigmenti (ossidi minerali in minima percentuale) per conferire all'elemento architettonico in GRC la colorazione in pasta a piacere.
- Infine, sfruttando il principio TX Active® (utilizzando il cemento TX Aria® in sostituzione del cemento bianco nel primo strato esterno dell'elemento di facciata) per attivare la fotocatalisi, avere delle facciate luminose autopulenti e nello stesso tempo contribuire alla soluzione del grande problema della inquinamento atmosferico (in particolare, nei confronti degli NO_x e degli SO_x), come viene più avanti descritto più in dettaglio nella seconda parte della memoria.

3. TECNOLOGIE PRODUTTIVE

Ci sono tre metodi di produzione degli elementi prefabbricati in GRC.

1) SPRAY: la malta molto liquida costituita da cemento, sabbia, acqua ed additivi preparata in miscelatori speciali ad alta velocità, viene pompata e spruzzata con le fibre di vetro (tagliate dalla pistola da 25÷30 mm e in quantità media del 5% in peso), direttamente sul cassero in strati successivi di 3-4 mm, dove è compattata con rulli (Fig. 3 e 4).

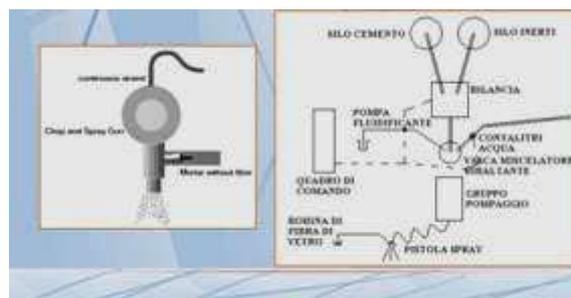


Figura 3 – Metodo spray

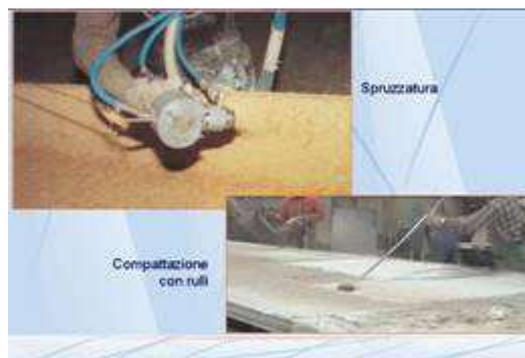


Figura 4 – Spruzzatura, compattazione

2) PREMIX (o premiscelato): i componenti pre-pesati sono mescolati a velocità diverse, ma nello stesso contenitore e poi la miscela viene iniettata, pompata o versata e staggiata sul cassero. La lunghezza delle fibre pre-tagliate è normalmente intorno ai 15 mm in quantità di circa il 3% in peso e l'armatura viene integrata con reti in fibra di vetro AR (Fig. 5).

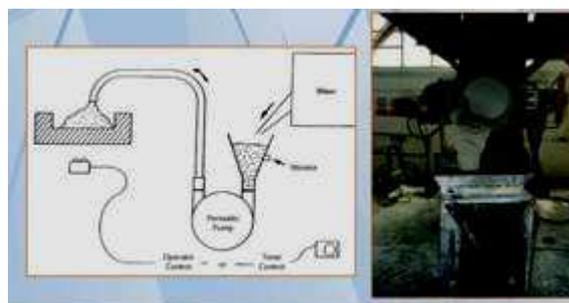


Figura 5 – Metodo premix

3) ESTRUSIONE: tale nuovo processo è particolarmente adatto per manufatti a sezione costante, con dimensioni max di 60 cm in larghezza e 20÷30 cm in altezza, forma che si autosostiene allo stato fresco subito dopo la sua formatura, utilizzando una pasta molto coesiva. Con tale tecnica si possono ottenere elementi cavi, i cui spessori minimi possono essere anche molto sottili (6÷7 mm).

Esempi di manufatti estrusi sono:

- fregi, cornici, cornicioni ed altri elementi profilati a sezione varia, per edilizia,
- pannelli di rivestimento facciate, di cui un esempio è presentato nella figura.

La finitura può essere liscia da trafilatura, oppure levigata o bucciardata con successiva lavorazione dopo l'indurimento (Fig. 6).

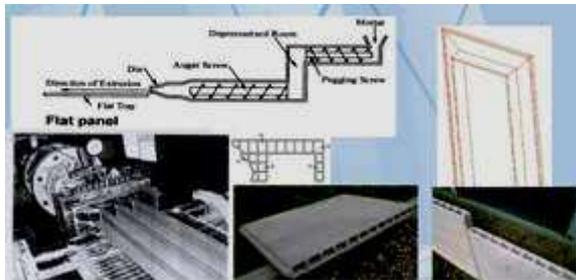


Figura 6 - Processo di estrusione

4. CARATTERISTICHE DEL GRC

I prodotti in GRC e le sue applicazioni per il rivestimento di edifici sono ben noti da oltre 30 anni, da quando A.J. Majumdar ha messo a punto una fibra di vetro protetta con ossidi di zirconio, commercializzata da Pilkington con il marchio CEM-FIL, che non era più attaccata nell'ambiente alcalino della matrice cementizia (a pH elevato), garantendo così al materiale fibrorinforzato risultante, denominato Glass Reinforced Cement o Concrete (semplicemente indicato con la sigla GRC), la massima durabilità anche se in ambiente molto aggressivo come a contatto dell'atmosfera e delle piogge acide delle nostre città.

Dunque, la durabilità è possibile grazie ai componenti inerti del GRC (silice, cemento, fibra di vetro, niente ferro), al bassissimo rapporto acqua/cemento (circa 0.3) e all'aggiunta della resina acrilica.

Prove di invecchiamento accelerato con cicli normalizzati gelo-disgelo hanno provato che la durabilità del GRC tende all'infinito (con riduzione delle caratteristiche a rottura del 30÷40% max), che fa del GRC la soluzione più adatta per le condizioni più estreme di aggressività (Fig. 7 e 8).

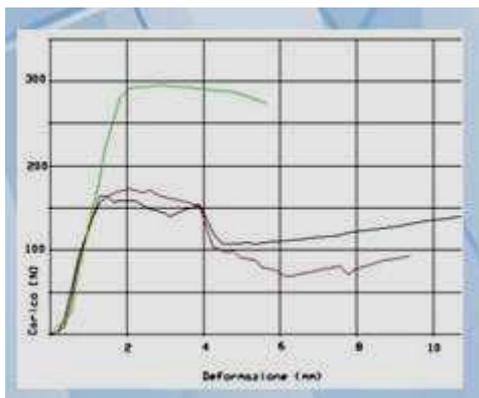


Figura 7 - Diagramma durabilità

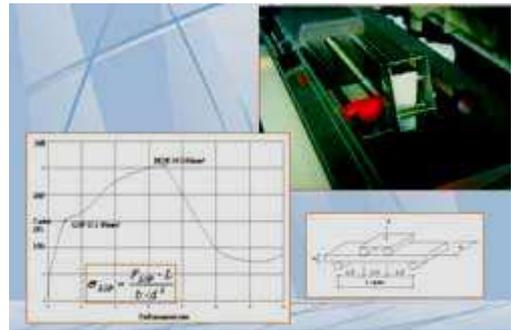


Figura 8 - Prove su campioni di GRC

Oltre alle caratteristiche di durabilità, il GRC presenta anche vantaggi dal punto di vista prestazionale e funzionale, in termini di:

- leggerezza in conseguenza degli spessori ridotti degli elementi in GRC (12/15 mm);
- resistenza a flessione, a trazione e agli urti grazie alla distribuzione diffusa e uniforme del rinforzo in fibre di vetro e resistenza all'usura conseguente all'utilizzo di sabbia silicea ed alla sua granulometria molto fine, che rende la superficie liscia e compatta;



Figura 9 - Prove all'urto

- estetica, grazie ad una superficie modellabile a piacere nella forma, dimensione, aspetto (liscia naturale o granigliata con utilizzo di ghiaietto lavato a vista o sabbia o a rilievo previo inserimento di una matrice di finitura in gomma), colore (naturale in pasta con impiego di pigmenti, di ossidi minerali nella miscelazione);
- soluzione "environment friendly" grazie al principio attivo fotocatalitico TX Active®, per cui i manufatti in GRC così ottenibili sono in grado di mantenere la superficie pulita e contribuire a ridurre l'inquinamento atmosferico in modo molto efficace (Fig. 10).



Figura 10 – Caratteristiche GRC

5. CEMENTI AD AZIONE FOTOCATALITICA (TX-Active®)

Da oltre dieci anni il Centro Tecnico del Gruppo Italcementi (CTG) è impegnato nello studio della fotocatalisi applicata ai materiali cementizi [3-7]. Questi rappresentano infatti il supporto ideale per distribuire i fotocatalizzatori sulle ampie superfici - orizzontali e verticali - delle strutture edilizie, (Fig. 11).

Il principio TX Active® qui descritto, si basa sulla fotocatalisi, un fenomeno naturale in cui una sostanza, detta fotocatalizzatore, modifica la velocità di una reazione chimica attraverso l'azione della luce. Sfruttando l'energia luminosa, i fotocatalizzatori inducono la formazione di reagenti fortemente ossidanti che sono in grado di decomporre le sostanze organiche e inorganiche presenti nell'atmosfera. La fotocatalisi è quindi un acceleratore dei processi di ossidazione che già esistono in natura, in modo analogo a quanto avviene per la fotosintesi clorofilliana).

L'applicazione del principio attivo TX Active® ai materiali cementizi permette di sfruttare l'energia luminosa per decomporre, ossidando, sostanze organiche e inorganiche presenti in atmosfera. Quindi l'utilizzo di cementi Italcementi della gamma TX, che contengono il principio attivo TX Active®, contribuisce attivamente alla riduzione dell'inquinamento atmosferico nelle città e a mantenere pulita la superficie dei manufatti [3-4].

La chiesa "Dives in Misericordia" di Roma rappresenta la prima applicazione pratica di questi cementi: in questo caso, il cemento TX Millennium fu utilizzato nel 1996 per la messa a punto di un calcestruzzo bianco ad elevata resistenza che permettesse la produzione dei conci prefabbricati utilizzati per la realizzazione delle tre imponenti vele della Chiesa progettata dall'architetto Richard Meier [5-6].

Successivamente sono stati proposti due prodotti differenti denominati TX Arca e TX Aria®.

In particolare, il TX Aria® è il legante fotoattivo specifico per realizzare strutture e manufatti capaci di contribuire alla riduzione dell'inquinamento atmosferico. E' quindi utilizzato per numerose applicazioni in orizzontale (pavimentazioni, coperture) od in verticale (pannelli, elementi di rivestimento, intonaci, pitture, arredo urbano, elementi prefabbricati). In questo caso, l'aspetto legato al disinquinamento, si coniuga con la proprietà autopulente della superficie dei prodotti realizzati.

Il cemento utilizzato invece per la linea Architettura (TX Arca) è un cemento conforme ai requisiti della norma EN

197/1, specifico per la realizzazione di opere architettoniche di pregio.

Le caratteristiche estetiche dei manufatti in calcestruzzo, prefabbricati o gettati in opera vengono esaltate e conservate nel tempo, utilizzando questo cemento. La decomposizione dei microrganismi che sporcano le superfici degli edifici, la cui crescita è favorita dall'accumulo di grassi, polveri e pioggia, permette di avere superfici sempre pulite e di conservare immutata la particolare brillantezza tipica dei cementi della Gamma TX.

Attualmente, TX Arca rappresenta il cemento principe per le opere architettoniche di pregio: opere per le quali la qualità della materia che le origina e la forma sono altrettanto importanti e significative. I calcestruzzi bianchi confezionati con TX Arca mantengono inalterate le prestazioni fisico-meccaniche dei calcestruzzi tradizionali. Offrono, in più, una straordinaria brillantezza e la capacità di "autopulirsi", conservando nel tempo la bellezza originale.

Oltre all'esperienza significativa della Chiesa di R. Meier, il cemento con proprietà autopulenti è stato impiegato per altre realizzazioni significative, in Francia, Belgio e Marocco, oltre che per l'opera descritta in tale lavoro [7]:

- la "Cité de la Musique et des Beaux-Arts" a Chambéry (Francia),
- la sede dell'Air France presso l'Aeroporto Charles De Gaulle di Parigi,
- l'Hotel de Police a Bordeaux,
- l'edificio per uffici Ilot Mermoz a Maisons Laffitte (Parigi),
- il complesso Commodore a Ostenda (Belgio),
- la sede di Ciments du Maroc a Casablanca (Marocco),
- Direction Colas à Mérignac (Francia).

Sfruttando il principio della fotocatalisi si può quindi avere un mantenimento nel tempo del colore originario, come nel caso dell'edificio di Chambéry, per il quale il CTG sta seguendo un programma specifico di monitoraggio in continuo, dalla fine della realizzazione dell'opera, (Tabella 1 e Fig. 12).

Un esempio di edificio innovativo in cui verranno particolarmente messi in evidenza questi aspetti ambientali ed architettonici è il nuovo Centro di Ricerca ed Innovazione del Gruppo Italcementi (ITCLab), che sarà realizzato a breve presso il Parco Scientifico del Kilometro Rosso di Bergamo (progettista: Richard Meier).

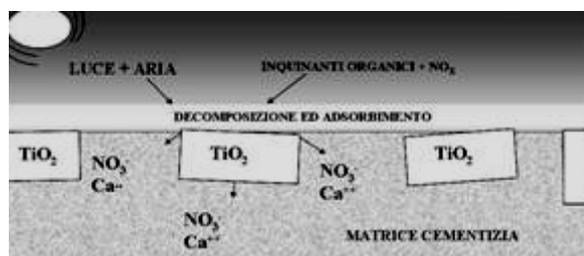


Figura 11 – Meccanismo della fotocatalisi

Tabella 1 – Chambéry – Valore della cromaticità b^* , dopo 26 mesi

Orientam. facciate N. di misurazioni	Ovest 24		Nord 24		Est 30		Sud 42	
	media	s	media	s	media	s	media	s
iniziale	6.3	1.1	6.0	0.8	6.0	1.0	6.2	1.1
7 mesi	6.6	0.8	6.3	0.6	6.5	0.9	6.8	1.0
15 mesi	6.4	1.1	5.6	1.2	5.8	0.6	6.2	1.2
19 mesi	6.3	0.9	6.3	0.7	6.0	0.9	6.9	1.2
26 mesi	6.5	1.5	7.1	0.8	6.7	1.3	6.4	0.9

media = valore medio misurato
s = scarto tipo

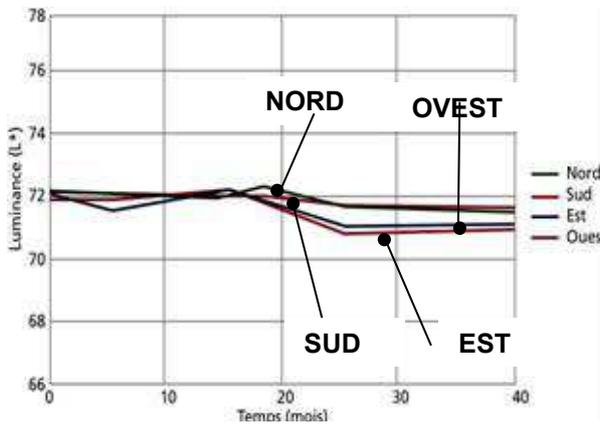


Figura 12 – Chambéry – Valori di luminanza L^* , dopo 40 mesi

6. RIFERIMENTI NORMATIVI E TECNICI

Oggi le regole di progettazione, di produzione ed i controlli di qualità degli elementi in GRC fanno riferimento alle norme Europee CEN già pubblicate (UNI EN 1169 e 1170/1-8), (Fig. 13).

Riferimenti tecnici autorevoli sono anche le linee guida e le raccomandazioni internazionali del GRCA, della FIB e dell'Istituto PCI, (Fig. 13).



Figura 13 - Riferimenti normativi

Si può quindi affermare che oggi la progettazione, il calcolo, la produzione e l'applicazione degli elementi in GRC per facciate hanno delle basi tecniche e normative assolutamente affidabili, comprovate da prove sperimentali ed esperienze applicative di oltre trent'anni sia in Europa che nel resto del mondo.

7. SISTEMI DI FACCIATE IN GRC

Gli elementi in GRC realizzano la facciata con tutte le necessarie caratteristiche di isolamento termico, acustico e di barriera agli agenti atmosferici, con la tipologia "a cappotto" o "ventilata" (Fig. 14).

I dettagli ed i sistemi di fissaggio degli elementi in GRC sulla struttura portante dell'edificio (normalmente in corrispondenza dei solai in calcestruzzo) sono in acciaio zincato e sono dimensionati e progettati di volta in volta per risolvere ogni necessità progettuale ed esecutiva anche di montaggio e di tolleranze. Infatti, la GRC System Building è sempre responsabile dell'attività di progetto, produzione e anche di posa in opera, assicurando il montaggio nel rispetto dei vincoli progettuali sia tecnici che temporali.

Nelle Fig. 15-18 sono mostrati altri esempi applicativi di elementi in GRC per facciate.

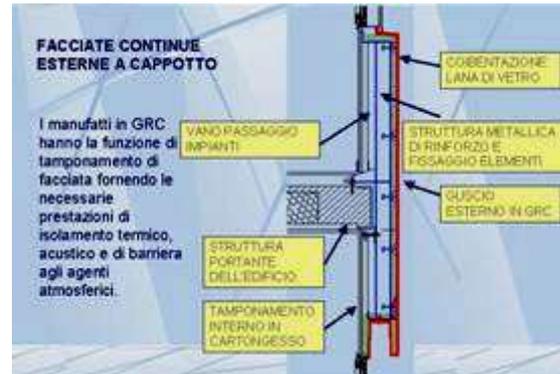


Figura 14 – Facciate continue esterne a cappotto



Figura 15 – Esempio di facciate in GRC



Figura 16 – Esempio di facciate in GRC



Figura 17 – Esempio di facciate in GRC



Figura 18 – Esempio di facciate in GRC

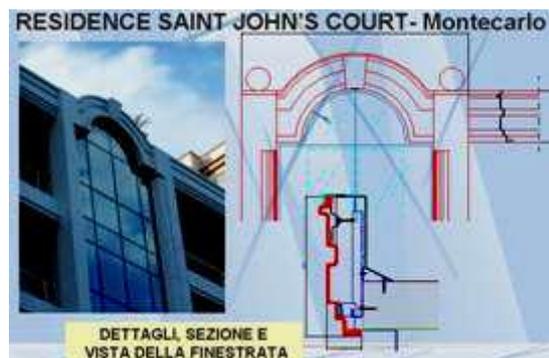


Figura 20 – Dettagli, sezioni e vista dell'arco in GRC – TX ACTIVE



Figura 21 – Vista e dettagli modanature in GRC – TX ACTIVE

Le applicazioni del GRC spesso interessano anche il rivestimento o l'abbellimento esterno di vecchi o nuovi edifici, come cornicioni, cornici ed altre modanature in corrispondenza del tetto ed intorno alle finestre.

8. ESEMPIO DI FACCIATA IN GRC E TX-ACTIVE

Qualche immagine per mostrare esempi di facciate in GRC con l'impiego del componente TX Active® come principio attivo fotocatalitico nella matrice cementizia.

E' un esempio realizzato a Montecarlo per la ristrutturazione del Residence Saint John's Court - Committente ed impresa: CO.MO.DO - Architetto: Silvano Alberti con studio a Monaco e Bergamo.

Nelle foto si può vedere il Residence prima della ristrutturazione e dopo l'applicazione degli elementi di rivestimento in GRC in cemento bianco a vista TX Active®. Nelle Fig. 19-22 sono mostrati alcuni dettagli degli elementi in GRC, con sezioni particolari di fissaggio dell'arco.



Figura 19 – Vista del residence prima della ristrutturazione



Figura 22 – Vista del residence dopo la ristrutturazione

9 CONCLUSIONI

Il GRC, con l'impiego contemporaneo del principio TX-Active®, può rappresentare una soluzione tecnologica d'avanguardia, per:

- migliorare l'estetica degli edifici sia esistenti che di nuova costruzione,
- semplificare il procedimento costruttivo per realizzare le facciate e ridurre il costo,
- garantire il miglior standard di isolamento termico ed atmosferico, ed inoltre, sfruttare l'energia solare con la fotocatalisi, in modo da facilitare la dissoluzione delle sostanze organiche responsabili dell'inquinamento, ripristinare e mantenere la brillantezza della superficie di facciata, costituendo così la prima forma attiva di lotta

- contro gli inquinanti atmosferici organici ed inorganici (es. NOX e SOX).

In altre parole, questo materiale può soddisfare le esigenze costruttive ed architettoniche, e nello stesso tempo le nuove esigenze ecologiche ed ambientali di una città moderna per un futuro sostenibile.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DELLA BELLA, M., AIESI, U., CIAN, D. - Elementi in GRC a valenza strutturale. Leggerezza, resistenza, durabilità e design. *14° Congresso C.T.E.*, Vol. 1, 299-304, Mantova, 7-8-9 Novembre 2002
- [2] MAJUMDAR, A.J., LAWS, V. (1991) - Glass Fibre Reinforced Cement. *Blackwell Scientific Publications*, 197
- [3] CASSAR, L., PEPE, C., PIMPINELLI, N., AMADELLI, R., BONATO, T. (1997) - Materiali cementizi e fotocatalisi. *Seminario FAST—Materiali: Ricerca e Prospettive Tecnologiche alle Soglie del 2000*, 591, (Federazione delle Associazioni Scientifiche e Tecniche, Milano, Italia)
- [4] CASSAR, L. (2004) - Photocatalysis of Cementitious Materials: Clean Buildings and Clean Air. *MRS Bulletin*, 328-331
- [5] CASSAR, L., PEPE, C., TOGNON, G.P., GUERRINI, G.L., CANGIANO, S., GOISIS, M. (2000) - Il cemento bianco per calcestruzzo ad alte prestazioni. *L'Industria Italiana del Cemento*, 160-174
- [6] CASSAR, L., PEPE, C., TOGNON G.P., GUERRINI, G.L., AMADELLI, R. - White Cement for Architectural Concrete, Possessing Photocatalytic Properties. *Proc. 11th Int. Congress on the Chemistry of Cement (ICCC)*, Vol. IV, 2012, Durban, South Africa, 2003
- [7] GUERRINI, G.L., GUILLOT, L. Realizzazioni di edifici con utilizzo di cementi fotocatalitici. *15° Congresso C.T.E.*, Vol. 1, 941-950, Parma, 7-8-9 Novembre 2006

Contatti

Marica Della Bella: grc@gruppocentronord.it /

pcn@gruppocentronord.it

Gian Luca Guerrini: g.guerrini@itcgr.net

L'UTILIZZO DI CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE (SCC) PER LA REALIZZAZIONE DEL PONTE DON BOSCO A NAPOLI

Antonello De Luca¹, Attilio De Martino², Francesco Ricciardelli³, Giuseppe Mautone⁴

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II

2 Dipartimento di Costruzioni e Metodi Matematici in Architettura, Università di Napoli Federico II

3 Dipartimento di Meccanica e Materiali, Università Mediterranea di Reggio Calabria

4 Libero professionista, Napoli

SOMMARIO

La sostituzione dei ponti in ambiente urbano presenta spesso notevoli difficoltà, derivanti dall'esistenza di vincoli strutturali e non. Questi possono essere dettati dalla geometria o da esigenze architettoniche, ma anche dall'interazione della nuova opera con le opere ed i fabbricati circostanti, così come con i sottoservizi. Per questo motivo, la scelta progettuale finale risulta spesso un compromesso tra le varie esigenze che hanno condizionato lo sviluppo del progetto. In questa memoria viene presentato il progetto di un ponte in cemento armato a volta obliqua e spessore variabile di 27 metri di luce, attualmente in fase di completamento nel comune di Napoli. Malgrado le dimensioni contenute dell'opera, sia durante la fase di progettazione che durante quella di costruzione, sono emersi una serie di problemi che hanno dettato le scelte finali del progettista. In particolare, per quanto concerne la statica dell'opera, le analisi strutturali hanno rivelato un comportamento della volta obliqua non facilmente intuibile a priori. L'opera viene realizzata con diversi tipi di calcestruzzo per i vari elementi strutturali, tra cui anche il calcestruzzo autocompattante SCC che, malgrado la doppia inclinazione dell'estradosso dell'impalcato, ha mostrato, attraverso una accurata campagna di prove condotte in sito e in laboratorio, la possibilità di utilizzo anche per elementi particolarmente inclinati.

SUMMARY

Replacement of existing bridges located in the urban environment is in many cases a complicated task, as it requires a number of problems to be solved, not all of structural nature. These can be associated with geometric constraints and architectural requirements, but also with the interaction of the new construction with surrounding activities and other existing structures and utility networks. Therefore, in many cases the final design turns out to be a trade-off solution, coping with the issues above. In this paper the design of a 27 m reinforced concrete, variable thickness skew vault bridge is presented, presently under construction in the city of Napoli. In spite of the structure small size, a number of problems have arisen in the design and construction stages. In particular, from the structural point of view, the 35° skew vault has shown an interesting static behaviour, hard to predict through existing mechanical models. Different types of concrete were used, for the different structural components of the bridge, among which Self Compacting Concrete (SCC), as laboratory and in situ tests proved its behaviour adequate also in the case of relevant longitudinal and lateral slopes of the extrados.

1. INTRODUZIONE

Corso Novara rappresenta una delle principali arterie dell'impianto urbano di Napoli, ed ha mantenuto questo ruolo al passare dei secoli; la sua posizione può essere facilmente individuata sulle piante storiche, tra le quali si cita quella ad opera del Rizzi Zannone pubblicata nel 1794. A seguito di un forte aumento della densità abitativa e del traffico veicolare, nel 1985 venne realizzato un viadotto in sopraelevato (Fig. 1) che percorreva corso Novara per la sua interezza, vale a dire da piazza Garibaldi (ove sorge la stazione centrale di Napoli) sino all'intersezione, in sopraelevato, con via Don Bosco. Il viadotto aveva la funzione di alleggerire il traffico locale,

assorbendo il flusso diretto alla Tangenziale e all'aeroporto di Capodichino. In Fig. 1 vengono mostrati una vista aerea ed una pianta dell'area, dalle quali è possibile individuare il Real Albergo dei Poveri, tra i maggiori edifici costruiti in Europa nel XVIII secolo. Via Don Bosco, dunque, fa parte del percorso che collega la stazione centrale con l'aeroporto. L'antico ponte Don Bosco (Fig. 2), che consentiva a via Don Bosco l'attraversamento di Corso Novara, era costituito da un insieme di due volte cilindriche su pianta obliqua. Le due volte differivano sia per geometria che per materiali utilizzati. La prima (sulla sinistra in Fig. 2) era una volta semicircolare, mentre la seconda una volta ribassata, di luce maggiore della prima. Entrambe le volte erano realizzate con mattoni disposti

a taglio, tuttavia questi si presentavano differenti sia per dimensioni che per qualità. Nel 1999, nell'ambito di un piano di riqualificazione della zona orientale di Napoli, la sopraelevata di corso Novara veniva smontata, e la strada riacquistava la sua fisionomia originale. Nello stesso periodo, il Comune di Napoli decideva la sostituzione del ponte Don Bosco. La nuova opera sarebbe dovuta essere più leggera, e avrebbe dovuto presentare una maggiore capacità di traffico

veicolare. La costruzione del nuovo ponte è iniziata nel giugno 2006, e il completamento è atteso per l'estate 2007. Il progetto e la direzione lavori sono stati eseguiti dal prof. Antonello De Luca, la realizzazione è stata affidata alla A.T.I. Fico Costruzioni. Dettagli sui principali attori sono forniti alla fine nella memoria.

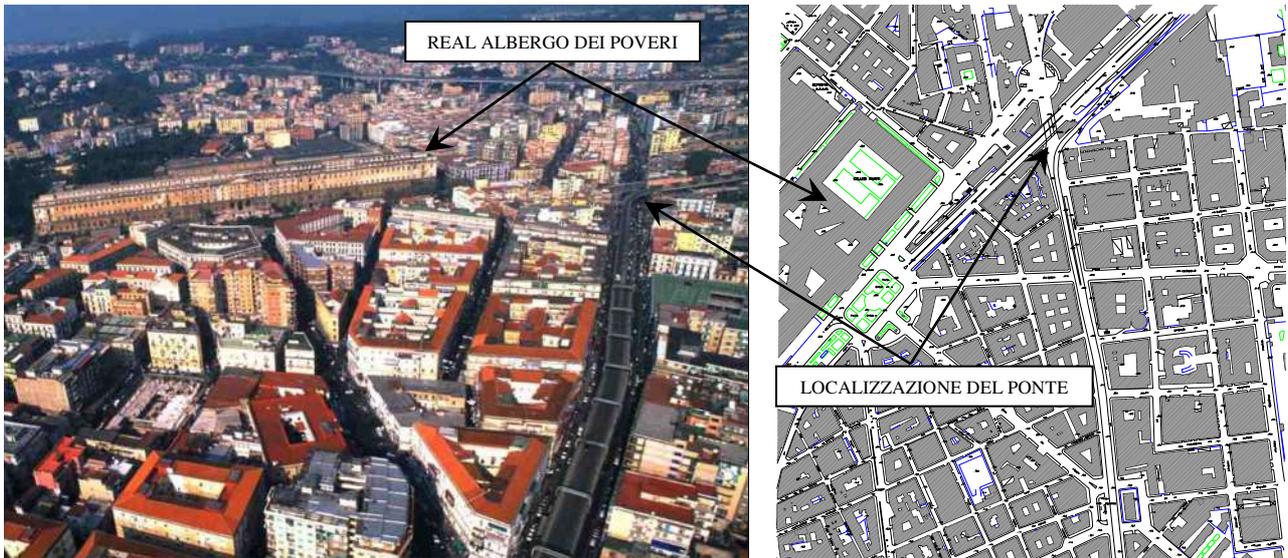


Figura 1 - Vista aerea e pianta dell'area di corso Novara e via Don Bosco



Figura 2 - Il vecchio ponte Don Bosco

2. VINCOLI COSTRUTTIVI E PROGETTO DEL PONTE

2.1 Vincoli costruttivi

A causa della sua posizione all'interno di un'antica area urbana, oggi densamente popolata, il progetto del ponte di via Don Bosco è stato condizionato da molteplici vincoli. Tra questi un ruolo determinante è stato giocato dalla presenza di sottoservizi (si veda in proposito la Fig. 3), sia al di sotto di corso Novara che sul vecchio ponte. Tra i vincoli che hanno maggiormente condizionato il progetto vi erano:

1. la presenza di due tubazioni da 1000 mm facenti parte della rete di distribuzione idrica (Fig. 3a); I tubi erano inglobati nei parapetti del vecchio ponte e sono stati sostituiti con un bypass realizzato da quattro tubazioni da 600 mm che attraversano corso Novara in sotterraneo, collegati alla rete mediante una tubazione da 1000 mm; i collegamenti e le saracinesche del bypass sono ospitati in cavità realizzate all'interno delle spalle del ponte (Fig. 3b);
2. la presenza di uno collettore fognario scatolare di circa 5 m di base al di sotto di corso Novara (Fig. 3a e 3b), che ha reso necessario un getto sequenziale della spalla est e delle fondazioni, e la realizzazione di una sottile paratia in c.a. all'interno dello speco stesso;
3. la presenza di cavi elettrici, di un fascio di 24,000 cavi

telefonici e di cavi dell'alta tensione; la presenza di questi ultimi non era stata riscontrata, in fase di progetto, dalla documentazione messa a disposizione dai gestori, e pertanto ha richiesto una modifica in corso d'opera che è consistita nell'abolizione della soletta di collegamento tra le due spalle; la funzione che questa aveva, di contenimento degli spostamenti orizzontali delle spalle, è stata invece affidata a dei micropali disposti obliquamente tra ciascuna coppia dei pali del muro di contenimento (Fig. 3b);

4. la specifica di un franco minimo di 5 m nella mezzeria di corso Novara, che ha indirizzato il progettista verso una soluzione a volta sottile con spessore variabile; di tale scelta si dirà in maggior dettaglio nel seguente paragrafo;
5. la geometria stradale esistente, che ha richiesto il rispetto delle dimensioni in pianta e delle quote di via Don Bosco, da cui l'esigenza di realizzare una struttura su pianta obliqua;
6. la presenza di edifici in aderenza, alcuni dei quali hanno richiesto interventi di sottofondazione durante la realizzazione del ponte; ciò in quanto per la realizzazione delle fondazioni del ponte è stato necessario eseguire scavi in adiacenza agli edifici fino a cinque metri di profondità.

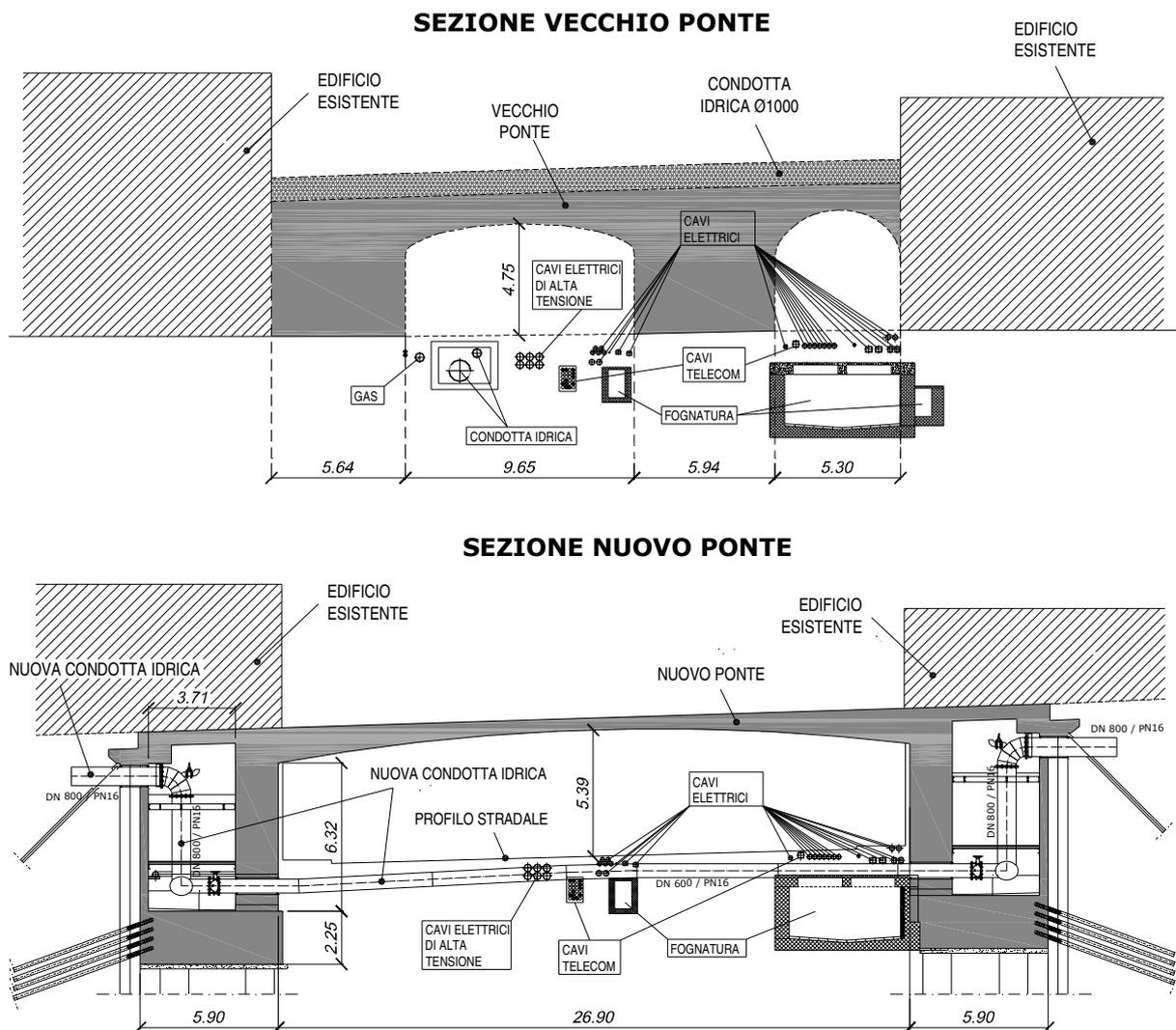


Figura 3 - Sezioni longitudinali del vecchio e del nuovo ponte, con l'indicazione dei sottoservizi presenti

2.2 Soluzione strutturale

Al fine di soddisfare le esigenze derivanti dai vincoli sopra elencati, la scelta progettuale è stata indirizzata verso una struttura avente una luce netta di 26.90 m, una larghezza di 19.85 m, obliqua di 35° rispetto all'asse stradale. Le principali dimensioni dell'opera in pianta ed in elevazione possono essere desunte dalla Fig. 4, estratta da una tavola del progetto originale dell'opera. In particolare la Fig. 4a mostra una sezione longitudinale (piano x-z), mentre la Fig. 4b mostra una sezione orizzontale (piano x-y). Dalle quote multiple riportate in Fig. 4a si desume la doppia inclinazione della soletta nei piani x-z e y-z.

La soluzione definitiva consiste in una volta obliqua in cemento armato a sezione variabile ed estradosso doppiamente inclinato. Lo spessore minimo della volta in chiave è pari a 0.50 m, mentre lo spessore massimo alle spalle è pari a 1.50m. La Fig. 4b rappresenta la tavola costruttiva che individua la geometria dell'opera nelle tre dimensioni. La figura mostra anche il centro geometrico e gli assi del ponte. L'asse è parallelo alle due spalle, e rappresenta la linea di minimo spessore della volta. Sempre in Fig. 4b vengono riportate a

tratteggio le linee, perpendicolari alle spalle, che definiscono la proiezione della superficie cilindrica sulla quale è stata realizzata la volta. Queste linee hanno origine, rispettivamente negli vertici nord-ovest e sud-est dell'opera. La superficie cilindrica di costruzione ha una corda pari a 22.13 m ed un raggio pari a 61.66 m.

Le spalle sono realizzate mediante due blocchi cavi in cemento armato, con altezza pari a circa 10 m e spessore pari a 5.90 m. Le fondazioni sono state realizzate ciascuna mediante venti pali da 1000 mm, della lunghezza di 30 m. La fondazione è completata da una paratia di pali da 700 mm, ancorata in testa mediante micropali. Durante la fase di realizzazione dell'opera il progetto originale è stato modificato mediante l'inserimento di 96 micropali da 175 mm, posizionati a metà altezza della paratia. In questo modo i micropali hanno assunto il doppio ruolo di limitare gli spostamenti orizzontali delle spalle, e di ridurre le dimensioni del collegamento inferiore tra queste. In Fig. 5 viene mostrata una sezione longitudinale strutturale dell'opera, con in evidenza, oltre le principali quote, la volta sottile, le spalle cave di grande spessore, ed alcune delle armature.

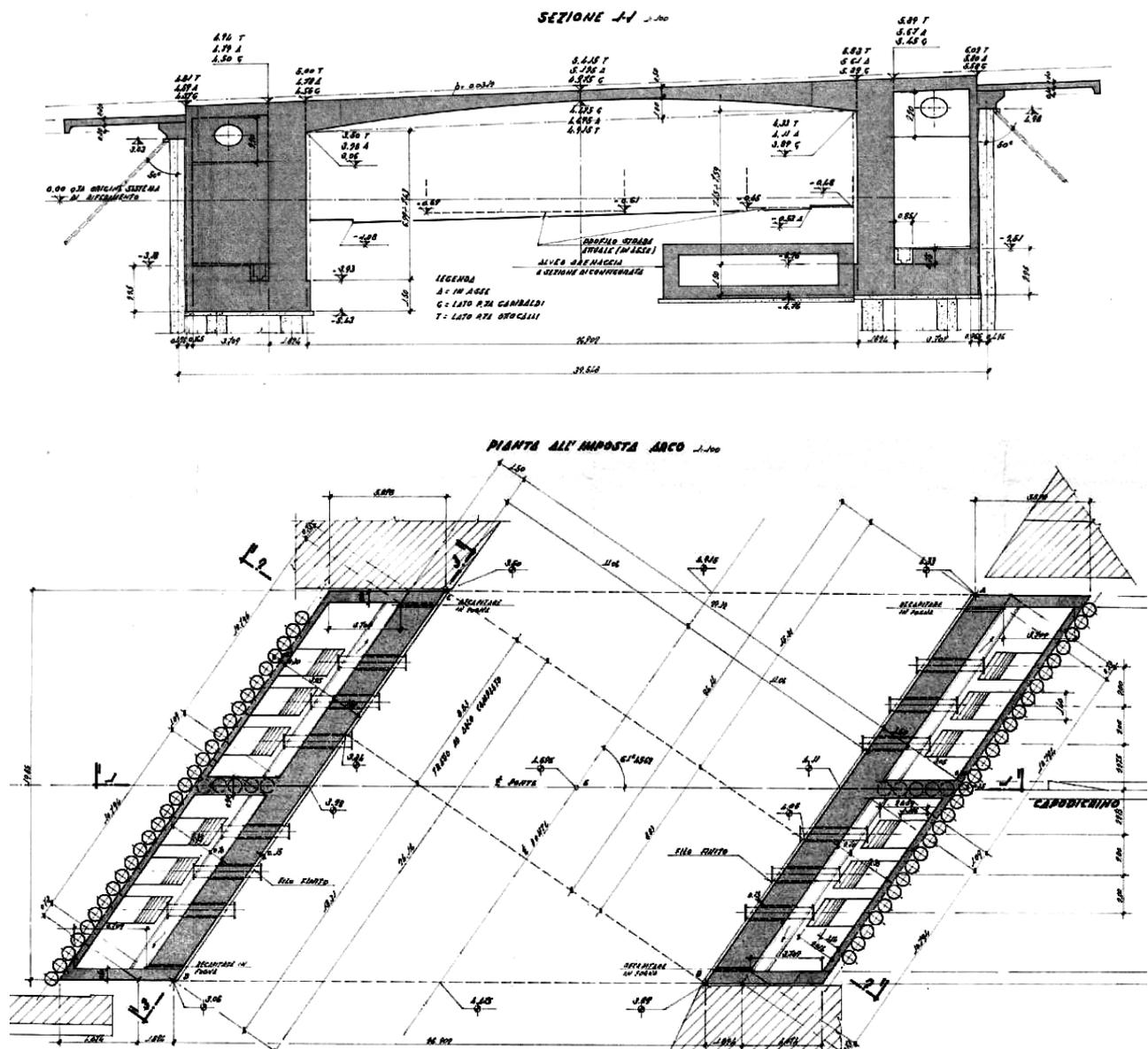


Figura 4 - Sezioni longitudinali e orizzontali dai disegni costruttivi originali

3. ANALISI STRUTTURALE ED ASPETTI DEL COMPORTAMENTO DELLE VOLTE OBLIQUE A SPESSORE VARIABILE

Le analisi agli Elementi Finiti condotte sul ponte Don Bosco hanno rivelato un interessante comportamento strutturale, derivante dalla particolare geometria dell'opera, che non era stato previsto in fase di dimensionamento, e che non trova riscontro nei testi di analisi strutturale. In particolare, in fase di progetto sono state condotte due serie di analisi agli Elementi Finiti, entrambe utilizzando il software SAP 2000. La prima serie di analisi è stata condotta su un modello semplificato della sola volta, priva di spalle, fondazioni e di ogni altro elemento strutturale addizionale, i cui risultati verranno discussi brevemente nel seguito. Una seconda serie di analisi è stata condotta sul modello completo del ponte, comprensivo di spalle, fondazioni ed elementi strutturali secondari. I risultati ottenuti dal modello completo sono stati utilizzati nel progetto definitivo dell'opera, e non vengono discussi in questa memoria.

Il modello semplificato è composto di 1720 elementi bidimensionali di tipo *shell*, ed è vincolato esternamente mediante vincoli fissi, pertanto non è in grado di portare in conto la deformabilità delle spalle, delle fondazioni e del suolo di fondazione. Insieme alla configurazione di progetto del ponte, sono state analizzate, a scopo di raffronto, altre due configurazioni. La prima è una volta su pianta rettangolare avente la stessa luce e spessore variabile con la stessa legge del ponte reale. La seconda configurazione è una volta a spessore costante su pianta obliqua uguale a quella del ponte reale. Lo spessore costante della volta è stato scelto tale da dare in mezzeria lo stesso abbassamento sotto carichi da traffico del ponte reale.

In Fig. 6a, 6b e 6c vengono mostrate le compressioni principali (forze per unità di lunghezza) calcolate per le tre configurazioni soggette a carichi da traffico. Dalla Fig. 6b è

possibile notare che la volta su pianta rettangolare e spessore variabile è soggetta ad una distribuzione di compressioni pressappoco costanti, comprese tra 0.39 e 0.44 MN/m, con effetti di bordo di entità trascurabile. Questo risultato è il sintomo di un non ottimale sfruttamento del materiale, derivante dalla variabilità dello spessore. Al contrario, la Fig. 6a mostra la distribuzione delle compressioni nel caso della volta obliqua a sezione variabile, che risulta sostanzialmente differente dalla precedente. In particolare è possibile notare lo stabilirsi di un comportamento ad arco nella direzione della diagonale corta del parallelogrammo di base. Questa è la direzione più rigida, e pertanto tende ad attirare le tensioni principali, con l'effetto di una non uniforme distribuzione delle forze di compressione, che in questo caso sono comprese tra un valore nullo e 0.9 MN/m. La presenza di zone scariche agli estremi della diagonale maggiore del parallelogrammo di base è compensata da concentrazioni di sforzi agli estremi della diagonale minore. Ne deriva una distribuzione delle compressioni per unità di lunghezza lungo la diagonale minore praticamente proporzionale allo spessore della volta, da cui risulta una distribuzione delle tensioni massime di compressione praticamente costante, con un conseguente sfruttamento ottimale del materiale. Infine, dalla Fig. 6c è possibile vedere come la distribuzione delle forze di compressione per unità di lunghezza nella volta obliqua a sezione costante segua pressappoco lo stesso andamento di quelle calcolate nella volta obliqua a sezione variabile. In questo caso, tuttavia, il rapporto tra la massima e la minima forza per unità di lunghezza lungo la diagonale minore è circa pari a due, a fronte di un rapporto tra il massimo ed il minimo spessore della volta pari a tre. Se ne deduce una non uniforme distribuzione degli sforzi di compressione, con maggiori concentrazioni di sforzi in chiave rispetto alla soluzione adottata per il progetto del ponte di via Don Bosco.

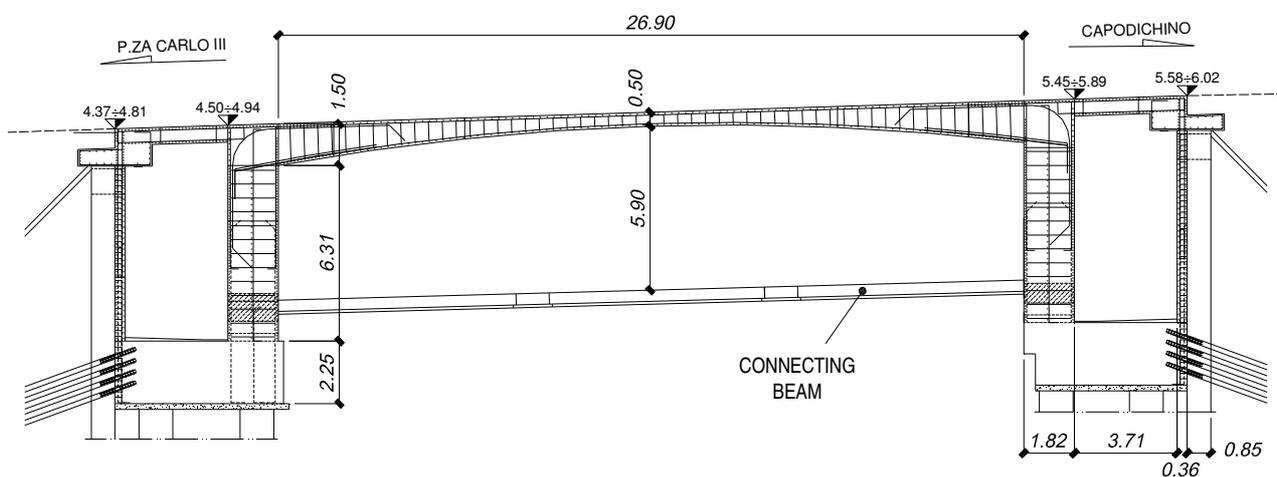


Figura 5 - Sezione strutturale longitudinale, con alcune delle armature e le principali dimensioni dell'opera

Il confronto tra i risultati ottenuti sui tre differenti modelli, riportati nelle Fig. 6a, 6b e 6c, ha mostrato come il comportamento delle volte su pianta obliqua è sostanzialmente diverso da quello delle volte su pianta rettangolare, in quanto marcatamente tridimensionale, e comporta l'instaurarsi di un meccanismo resistente di arco rigido nella direzione della diagonale minore del parallelogrammo di base. Questo risultato è confermato anche dall'analisi degli spostamenti nei vari casi analizzati. In particolare, in Fig. 6d viene mostrato l'abbassamento sotto carichi da traffico della sezione longitudinale centrale nei tre

casi esaminati. Si osserva che la volta obliqua a sezione variabile è quasi due volte più rigida della volta retta, il che conferma il miglior sfruttamento del materiale. Anche la non uniforme distribuzione delle tensioni di compressione lungo la diagonale minore della volta obliqua a sezione costante viene confermata dalla Fig. 6d. Sebbene gli abbassamenti che questa presenta in chiave siano uguali (perché imposti tali dal criterio di equivalenza dello spessore), gli abbassamenti alle renie della volta a sezione costante risultano notevolmente maggiori di quelle dalla volta a sezione variabile, quale effetto di una maggiore concentrazione di sforzi di compressione.

La maggiore rigidità, e pertanto il miglior comportamento strutturale della volta obliqua a sezione variabile rispetto a quella a sezione costante è ottenuto a spese di una maggiore concentrazione delle reazioni vincolari agli estremi della diagonale minore. Questo risultato viene mostrato dalle Fig. 6e e 6f, in cui vengono diagrammate la reazione verticale e la spinta adimensionalizzate, per i tre casi presi in esame. Nel caso della volta su pianta rettangolare, le due reazioni vincolari sono praticamente costanti, fatta eccezione per le zone attorno ai vertici del parallelogrammo di base, dove è chiaramente visibile una inversione della reazione verticale. In questo caso il rapporto tra la massima reazione vincolare (reazione verticale o spinta), non supera mai il valore di 1.9. Nel caso delle volte oblique, tanto a sezione variabile che a sezione costante, sia la reazione

verticale che la spinta tendono a concentrarsi attorno agli estremi della diagonale minore (imposte dell'arco rigido), ed il rapporto tra il massimo ed il minimo valore della reazione sale fino ad 8.

Dai risultati delle analisi condotte si può concludere che nel caso delle volte ribassate, la variabilità di spessore ben si combina con una pianta obliqua, in quanto entrambe le caratteristiche contribuiscono all'instaurarsi di un meccanismo resistente di arco rigido, con una conseguente maggiore concentrazione di reazioni e maggiore uniformità di distribuzione delle tensioni. A tal proposito diventa quindi interessante individuare sotto quali condizioni il comportamento di una volta obliqua diventa sostanzialmente differente da quello della corrispondente volta retta, in modo tale da favorire la suddetta uniforme distribuzione di sforzi.

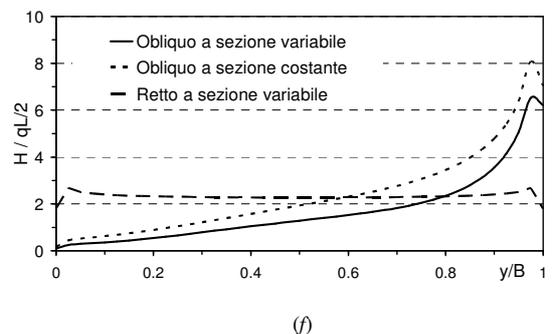
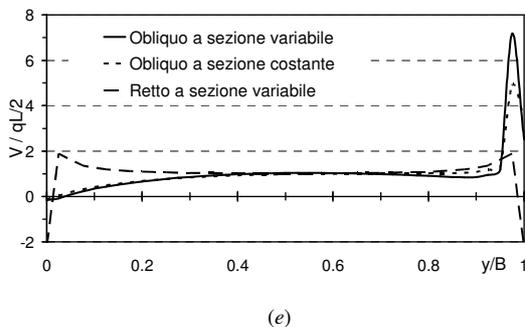
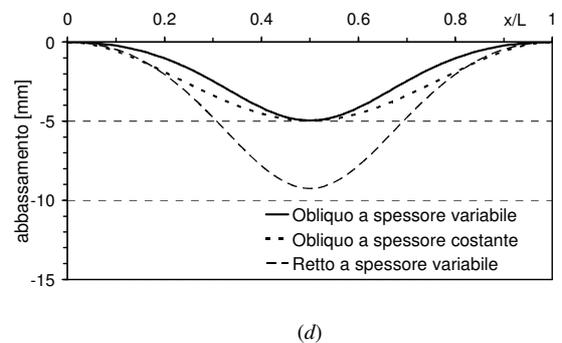
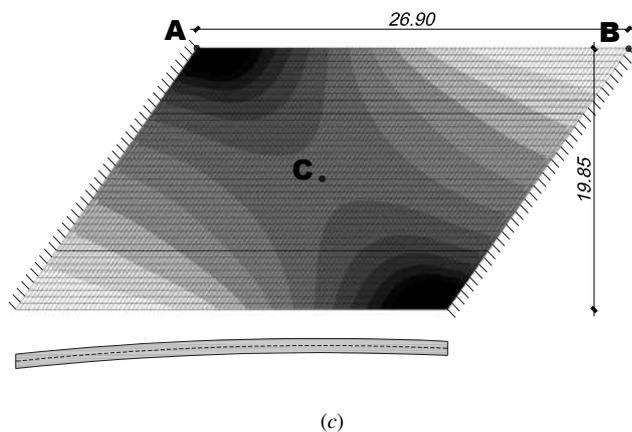
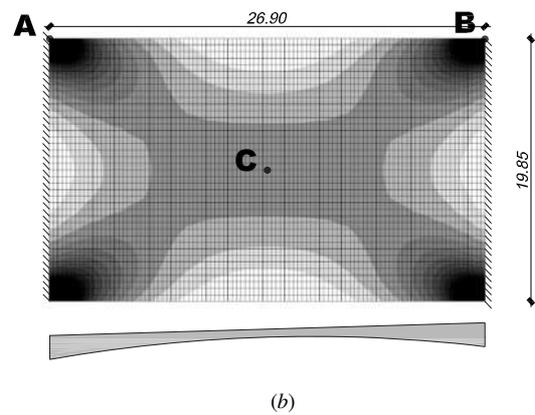
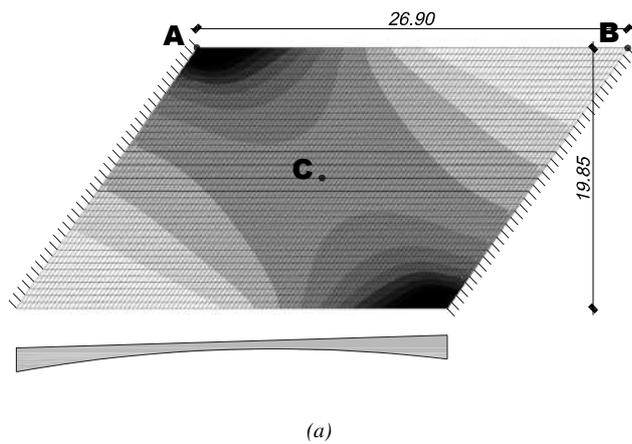


Figura 6 - Risultati delle analisi FEM: massime compressioni nella volta obliqua a sezione variabile (a); massime compressioni nella volta retta a sezione variabile (b); massime compressioni nella volta obliqua a sezione costante (c); abbassamenti in chiave (d); reazione verticale (e); spinta (f).

4. CALCESTRUZZI UTILIZZATI

Per i vari elementi strutturali del ponte sono state utilizzate diverse tipologie di calcestruzzo, come evidenziato in Tab. 1.

Impalcato	C35/45 SCC, Dmax16, XA3, A/C≤0.45
Spalle	C30/37 SCC, Dmax25, XA1, A/C≤0.50
Solette flottanti	C30/37 SCC, Dmax25, A/C≤0.50
Zattera fondazione	Rck 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Zattera fondazione	Rck 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Pali della paratia Ø700	Rck 350
Pali di fondazione Ø300	Rck 300
Pali di fondazione Ø 1000	Rck 250
Micropali Ø 250, Ø 175, Ø 145	boiaccia per iniezioni in pressione con cemento tipo 425; Rck 250
Struttura sottopasso tubazioni	Rck 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Per tutte le altre opere in c.a.	Rck 300

Tabella 1 – Tipologie di calcestruzzo utilizzate per i vari elementi strutturali

In particolare, per quanto riguarda l'impalcato del ponte, elemento caratterizzato da una notevole quantità di armatura, è stato utilizzato un calcestruzzo autocompattante SCC (Self Compacting Concrete) a prestazione garantita, conforme alla norma UNI-EN 206-1 ed alla norma complementare UNI 11040. Le caratteristiche richieste erano di un calcestruzzo con classe di resistenza a compressione C35/45 SCC, classe di esposizione XA3, diametro massimo degli aggregati D_{max} pari a 25mm, classe del contenuto di cloruri Cl 0.20, rapporto acqua cemento $A/C \leq 0.45$, con una resistenza a compressione a 7 e a 14gg rispettivamente maggiore di $28N/mm^2$ e $35N/mm^2$. Tale elemento strutturale presenta una duplice inclinazione di circa il 3% per ciascuna delle due direzioni principali in pianta, e ciò ha richiesto la messa a punto e la prova di diverse miscele di materiale, per consentire di scegliere quella dotata di fluidità e viscosità tali da permettere di eseguire senza problemi il getto della soletta inclinata.



Figura 7 – Particolare delle armature di collegamento dei micropali alla zattera di fondazione della spalla del ponte

Pertanto, prima di eseguire i getti di calcestruzzo SCC, sono state sottoposte a prove di laboratorio e a prove in sito (prove V-Funnel e Slump-flow per misurare rispettivamente la resistenza alla segregazione e la capacità di scorrimento) sette ricette di calcestruzzi, tra le quali sono state scelte quelle che garantivano le prestazioni richieste. Nella Tab. 2 sono riportate le caratteristiche di dette miscele, con l'indicazione dei singoli componenti e dei rapporti acqua/cemento, acqua/finissimi e SFL/cemento, SFL/finissimi, avendo indicato con SFL gli additivi, ed in particolare con SKY 254 un additivo superfluidificante e con STREAM un agente viscosizzante.

SCC45 Dmax25														SCC37 Dmax25	
	RICETTA 1 formula 999 SCC45 - XC2		RICETTA 2 formula 2000 SCC45 - XA3		RICETTA 3 miscela 2003/A SCC45 - XA1		RICETTA 4 miscela 2003/B SCC45 - XA1		RICETTA 5 miscela 2000/A SCC45 - XA3		RICETTA 6 miscela 2000/B SCC45 - XA3		RICETTA 0 miscela 2001 SCC37 - XA1		
	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	kg	Vol	
Acqua	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	
Finissimi	Cemento 42,5	450	160	450	160	450	160	450	160	450	160	450	160	390	
	Filler	200	71	200	71	200	71	0	0	200	71	200	71	200	
	650	231	650	231	650	231	450	160	650	231	650	231	590	210	
Rapporto Acqua/Cemento	0,40		0,40		0,40		0,40		0,40		0,40		0,46		
Rapporto Acqua/Finissimi	0,78		0,78		0,78		1,13		0,78		0,78		0,86		
Sabbia	Asciutta 0/4	450	170	600	226	450	170	450	170	600	226	600	226	600	
	Lavata 0/4	650	245	650	245	650	245	650	245	650	245	650	245	650	
	1.100	415	1.250	471	1.100	415	1.100	415	1.250	471	1.250	471	1.250	471	
Pietrischetto	0,4/12,5	100	38	100	38	100	38	100	38	100	38	100	38	100	
Pietrisco	12,5/25	320	121	170	64	320	121	320	121	170	64	170	64	200	
		420	159	270	102	420	159	420	159	270	102	270	102	300	
SFL	SKY 524	8,0		6,0		7,0		6,5		6,0		6,5		7,0	
	STREAM	1,5		2,0		2,5		0,0		2,5		2,5		1,5	
	2.360	985	2.358	984	2.360	985	2.157	914	2.359	984	2.359	984	2.329	974	
Rapporto SFL/Cemento	SKY 254		1,78%		1,33%		1,56%		1,44%		1,33%		1,44%		
	STREAM		0,33%		0,44%		0,56%		0,00%		0,56%		0,56%		
Rapporto SFL/Finissimi	SKY 254		1,23%		0,92%		1,08%		1,44%		0,92%		1,00%		
	STREAM		0,23%		0,31%		0,38%		0,00%		0,38%		0,38%		
V-FUNNEL	UNI 11042			8"						10"			8"		
SLUMP-FLOW	UNI 11041			430						500			530		

Tabella 2 – Ricette con le caratteristiche dei calcestruzzi SCC

5. CONCLUSIONI

In questa memoria è stato presentato il progetto di un ponte ad volta obliqua a spessore variabile, attualmente in fase di realizzazione per la sostituzione del vecchio ponte Don Bosco a Napoli. Sono state discusse le implicazioni sul progetto dei numerosi vincoli esistenti, derivanti dalla presenza di attività nelle immediate vicinanze dell'opera, con particolare attenzione all'interazione con i sottoservizi. Il comportamento strutturale della soluzione adottata, una volta ribassata a sezione variabile, è stato analizzato attraverso il confronto dello stato tensionale, di deformazione e delle reazioni vincolari con le analoghe grandezza che si avrebbero in una volta a spessore variabile su pianta rettangolare ed in una volta a spessore costante su pianta obliqua. Infine è stata presentata la soluzione utilizzata per l'esecuzione del getto di calcestruzzo del tipo SCC per la soletta con doppia inclinazione dell'impalcato, che ha richiesto la messa a punto di diverse ricette tra le quali è stata scelta quella più idonea, e ciò ha dimostrato la possibilità di utilizzare tali calcestruzzi anche per elementi strutturali particolarmente inclinati.

Committente	Comune di Napoli
Responsabile Unico del Procedimento	Arch. Giuseppe Pulli
Impresa	A.T.I. – Fico Costruzioni s.r.l. Amato trivellazioni s.r.l. Fico Giuseppe
Fornitore calcestruzzi	IMECAL s.r.l.
Progetto e Direzione Lavori	Prof. Ing. Antonello De Luca
Fondazioni	Prof. Ing. Carlo Viggiani

Tabella 3 – Principali attori dell'opera



Figura 8 – Particolare delle armature della spalla

PARCHEGGI INTERRATI IN ALASSIO (SV)

Gabriele Di Chiara¹, Germano Guiducci², Sergio Tremi Proietti¹

1 SEICO srl Società di Ingegneria e Consulenza - Roma

2 SINTESI Studio Tecnico Associato - Rimini

SOMMARIO

La costruzione dei parcheggi interrati di Piazza dei Partigiani e Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, in Alassio, si colloca in un più ampio progetto di riqualificazione urbana della città che comprende il Centro Antico di Levante. Le autorimesse, che occupano tutte le due piazze e sono circondate da edifici esistenti, hanno dimensioni interne di 117 x 34 m e 40 x 34 m.

Data la linearità della pianta, è stata adottata una maglia strutturale che ha consentito sia di ottimizzare le dimensioni del posto auto, garantendo comunque una larghezza di corsia non minore di 5.0 m, sia di contenere al massimo la profondità degli scavi per l'assenza di travi ribassate.

Le opere di sostegno dello scavo hanno costituito un aspetto particolarmente delicato del progetto strutturale, oltre che per la rilevante profondità dello scavo sotto falda - battente idrostatico di 8.5 m - e per l'elevata eterogeneità e permeabilità dei terreni, soprattutto per la presenza di importanti edifici multipiano impostati su fondazioni dirette in fregio al fronte di scavo.

Dopo approfondite analisi di fattibilità e di rischio, la scelta progettuale si è orientata sull'esecuzione di diaframmi continui in c.a. contrastati, in via provvisoria, da tiranti o puntoni e, in via definitiva, dagli impalcati dei parcheggi e dai solettoni di fondo.

SUMMARY

The construction of the underground parking garages on the Partigiani Square and Cavalieri di Vittorio Veneto Square, is part of a larger project for the urban development of the city that embraces the old urban center of Levante.

The garages, which take up the entire two square and are surrounded by existing buildings have inside dimensions of 117 m x 34 m and 40 m x 34 m.

Considering the linearity of the plan, a structural grid was adopted that could both optimize the dimensions of the parking space – in any event assuring a lane width of 5.0 m or greater – and keep down excavation depths because of the absence of lowered beams.

The excavation shorings posed a particularly sensitive problem to structural design, for the sizeable depth of the excavation below the water table – with a hydrostatic head of 8.5 m – and for the high heterogeneity and permeability of the soils. But most especially because of the important multistory buildings bearing on direct foundations along the excavation front.

After in-depth analyses of feasibility and risk, design was oriented toward creating continuous r.c. diaphragms. They would be provisionally held by on order of tendons or struts and definitively by the garage decks and by the bottom slabs.

1. PREMESSA

I parcheggi interrati di Piazza dei Partigiani (Fig. 1) e Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, in Alassio, occupano quasi totalmente le rispettive piazze, circondate da edifici multipiano, in stretta adiacenza al Grand Hotel, con un lato in prossimità del mare ed il lato opposto su viale Marconi.

Le due autorimesse hanno una porzione a contatto, ma sono organizzate in maniera indipendente, ciascuna con propria rampa di accesso/uscita.

Le dimensioni utili sono di circa 117 x 34 m per Piazza dei Partigiani (Fig. 2) e 40 x 34 m per Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, con 3 piani interrati, per una profondità massima di scavo di circa 10.2 m dal piano finito della Piazza

(circa +2.0 m s.l.m.). Al primo piano interrato dell'opera in Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto verrà eseguito un centro talassoterapico ed una galleria di accesso al Grand Hotel.

Le opere di sostegno dello scavo costituiscono un aspetto particolarmente delicato del progetto strutturale per la rilevante profondità dello scavo - battente idrostatico 8.5 m - e per l'elevata eterogeneità e permeabilità dei terreni (Fig. 3).

La presenza lungo il perimetro dello scavo di importanti edifici multipiano (fino a 5 piani) su fondazioni dirette e del Grand Hotel, in ristrutturazione, ha imposto stretti requisiti sui cedimenti indotti dalle operazioni di scavo.



Figura 1 – Vista panoramica della Piazza dei Partigiani sovrastante il parcheggio interrato

Queste esigenze, verificate nel contesto geotecnico ed idrogeologico del sito, hanno comportato precise scelte progettuali, orientando le tipologie delle opere, le metodologie e le tecnologie esecutive, nonché gli schemi per le analisi statiche (verifiche di stabilità, deformazioni).

2. CARATTERISTICHE DEI TERRENI

Il sottosuolo è costituito da terreni alluvionali prevalentemente sabbioso-ghiaiosi, con variabile contenuto limoso, fino a 16÷19 m dal p.c. (unità 1). Al di sotto si rinviene un substrato flyshoide argillitico di consistenza litoide, variamente degradato/decompresso e fessurato fino a 21÷23 m di profondità (unità 2a) e inalterato a maggiori profondità (unità 2b).

Unità 1 – da p.c. a 16.0±19.0 m di profondità:

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume
 $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione efficace
 $\phi' = 35^\circ \pm 40^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $E' = 30 \pm 50 \text{ MPa}$ modulo elastico
 $K = 1 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ permeabilità idraulica

Unità 2a - da 16.0±19.0 m a 21.0±23.0 m di profondità:

$\gamma = 20 \pm 21 \text{ kN/m}^3$ peso di volume
 $c' = 10 \pm 100 \text{ kPa}$ coesione efficace crescente con la profondità
 $\phi' = 25^\circ \pm 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $E' = 50 \pm 500 \text{ MPa}$ modulo elastico-crescente con la profondità
 $K = 1 \cdot 10^{-4} \rightarrow 2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$ permeabilità idraulica

Unità 2b – oltre 21.0±23.0 m di profondità:

$\gamma = 20 \pm 22 \text{ kN/m}^3$ peso di volume
 $c' \geq 100 \text{ kPa}$ coesione efficace
 $\phi' = 25^\circ \pm 30^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $E' \geq 500 \text{ MPa}$ modulo elastico drenato
 $K = 2 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ permeabilità idraulica

Il livello di falda si rileva mediamente intorno a -2.0 m dal p.c. (circa al livello medio mare).

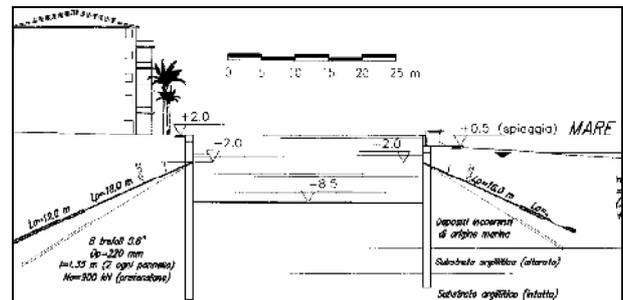


Figura 2 – Sezione trasversale A-A dello scavo al disotto della Piazza dei Partigiani

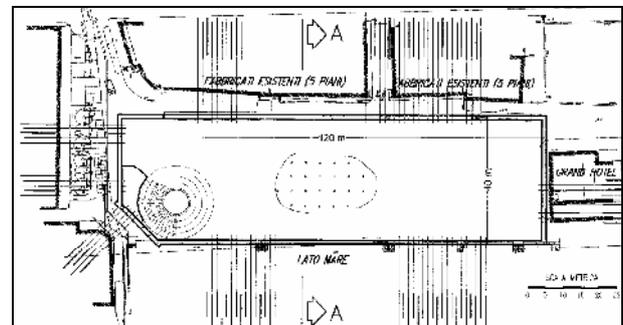


Figura 3 – Planimetria parcheggio Piazza dei Partigiani

3. PARCHEGGIO INTERRATO IN PIAZZA DEI PARTIGIANI

3.1 Le opere interne allo scavo

Le strutture del parcheggio interrato, realizzate all'interno di uno scavo sostenuto da una cintura di diaframmi costituiti da pannelli in calcestruzzo armato, comprendono tre impalcati, di cui uno superiore di copertura posto a quota +1.95 m, coincidente con la quota della piazza esistente e due intermedi, a quota rispettivamente circa - 0.95 m e - 3.80 m oltre alla platea di fondazione con estradosso a quota - 6.75 m circa.

Gli impalcati, costituiti da solette piene in c.a. di spessore pari a 0.40 m e 0.35 m, rispettivamente per il piano di copertura ed i piani sottostanti, sono sostenuti prevalentemente da setti trasversali in c.a. di 0.30 m di spessore, posti ad interasse di 5.90 m lungo la direzione longitudinale, che lasciano al centro due varchi di 5.00 m per il transito ed il parcheggio degli autoveicoli (Fig. 4).

Una grande rampa elicoidale, costituita da una soletta piena di 0.35 m di spessore, è sostenuta da pilastri perimetrali e consente l'accesso e l'uscita a tutti i piani.

Tutte le strutture in elevazione spiccano da una platea di fondazione di spessore 1.50 m, ancorata al terreno tramite micropali, per compensare la differenza fra la spinta di galleggiamento e i carichi permanenti trasmessi dagli impalcati.



Figura 4 – Il 1° piano interrato del parcheggio

3.1.1 Criteri di progetto

Il progetto delle strutture interne ai diaframmi è stato sviluppato in conformità ai seguenti criteri:

- I diaframmi perimetrali non costituiscono appoggio verticale per gli orizzontamenti interni di piano, talchè i pesi agenti sono trasmessi integralmente alla platea di fondazione tramite i setti verticali interni.
- Gli orizzontamenti interni (platea e solai) costituiscono il contrasto orizzontale definitivo dei diaframmi perimetrali (ipotesi di perdita degli ancoraggi attivi provvisori delle paratie).
- Le sottospinte dell'acqua di falda, non compensate dai carichi permanenti, vengono equilibrate da una maglia di micropali di ancoraggio della platea di fondazione.
- La resistenza meccanica del calcestruzzo ed il rapporto acqua/cemento vengono definiti in relazione alla classe di esposizione XS1 – ambiente marino – in accordo con la UNI EN 2006.

- Il getto della platea di fondazione viene realizzato per fasi allo scopo di limitare le azioni coattive.
- Lungo tutte le riprese di getto e lungo tutto il perimetro di contatto con le paratie, viene disposto un doppio cordone di bentonite per la tenuta idraulica.
- Le solette dei piani orizzontali vengono gettate su predalles, con funzione di cassero, per la richiesta resistenza al fuoco.
- Massima ampiezza caratteristica delle fessure $w_k \leq 0.2$ mm.
- Spessore minimo dei copriferri $c > 6$ cm per le paratie e la platea di fondazione e $c > 3$ cm per le strutture interne.

3.1.2 Modelli matematici

Le analisi statiche sono state sviluppate sulla base di modelli matematici agli elementi finiti, rappresentativi sia delle rigidità di tutti gli elementi strutturali che delle effettive continuità nodali, a cui sono stati applicati i carichi permanenti ed accidentali di progetto combinati nel modo più sfavorevole, unitamente agli stati di coazione.

La struttura è stata scomposta in due parti in prossimità del giunto strutturale tra la zona rampa e la zona box.

Per ciascun piano è stato messo a punto un modello tridimensionale costituito da elementi shell dotati di proprio spessore e di dimensioni in pianta di circa 0.50x0.70 m che simulano sia gli elementi orizzontali che verticali (Figg. 5, 6).

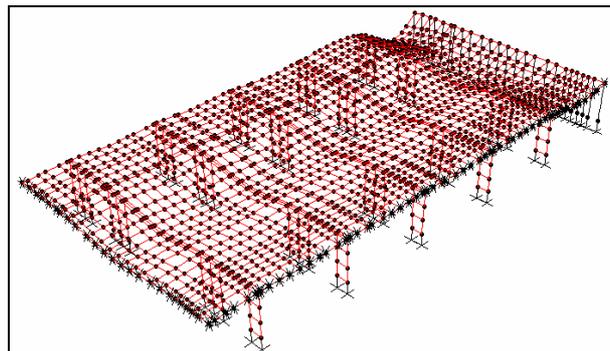


Figura 5 – Modello parziale delle strutture interne al parcheggio

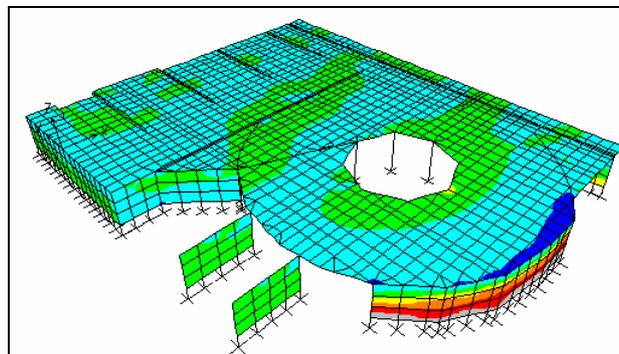


Figura 6 – Modello parziale delle strutture della rampa

3.2 Le opere di sostegno dello scavo

Il progetto è stato governato dalla esigenza di ridurre al minimo le perturbazioni nell'intorno dello scavo, al fine di evitare danneggiamenti agli edifici perimetrali. Tale esigenza ha comportato scelte tipologiche, dimensionamenti strutturali e scelte di tecnologie esecutive tali da limitare le deformazioni delle opere di sostegno e le oscillazioni del livello di falda esterno agli scavi.

Dopo approfondite analisi di fattibilità e di rischio, la scelta progettuale si è orientata sull'esecuzione di diaframmi continui in c.a. contrastati, in via provvisoria, con un ordine di tiranti presollecitati posti a 4.0 m dal p.c. e, in via definitiva, dagli impalcati strutturali del parcheggio e dal solettone di fondo (Figg. 7, 8).

I diaframmi hanno spessore di 1.2 m e lunghezze di 23÷25 m penetrando il substrato per 5÷8 m, fino alla porzione intatta. La rilevante lunghezza nasce principalmente dall'esigenza di ottenere una idonea cinturazione idraulica della zona da scavare, tale da consentire limitate infiltrazioni di acqua.

3.2.1 Metodi costruttivi

I pannelli di diaframma sono stati eseguiti con la tecnologia dell'idrofresa, che si è dimostrata particolarmente efficace perché consente di eseguire scavi in continuo sia nei terreni sciolti che negli strati litoidi consistenti profondi, in tempi relativamente ridotti, con scarse vibrazioni indotte alle strutture vicine (inevitabili con i tradizionali sistemi di scavo integrati con scalpello) e con possibilità di un preciso controllo della direzione della perforazione.

Le modalità esecutive hanno previsto l'esecuzione di pannelli alternati di apertura e chiusura (2.5–2.8 m), questi ultimi con scarifica delle pareti dei pannelli precedentemente eseguiti. Il getto di chiusura è avvenuto quindi contro superfici in calcestruzzo ravnivate e rese scabre, con elevati requisiti di impermeabilizzazione e con una non trascurabile efficacia per la collaborazione statica fra i pannelli.

Lo scavo dei primi 3÷4 metri di terreno, in ogni caso, è stato eseguito mediante una benna tradizionale. Le ruote dentate dell'idrofresa, infatti, richiedono un posizionamento a profondità tale da risultare completamente immerse in un fluido per l'innesco delle pompe.

Per la corretta fresatura, e per poter esercitare il controllo direzionale, è necessaria, inoltre, una buona consistenza del terreno.

La stabilizzazione delle pareti ed del fondo scavo è avvenuta con l'impiego di un fluido costituito da una sospensione in acqua di bentonite.

L'idrofresa era dotata di un sistema di tubazioni in entrata e in uscita collegate a delle pompe. Durante lo scavo, le tubazioni in uscita convogliavano progressivamente il terreno scavato e fresato, mescolato al fango bentonitico, trasportandolo fino ad appositi impianti dove avveniva la separazione progressiva dei componenti, dalle ghiaie alle sabbie fini, per il successivo smaltimento a discarica. Il fango bentonitico dissabbiato e rigenerato veniva rinviato in circolo (nello scavo), attraverso la tubazione di entrata.

Per il contrasto provvisorio sono stati eseguiti tiranti attivi a 6 e 8 trefoli da 0,6 pollici, di lunghezza 25÷30 m, in numero di 2 per pannello, posizionati alla profondità di 4 m dalla sommità dei diaframmi.



Figura 7 – Le paratie contrastate dai tiranti, a scavo completato



Figura 8 – Getto in opera degli impalcati intermedi

La scelta dei tiranti pretensionati è stata dettata dall'esigenza di contenere al minimo le deformazioni orizzontali.

E' stata evitata l'esecuzione di livelli di tiranti più profondi per il rischio di sifonamento dei terreni dovuto alle elevate pressioni idrostatiche a tergo dei diaframmi, con rischi di trasporto di materiali fini e dilavamento delle iniezioni.

Le elevate sollecitazioni flessionali giustificano l'elevato spessore adottato per i diaframmi (1.2 m).

Le fondazioni dei tiranti sono situate nei terreni sciolti sabbioso-ghiaiosi e sono state ottenute mediante iniezioni di miscela cementizia ad alta pressione.

La sottospinta idraulica, che agisce in fase definitiva sul solettone di fondo, è stata interamente contrastata mediante micropali di ancoraggio (armatura tubolare $d_e = 127$ mm, $sp=12.5$ mm, lunghezza 15 m) disposti secondo un reticolo a maglie quadrate con lato di 4.0 m. L'esecuzione dei micropali è avvenuta prima dello scavo, da una quota prossima a quella della falda, al fine di evitare flussi idrodinamici che potevano portare a dilavamento delle iniezioni cementizie.

3.2.2 Analisi strutturali

La statica delle paratie è stata studiata mediante analisi monodimensionali con interazione elasto-plastica terreno struttura (Figura 9), considerando la sequenza delle fasi esecutive (scavi e contrasti):

Fase 1 Esecuzione dei diaframmi con spessore 1.2 m, lunghezza $L = 25.0$ m.

Fase 2 Scavo fino a quota -4.0 m per l'inserimento dei tiranti.

Fase 3 Posata in opera e pretensione dei tiranti con le seguenti caratteristiche:

- $n=8$ trefoli in da 0.6 pollici = 140 mm²;
- $L_p=18.0$ m lunghezza del tratto libero;
- $L_a=12.0$ m lunghezza del tratto di fondazione;
- $i=1.325$ m interasse medio (2 tiranti/pannello);
- $\alpha=30^\circ$ inclinazione media rispetto all'orizzontale;
- $N_0=900$ kN sforzo di pretensione.

Fase 4 Raggiungimento del fondo scavo (q.ta -10.2 m dal p.c.)

Fase 5 Realizzazione del solettone di fondo in c.a. (altezza 1.5 m) e dei tre impalcanti orizzontali (piano terra, primo interrato e secondo interrato) di contrasto definitivo per l'opera di sostegno.

In questa fase si ristabiliscono le condizioni idrostatiche (impermeabilizzazione del solettone di fondo).

Fase 6 Riduzione a 1/10 delle rigidità degli impalcanti al fine di includere l'effetto di potenziali fenomeni di ritiro e fluage del calcestruzzo.

Fase Unica: A partire dalla *Fase 1* è stata anche analizzata direttamente la configurazione finale, al fine di massimizzare i momenti flettenti negativi alla quota del solettone di fondo.

La modellazione è sufficientemente cautelativa per la valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni della paratia, ma non fornisce informazioni sulle deformazioni indotte a tergo degli scavi.

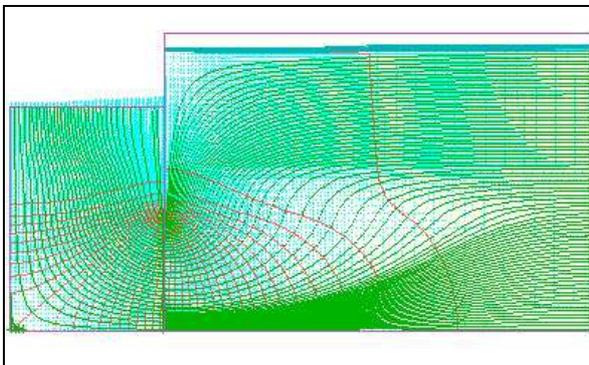


Figura 10 – Modellazione FDM bidimensionale

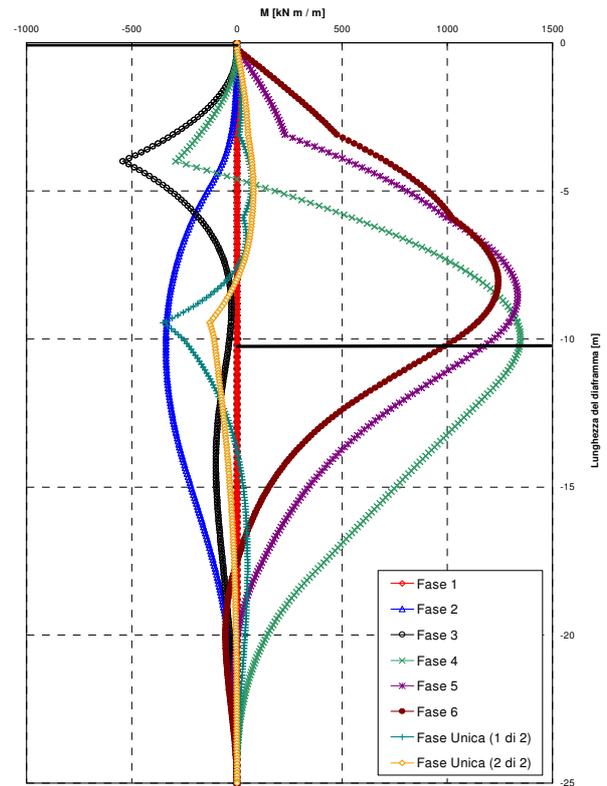


Figura 9 – Involuppo dei momenti flettenti - paratia lato monte

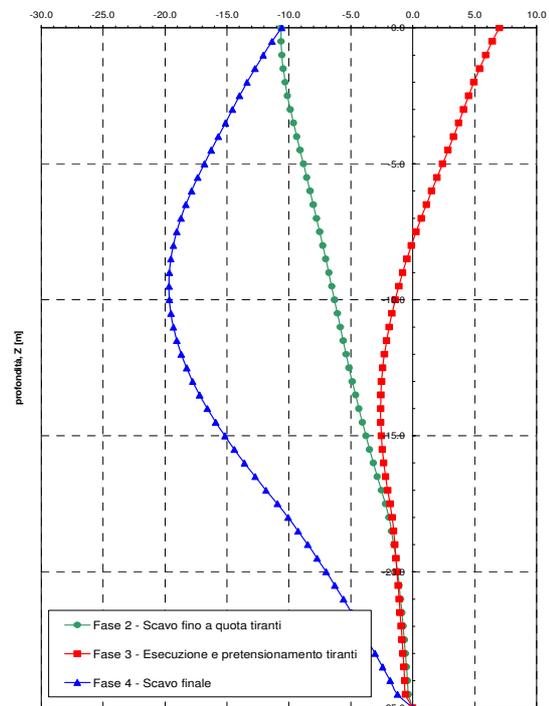


Figura 11 – Deformazioni orizzontali - paratia lato monte (modello FDM bidimensionale)

Per verifica ed approfondimento delle analisi sono stati definiti, quindi, modelli elasto-plastici alle differenze finite (FDM) bidimensionali (codice di calcolo FLAC – Itasca), che hanno fornito deformazioni (Figg. 10,11,12,13) dell'ordine di:

- 20 mm orizzontali massimi per le paratie a fondo scavo;
- 14 mm orizzontali massimi per il terreno a tergo delle paratie;
- 6 mm verticali massimi per il terreno a tergo delle paratie.

Con la modellazione bidimensionale è stato valutato anche l'abbassamento della falda esterna agli scavi per effetto dell'emungimento dall'interno.

La notevole lunghezza dei diaframmi e la bassa permeabilità del substrato, hanno consentito di ottenere valori di abbassamento della falda del tutto trascurabili (circa 40 cm), non molto diversi dall'entità delle escursioni stagionali. Le portate di emungimento stimate a fondo scavo sono state dell'ordine di 350÷450 m³/giorno.

4. PARCHEGGIO INTERRATO IN PIAZZA CAVALIERI DI VITTORIO VENETO

4.1 Le opere interne allo scavo

Il complesso strutturale è costituito da un piano fuori terra con copertura a quota +6.50 m, di dimensioni 11.50 m x 17.20 m, ridotte rispetto ai piani interrati, da un piano a quota strada (+1.85 m) a pianta sostanzialmente rettangolare, di dimensioni 36.80 m x 46.00 m, e da tre livelli interrati, di cui due a quota rispettivamente -1.50 m e -4.72 m, ed il terzo a quota -7.70 m, costituito dalla platea di fondazione (estradosso).

I livelli interrati sono stati realizzati all'interno di diaframmi in c.a. contrastati in sommità.

I locali interrati sono destinati a parcheggio, ad eccezione del piano a quota -1.50 m, destinato a centro talassoterapico, dove sono state posizionate le piscine con altezza di ritenuta pari a circa 1.50 m, e dimensioni in pianta di circa 21.60 m x 14.40 m.

L'accesso ai livelli destinati a parcheggio è stato realizzato tramite una rampa ad "L" in c.a. di spessore 0.35 m, posizionata su due lati perimetrali e isolata dal talassoterapico da pareti portanti in c.a.

Gli orizzontamenti sono stati realizzati con solette in c.a. di spessore pari a 0.40 m e 0.35 m rispettivamente per il piano a quota strada e per i piani sottostanti.

I sostegni verticali sono costituiti generalmente da pilastri in c.a. a forma rettangolare con lato minore arrotondato, ad eccezione del livello destinato al centro talassoterapico ove si è adottata la soluzione in acciaio, con pilastri tubolari (Ø273.4 mm x sp 20 mm), muniti di capitello sommitale anch'esso in acciaio, collegati ai sottostanti pilastri in calcestruzzo tramite piastre di base e tirafondi.

La struttura degli orizzontamenti è costituita da solette piene senza travi, talchè il funzionamento statico risulta quello di solai a "fungo". Soltanto per il sostegno delle piscine del piano talassoterapico sono state realizzate travi estradosstate.

Le analisi statiche sono state sviluppate mediante modelli 3D agli elementi finiti (Fig. 14), a cui sono stati applicati i carichi permanenti ed accidentali di progetto combinati nel modo più sfavorevole.

Sono stati utilizzati elementi shell dotati di proprio spessore rappresentativi degli elementi orizzontali (solai e rampa). Per le travi emergenti sono stati utilizzati elementi beams collegati agli elementi shell dei solai per il tramite di

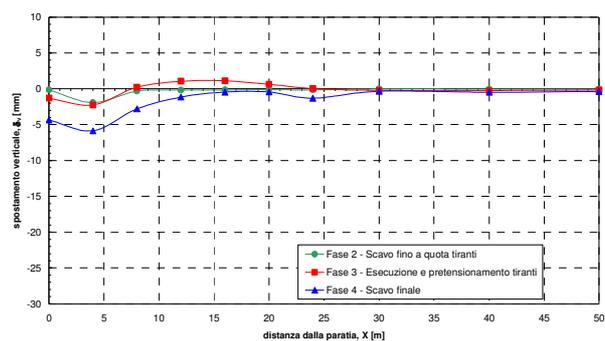


Figura 12 – Deformazioni verticali a tergo della paratia (modello FDM bidimensionale)

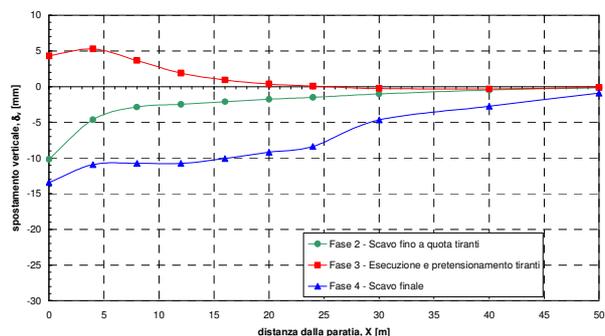


Figura 13 – Deformazioni orizzontali a tergo della paratia (modello FDM bidimensionale)

elementi rigidi. Gli elementi verticali sono stati modellati con elementi beam per quanto riguarda i pilastri e con elementi shell per le pareti.

Per il piano di copertura, parzialmente interessato da una strada, è stato considerato il transito del carico Q_{1a} previsto dall'attuale normativa per il progetto dei ponti stradali

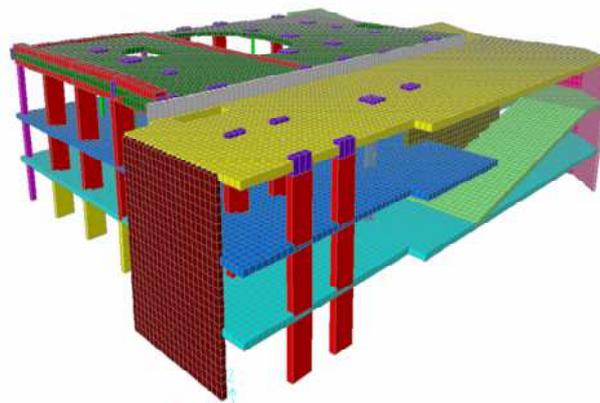


Figura 14 – Modello parziale delle strutture interne

4.2 Le opere di sostegno dello scavo

Le scelte progettuali relative alla perimentrazione sono sostanzialmente analoghe a quelle dell'autorimessa di piazza dei Partigiani (analogia profondità di scavo).

Per le minori dimensioni in pianta e per la pratica impossibilità ad eseguire tiranti attivi (intersezioni con i tiranti

già eseguiti e con i micropali di fondazione del Grand Hotel) si è adottato un sistema di contrasto provvisorio passivo eseguito all'interno su un unico livello.

In via definitiva, anche in questo caso, i diaframmi sono contrastati dagli impalcati del parcheggio e del solettone di fondo.

Il sistema di contrasto provvisorio è stato realizzato per il tramite di un telaio orizzontale di travi in c.a. (Fig. 15) sostenuto da 4 pilastri centrali ed "appeso", con barre di acciaio, alle travi di coronamento perimetrali dei diaframmi. Questo ha evitato il ricorso a spinottature sui diaframmi, particolarmente onerose e complesse per la successiva demolizione.

La demolizione dei contrasti provvisori è avvenuta, dopo il completamento del solettone di base e dei due solai più profondi, mediante taglio con filo diamantato (Fig. 16).

Anche in questo caso la statica delle paratie è stata studiata per fasi, mediante analisi FEM monodimensionale, con modellazione elasto-plastica terreno-struttura. La presenza del contrasto interno è stata modellata mediante vincolo orizzontale cedevole elasticamente. Le reazioni su tale vincolo sono state successivamente considerate per l'analisi FEM 3D delle strutture del reticolo di contrasto provvisorio.

L'efficacia dei contrasti provvisori è stata decisamente superiore a quella ottenuta con la tirantatura del parcheggio di Piazza dei Partigiani, sia per un migliore comportamento strutturale d'insieme, che per aver evitato il disturbo arrecato al terreno dalle perforazioni. Per contro la presenza di un contrasto interno ha posto maggiori vincoli al cantiere, abbastanza ben risolti dai 4 ampi varchi lasciati per lo scavo.

I cedimenti massimi misurati a tergo delle paratie sono stati dell'ordine di 5 mm, contro i 15 della adiacente autorimessa tirantata.

5. PROVE E CONTROLLI

Gran parte delle prove e controlli prospettati nel seguito sono stati eseguiti per l'autorimessa di piazza dei Partigiani, per la maggior rilevanza dell'opera e perché eseguita prima.

Numerose prove sono state effettuate in cantiere per l'accettazione dei materiali e per il controllo dell'integrità dei getti dei diaframmi con metodi non distruttivi.

Sono stati eseguiti 2 tiranti di prova, portati a rottura, per garantire la stabilità in fase provvisoria dei diaframmi perimetrali (Fig. 17).

Al raggiungimento della condizione limite di prova si è registrata una tensione media di adesione limite pari a 260 kPa (riferita al diametro nominale di perforazione $D_p = 160$ mm).

Una prova di carico a rottura a trazione è stata eseguita, con successo, anche su un micropalo di ancoraggio del solettone di base.

Per il controllo dei fenomeni indotti dagli scavi è stato realizzato un sistema di monitoraggio comprendente:

- n°5 inclinometri verticali a tubo e sonda mobile di tipo tradizionale posti all'interno dei pannelli del diaframma, collocati su tutto il perimetro dell'opera di sostegno, oltre che una catena inclinometrica automatizzata, collocata in corrispondenza della mezzera del lato di monte fino alla profondità di 17.8 metri dal piano campagna (Figura 18);
- diversi piezometri sistemati a tergo delle paratie, a profondità di 4÷8 m;
- misure di portata dell'acqua di aggottamento;
- misure di portata dell'acqua di aggottamento;

- misure degli spostamenti verticali ed orizzontali, per mezzo di un rilievo topografico di alta precisione, di 35 caposaldi posti sulle facciate degli edifici prospicienti il lato di monte, di 8 caposaldi posti sulla sommità del diaframma adiacente e di 4 caposaldi posti sul terreno fra il diaframma e gli edifici (Fig. 19).



Figura 15 – Sistema di contrasto provvisorio delle paratie



Figura 16 – Demolizione dei contrasti provvisori (taglio con filo diamantato)

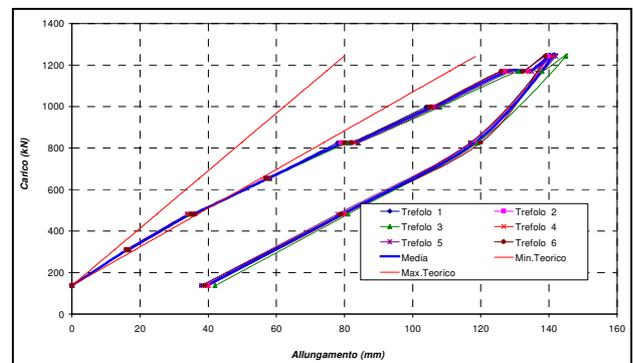


Figura 17 – Tirante di prova n°2 - 6 trefoli, $L_p = 13$ m, $L_a = 9$ m

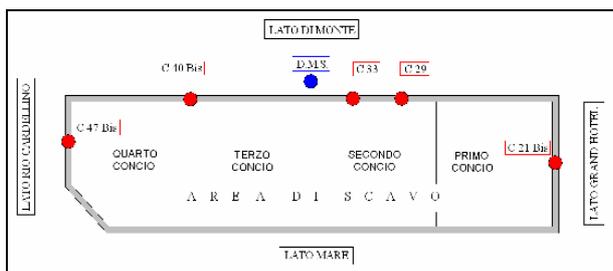


Figura 18 – Ubicazione delle verticali inclinometriche

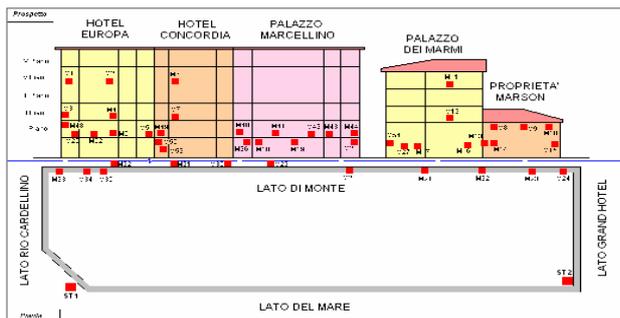


Figura 19 – Posizione dei caposaldi per il rilievo topografico dei cedimenti



Figura 20 – Vista della Piazza durante i lavori

Il monitoraggio ha fornito i seguenti principali risultati:

- Gli inclinometri sui diaframmi, ancorché non di grande affidabilità, hanno evidenziato, in genere, deformazioni massime a fondo scavo, in progressione con l'approfondimento degli scavi, dell'ordine di 10÷15 mm, in linea con i valori teorici (20 mm).
- I piezometri hanno registrato abbassamenti dell'ordine di 30÷50 cm, in accordo con le previsioni progettuali, a conferma dell'efficacia dell'ammorsamento della perimetrazione nella formazione litoide poco permeabile.
- I valori medi delle portate dell'acqua di aggrottamento, misurati a fondo scavo, sono stati dell'ordine di 400÷500 m³/giorno, facilmente gestibili in cantiere.
- I rilievi topografici mostrano cedimenti massimi dell'ordine di 10÷15 mm orizzontali e 10÷15 mm verticali, senza importanti cedimenti differenziali e significativi risentimenti sugli edifici.

Si osserva che mentre le deformazioni massime orizzontali rilevate sono in linea con le previsioni progettuali, quelle

verticali sono circa triplicate. Correlando l'andamento del cedimento nel tempo con i giorni in cui venivano eseguiti i tiranti nell'intorno dei caposaldi, si è notato che i massimi incrementi di cedimento corrispondevano proprio ai periodi di esecuzione dei tiranti, che evidentemente causavano allentamenti nel terreno con inevitabili piccoli assestamenti.

Di questo ci si era resi conto fin dall'inizio osservando incrementi di cedimenti e l'apertura di piccole fessure senza approfondimento degli scavi. Ciò ha condotto a porre particolare cura nell'esecuzione delle perforazioni adottando anche tecniche di pre-cementazione.

6. CONCLUSIONI

I parcheggi interrati di Piazza dei Partigiani e Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, in Alasio, che hanno dimensioni utili in pianta di 117 x 34 m e 40 x 34 m rispettivamente e profondità massima di scavo di circa 10.2 m dal p.c., sono stati realizzati in fregio agli edifici multipiano esistenti (fino a cinque piani) di notevole pregio.

Lo scavo è stato sostenuto da una cintura di diaframmi in c.a. contrastati, in via provvisoria, con un ordine di tiranti presollecitati posti a 4.0 m da p.c., per Piazza dei Partigiani, ovvero da un telaio di travi orizzontali in c.a., per Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, e in via definitiva dagli impalcati strutturali dai solettoni di fondo dei parcheggi.

Il progetto è stato governato dall'esigenza di contenere entro valori minimi le perturbazioni nell'intorno dello scavo, al fine di scongiurare danni agli edifici esistenti circostanti.

Sono state misurate deformazioni massime dell'ordine di 10÷15 mm orizzontali e verticali per Piazza dei Partigiani e 5 mm orizzontali e verticali per Piazza Cavalieri di Vittorio Veneto, a conferma dell'efficacia decisamente superiore dei contrasti provvisori ottenuti con i puntoni, rispetto ai tiranti, sia per un miglior comportamento d'insieme, che per l'eliminazione del disturbo arrecato al terreno dalle perforazioni per l'esecuzione dei tiranti.

I cedimenti registrati, pressoché uniformi al di sotto degli edifici al contorno, non hanno dato luogo a risentimenti significativi, a conferma delle previsioni progettuali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BECCI B., NOVA R., – 1987
Un metodo di calcolo automatico per il progetto di paratie. Rivista Italiana di Geotecnica, 1, pp. 33-47.
- [2] BOSCARDIN M.L., CORDING E.J. – 1989
Building response to excavation induced settlement. Journal of Geotechnical Engineering, A.S.C.E. vol.115, n 1, pp. 1-21.
- [3] CEAS, 2006, PARATIE ver. 6.2, *Guida utente.*
- [4] ITASCA CONSULTING GROUP INC. – FLAC. Fast Langrangian Analysis of Continua, *User's Manual.*

RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano gli ingg. Pasqualino Miconi e Daniela Tirico per l'attenta definizione dei modelli matematici strutturali e gli ingg. Giuseppe Furlani e Augusto Lucarelli per la competenza sia nello studio dell'interazione paratie-terreno-filtrazione, che nella pianificazione e interpretazione dei monitoraggi.

Si ringraziano, inoltre, il dr. Massimo Malavolta e l'ing. Paolo Cavalcoli (TREVI S.P.A.), per la cura nell'esecuzione dei campi prova dei tiranti e dei micropali e nella gestione dei monitoraggi, e il geom. Luciano Sismodontini (CON.I.COS. S.P.A.) per la direzione del cantiere e la documentazione fotografica.

IL PONTE STRALLATO SUL TORRENTE PARMA

Paolo Galli¹, Pier Giorgio Malerba², Paolo Sorba³

1 Professionista in Milano

2 Docente di Ponti, Politecnico di Milano

3 A.I.Erre Engineering S.r.l., Parma

SOMMARIO

Il ponte strallato sul torrente De Gasperi a Parma, completato nel 2005, ha geometria asimmetrica, con un'unica antenna, inclinata di 72° sull'orizzontale, alta 75,00 m e lunga complessivamente 79,00 m. L'impalcato sospeso è suddiviso in due campate, la prima di luce 40 m, (dal contrappeso nord all'antenna), la seconda (dall'antenna alla spalla sud) di luce 130 m. La superficie viabile è composta da due carreggiate larghe 11,40 m, separate da un varco centrale di 5,00 m (larghezza totale: 27,80 m). Gli impalcati sono a sezione mista acciaio-calcestruzzo. L'antenna è costituita da due lame precomprese, unite trasversalmente da due setti alle estremità e da cinque coppie di crociere in acciaio disposte a passo costante. Le fondazioni dell'antenna, della spalla e del contrappeso sono di tipo indiretto su pali.

SUMMARY

The De Gasperi Cable Stayed Bridge (Parma – Italy) was completed in 2005. It has an asymmetric geometry, with a single pylon inclined of a 72° angle with respect to the horizontal plane, that stretches 75,00 m above deck level for a total length of 79,00 m. The suspended curved deck is subdivided into a 40 m span (from the northern counterbalance to the pylon) and a 130 m span (from the pylon to the southern abutment). The deck, made up of two sections separated by a 5 m wide gap, has a composite steel - concrete cross section. The pylon is made up of two pre-stressed blades, transversally connected to one another by means of five couples of steel bracings and by reinforced concrete walls at the two ends. The foundations of the pylon and of the abutments are of the indirect type with piles.

1. LA CONCEZIONE DELLA STRUTTURA

Nel tracciato della nuova viabilità esterna della Città di Parma, il ponte strallato dedicato ad Alcide de Gasperi collega la rotonda di Via Langhirano con lo svincolo provvisorio sulla Strada degli Argini, scavalcando il torrente Parma. L'immagine usuale dei ponti a servizio della viabilità ordinaria è quella di travi su più campate che poggiano alle due estremità sulle spalle e, lungo lo sviluppo del ponte, su pile in alveo. Nella valutazione di impatto ambientale, questo schema, semplice ed economico, si mostrava come una fascia massiccia che sbarrava il campo visivo, alterando l'immagine del torrente, esposta, in quella sezione, a più punti prospettici. A ciò si aggiungeva la necessità di realizzare adeguate fondazioni e pile nell'alveo di un corso d'acqua notoriamente mutevole e spesso impetuoso. Col ricorso ad uno schema strallato, l'azione di supporto esercitata sull'impalcato dalle pile, poteva essere realizzata dall'alto, mediante schiere di stralli, fatte convergere alla sommità di un'antenna che convogliava la risultante dei carichi alla fondazione. Essendo il ponte asimmetrico, l'antenna doveva risultare inclinata, in modo da contrastare il tiro dei cavi verso l'impalcato sospeso. Tale contrasto fu realizzato in parte col peso stesso dell'antenna, in parte ancorandone la sommità ad una struttura

di contrappeso, che realizza anche la spalla di accesso da Strada degli Argini.

2. CARATTERISTICHE GENERALI DEL PONTE

Il ponte ha geometria asimmetrica, con unica antenna inclinata di 72°, alta 75,00m e lunga 79,00m (Fig. 1). L'impalcato sospeso è suddiviso in due campate, la prima dal contrappeso Nord all'antenna, con luce di 40 m, la seconda, dall'antenna alla spalla sud, con luce di 130 m. La superficie viabile è composta da due impalcati a sezione mista acciaio-calcestruzzo, larghi 11,40 m, separati da un varco centrale di 5,0 m e con larghezza totale di 27,8 m. Planimetricamente, l'asse del ponte è circolare con raggio medio di 350,53m. Altimetricamente il profilo presenta una curvatura costante, di raggio 3000m. Trasversalmente i due impalcati sono allineati ed hanno una pendenza del 4,5%. Gli stralli sono disposti in configurazione a semiarpa (*half-fan*), con tracciati tra loro sghembi, data la geometria complessiva della struttura. Il tratto di impalcato da 130 m è retto da sette ordini di stralli (1 x 4 + 6 x 3 = 22 stralli). Altri tre ordini di 11 stralli connettono l'antenna al contrappeso.

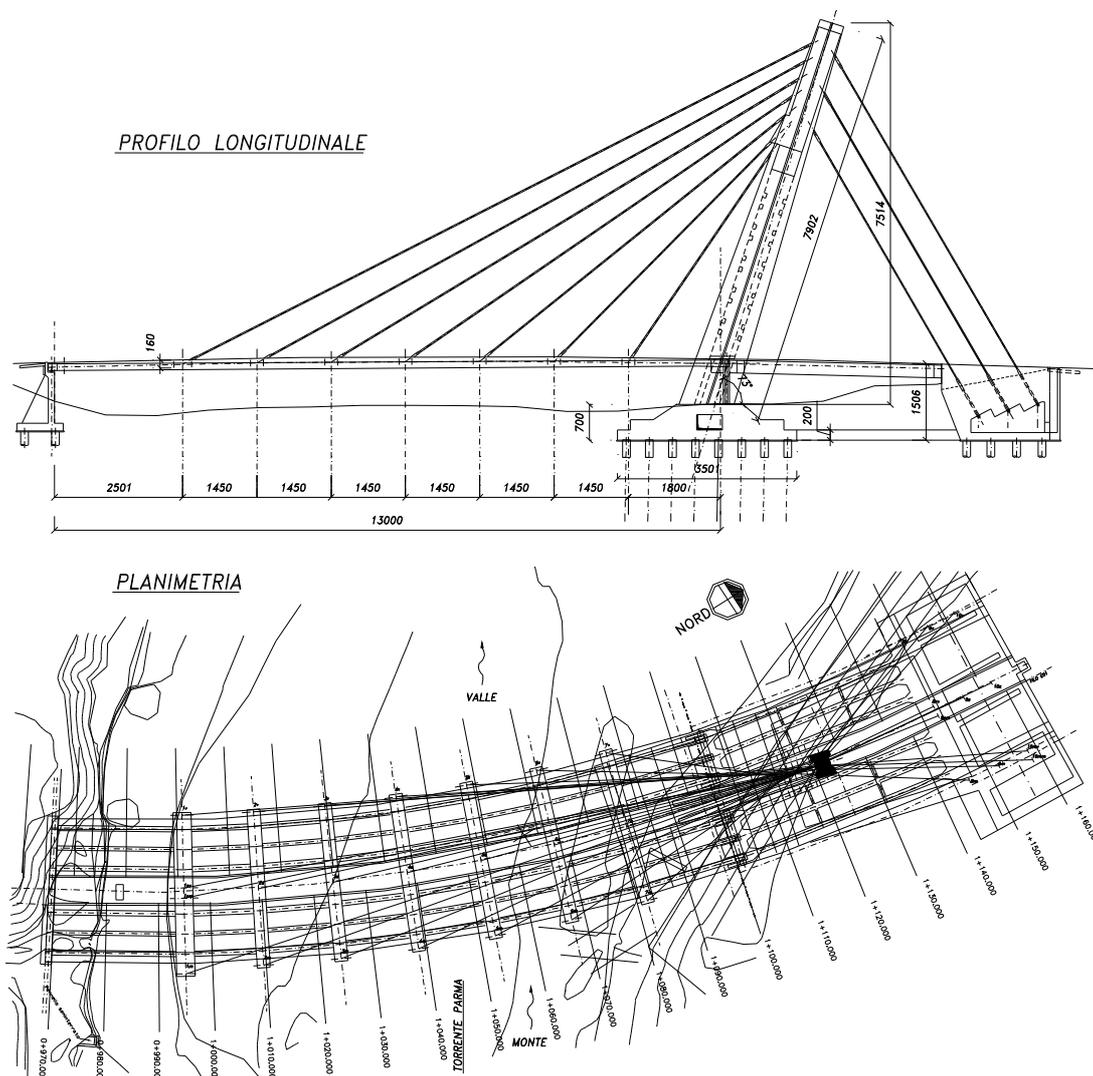


Figura 1 – Caratteristiche generali del Ponte

3. LE FONDAZIONI

3.1 La spalla sinistra

La spalla in riva sinistra poggia su due file di 7 pali $\varnothing 150$ cm, lunghi 40,00 m. Il setto portante in elevazione poggia su di un plinto di 1,50m di spessore e si sviluppa in altezza seguendo l'inclinazione trasversale dell'impalcato. La stessa parete fa da muro di sostegno al retrostante terrapieno della via di accesso. Per contrastare la spinta del terreno la parete è rinforzata da cinque contrafforti interni di forma triangolare. L'estradosso del setto portante è a gradoni orizzontali, sui quali sono impostati i 6 appoggi che fanno da vincolo verticale ai due impalcati. Al centro della sella è posto un incavo destinato a ospitare il rostro verticale che, collegato al traverso di impalcato, ne vincola gli spostamenti in direzione radiale.

3.2 La fondazione dell'antenna

La fondazione dell'antenna è costituita da un reticolo di $6 \times 8 = 48$ pali $\varnothing 150$ cm, lunghi 37,40 m e disposti secondo una maglia quadrata, con passo relativo costante di 4,50 m. La base della fondazione ha pianta rettangolare, con lato di 35,00 m in direzione longitudinale, per 27,00 m in direzione trasversale. La sezione longitudinale è rastremata a gradoni. Nella zona centrale il blocco di fondazione è alleggerito da due vani prismatici e, verso il torrente, da un cunicolo di accesso alla camera dove sono alloggiare le testate inferiori dei cavi che precomprimono l'antenna.

3.3 La struttura di contrappeso

La struttura di contrappeso ha la funzione di ancorare a terra gli stralli di ormeggio che vincolano elasticamente la

sommità dell'antenna, di realizzare il vincolo di incastro per le travi metalliche che arrivano dall'antenna e di fare da spalla di accesso al ponte dalla Viabilità Nord. È una struttura di ampie dimensioni, per la quale è stato necessario calibrare attentamente volumi pieni e volumi vuoti.

La fondazione è costituita da 24 pali Ø150cm, lunghi 37,40m. Il plinto di base ha pianta trapezia e spessore di 1,50m. Verticalmente, il contrappeso si può considerare distinto in due parti: quella inferiore, la cui larghezza è stata dettata dalla necessità di divaricare il percorso dei cavi verso terra (in modo da ottenere un'efficace azione di contrasto alle azioni laterali agenti sull'antenna e di non interferire con la sagoma del traffico stradale), e quella superiore, interessata solo dal gruppo dei quattro cavi centrali e dalle strutture di collegamento all'impalcato, larghe quanto l'impalcato stesso. Il contrappeso è suddiviso internamente in cinque volumi da quattro setti divisorii. Il soffitto dei vani vuoti è a gradoni perpendicolari alle direttrici di arrivo degli stralli. Lo spessore dei soffitti è elevato (da 6,5 a 2,0m), sia per assolvere alle funzioni di zavorra, sia per sopportare, con adeguate superfici laterali di taglio, le risultanti delle azioni trasmesse dagli stralli.

3.4 Le strutture di collegamento

Un sistema strallato asimmetrico, con antenna inclinata e robustamente vincolata da stralli di ormeggio, scarica a terra un regime di intense forze orizzontali. Per limitare gli spostamenti relativi tra contrappeso e antenna, si sono collegate le relative fondazioni con due travi precomprese, a livello dei solettoni di base.

4. L'IMPALCATO

L'impalcato è a sezione mista acciaio-calcestruzzo ed è composto da tre travi longitudinali, le due laterali con sezione a cassone e quella centrale con sezione a doppio "T" (Figg. 2, 3 e 4).



Figura 3 – Particolari dei traversi nel retrosponte verso il contrappeso

Le travi della campata strallata di 130m hanno altezza costante di 1,30m per circa 120m dalla spalla sud, poi hanno altezza variabile fino a 1,75m, in corrispondenza dell'appoggio intermedio sui setti in asse antenna. In questo tratto le travi sono collegate tra di loro da sette traversi a cassone, nei quali trovano alloggiamento i dispositivi di ancoraggio degli stralli.



Figura 4 – L'impalcato in fase di costruzione visto dall'antenna

Nel retrosponte da 40,00 m, dietro l'antenna, le travi hanno un'altezza variabile da 1,75 m, in asse antenna, a 2,75 m all'incastro, e sono collegate da tre traversi a doppio "T", con anima alleggerita a croce di Sant'Andrea.

L'estradosso è realizzato da una soletta in calcestruzzo armato, di 30 cm di spessore. Soletta e travi sono resi collaboranti tramite connettori Nelson. L'impalcato in alveo è costituito da otto coppie di conci. In fase di montaggio è stato posato su quattro pile in corrispondenza dei traversi dispari (1, 3, 5, 7), saltando i traversi pari e facendo lavorare i tratti di impalcato tra i traversi appoggiati su luce doppia rispetto al loro passo di progetto, che è quello degli stralli. L'evoluzione degli schemi statico e di carico è stata oggetto di specifiche analisi strutturali.

5. L'ANTENNA

5.1 Il Corpo dell'Antenna

In senso verticale l'antenna è divisa in due parti, quella inferiore, realizzata in sette conci, interamente in calcestruzzo armato, e quella superiore, dove il castello metallico, che ospita gli ancoraggi degli stralli, è inserito tra due fasce laterali, ancora in calcestruzzo armato, che danno aspetto filante ai prospetti da monte e da valle.

La sezione corrente è stata sagomata con due lame in calcestruzzo armato precompresso rese collaboranti da elementi di collegamento trasversali. Il primo, costituito da due setti paralleli di 1m di spessore, si sviluppa su tutta

l'altezza di 9,50m del concio "1". L'ultimo, superiore, è un blocco di calcestruzzo che si sviluppa per 5,00m ed è largo quanto il varco tra le due antenne. Su questo massiccio traverso è stato successivamente posato ed ancorato il castello metallico. Nel tratto di antenna intermedio, il collegamento è affidato ad elementi in acciaio, sagomati a crociera e disposti a coppie, con passo costante, lungo lo sviluppo dell'asse. Per un transitorio di diversi mesi l'antenna era un elemento isolato. Per contrastare l'eccentricità del peso proprio, si è fatto ricorso all'azione antagonista di cavi di precompressione, che, partendo dall'alto sfalsati e con ridotta eccentricità, convergono gradualmente verso il lembo frontale inferiore delle due lame (Fig. 5).

5.2 Il castello degli ancoraggi

Il sistema di sospensione prevede stralli da 91 a 3 trefoli. Il valore massimo delle forze agenti negli stralli è di circa 1.200 tonnellate. Il valore medio è di 750 tonnellate. Forze con intensità così elevate e concentrate nell'area limitata che racchiude il gruppo di trefoli, richiedono adeguati sistemi di diffusione per poter essere trasmesse a tassi di lavoro accettabili al corpo dell'antenna in calcestruzzo. Il primo livello di diffusione è affidato agli ancoraggi in acciaio e riporta i tiri a piastre in acciaio di grosso spessore. Il secondo livello deve fare in modo che le risultanti agenti su queste piastre, ciascuna con una sua intensità ed eccentricità, vengano convogliate, da sistemi adeguatamente resistenti e rigidi, in asse antenna.

L'azione di trasferimento è affidata a castelli metallici in grado di reggere sollecitazioni locali rilevanti con spessori e pesi più contenuti che non in analoghe soluzioni in calcestruzzo. In particolare, una soluzione in acciaio consente di realizzare in officina i complessi rinforzi locali e le diaframature (Fig. 6) che provvedono a graduare questo meccanismo di trasmissione. Nel caso in esame, il castello degli ancoraggi è stato realizzato in officina, segmentato in quattro concetti, poi trasportati e montati sopra il traverso di chiusura superiore.

5.3 I setti laterali

A fianco dell'antenna, e staccati di 15 cm dalle sue pareti laterali, si alzano due setti verticali, sui quali gravano i carichi verticali della sezione di continuità in asse antenna e le spinte orizzontali dovute all'azione degli stralli sull'asse curvo del ponte.

6. IL SISTEMA DI STRALLATURA

Il sistema di sospensione è costituito da 33 stralli, convergenti agli ancoraggi disposti nel castello in testa all'antenna e leggermente scalati in altezza. Il tratto di impalcato da 130m è retto da sette ordini di stralli, ancorati inferiormente ai traversi che collegano le due travi di impalcato (Fig. 7). Il primo traverso, verso la spalla sud, è retto da quattro stralli, due alle due estremità e due in centro. Gli altri sei traversi sono retti da tre stralli ciascuno. Sull'altro lato, verso nord, la testa dell'antenna è collegata direttamente al blocco di contrappeso da undici stralli.

7. I SISTEMI DI VINCOLO

La geometria del ponte ha comportato uno schema di vincoli molto particolare e così composto: (a) Sezione a filo del contrappeso: incastro. (b) Sezione sui setti in asse antenna:

appoggi mobili bidirezionali e due denti di taglio contrastati in direzione radiale da due appoggi con piani di scorrimento verticali. (c) Sezione in corrispondenza al traverso sulla spalla sud: sei appoggi mobili bidirezionali ed un dente di taglio, contrastato in direzione radiale da un appoggio con piano di scorrimento verticale.

8. LE ANALISI STRUTTURALI

Il ponte è stato studiato con diversi modelli numerici. Sono stati analizzati in modo sistematico gli spostamenti e le caratteristiche di sollecitazione per peso proprio, carichi permanenti e carichi mobili in diverse combinazioni. Sono stati determinati il valore di pretensione da assegnare agli stralli e la sequenza di tesatura ottimale. Altre analisi specifiche hanno riguardato la stabilità delle antenne, gli effetti della pretensione nelle fasi transitorie, i dettagli costruttivi nelle zone diffuse, le azioni e gli spostamenti sui dispositivi di appoggio.

9. FASI COSTRUTTIVE

In opere di grandi dimensioni va affrontata anche la soluzione dei problemi legati alle fasi realizzative e transitorie, fino al completamento della struttura. La realizzazione del ponte si è sviluppata con le fasi seguenti: (1) Fondazioni e spalla lato Sud. (2) Fondazioni antenna e spalla/contrappeso lato Nord. (3) Posa pile provvisorie in alveo. (4) Antenna e collegamento a tratti delle due lame dell'antenna mediante crociere metalliche. (5) Collegamento di chiusura in testa alle lame con il traversone in calcestruzzo armato. (6) Posa dei concetti del castello metallico che alloggia gli ancoraggi superiori e avanzamento parallelo delle due lame in calcestruzzo, fino alla sommità. (7) Posa in opera delle travi dell'impalcato e saldatura in opera tra travi e traversi. (8) Realizzazione a segmenti della soletta di impalcato, completata in seguito con getti di sutura nelle zone soggette ad eventuali trazioni, con calcestruzzo additivato con fibre. (9) Prima tesatura degli stralli fino al recupero della deformata conseguente ai carichi da peso proprio. (10) Tesatura finale degli stralli fino al recupero della deformata conseguente ai carichi permanenti. (11) Opere di finitura.

10. CONTROLLI E MISURE

In fase di realizzazione sono stati effettuati tutti gli usuali controlli sui materiali e sui procedimenti costruttivi. Le parti saldate sono state controllate con prove magnetoscopiche e con ultrasuoni. Un campione di strallo con 55 trefoli da 0,6", è stato provato a fatica pulsante fino a 2×10^6 cicli e poi portato a rottura. Sistematici rilievi topografici hanno tenuto sotto controllo l'allineamento dell'antenna e la regolarità delle quote dell'impalcato. L'operazione di tesatura di tutti degli stralli è durata circa dieci giorni per ciascuna delle due fasi (prima e seconda tesatura). L'effetto della tesatura è stato controllato indirettamente per via topografica. Un controllo diretto è stato effettuato sugli stralli, verificando, contestualmente alla seconda tesatura, il raggiungimento dei valori previsti al termine della prima. Nella sua vita di esercizio il comportamento del ponte è seguito da un sistema di sensori che misurano i principali parametri meccanici ed ambientali. L'acquisizione dei dati è affidata ad un sistema computerizzato. In Fig. 8 è riportata un'immagine dell'opera finita, vista da monte.

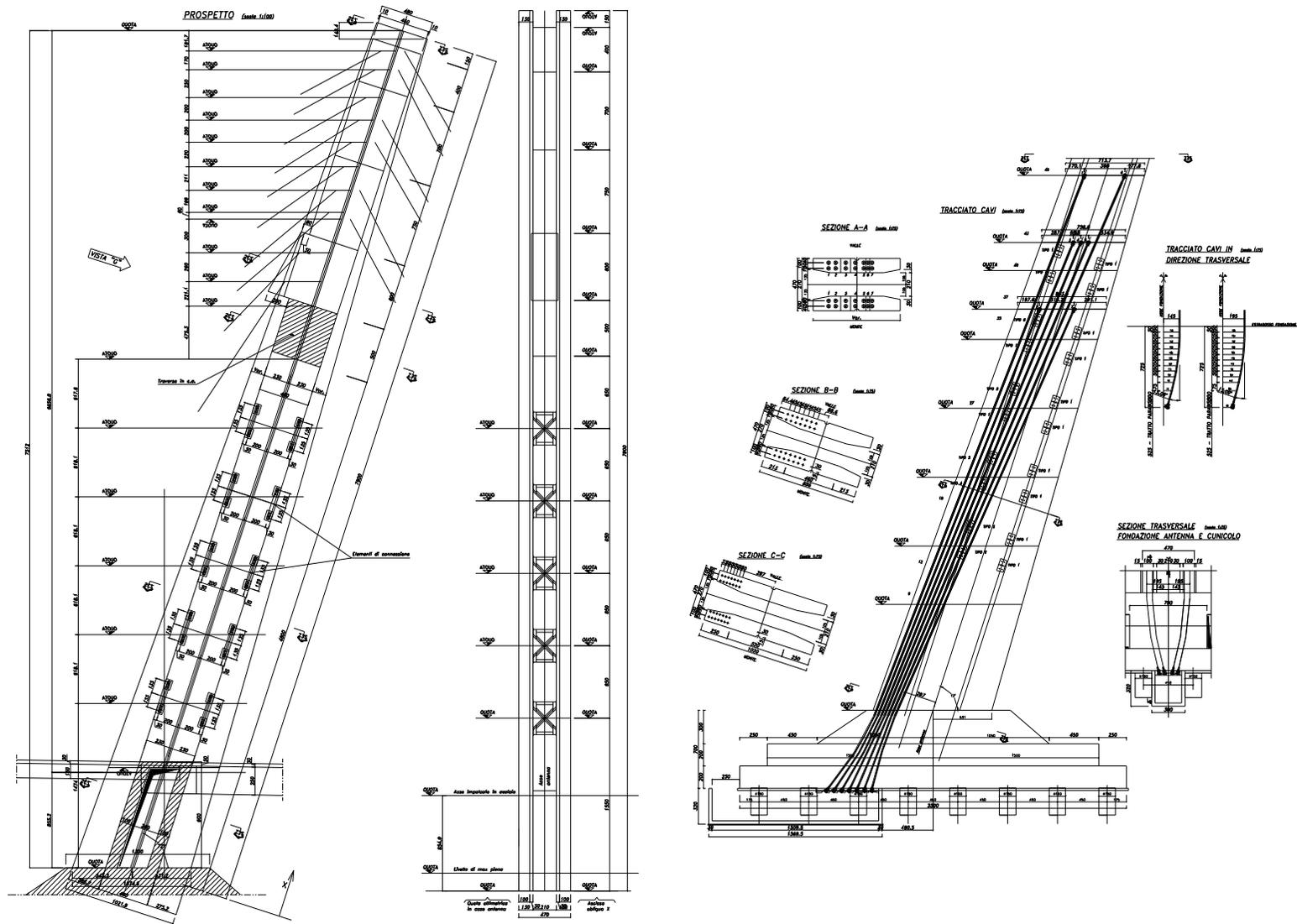


Figura 5 – Viste e sezioni dell'antenna

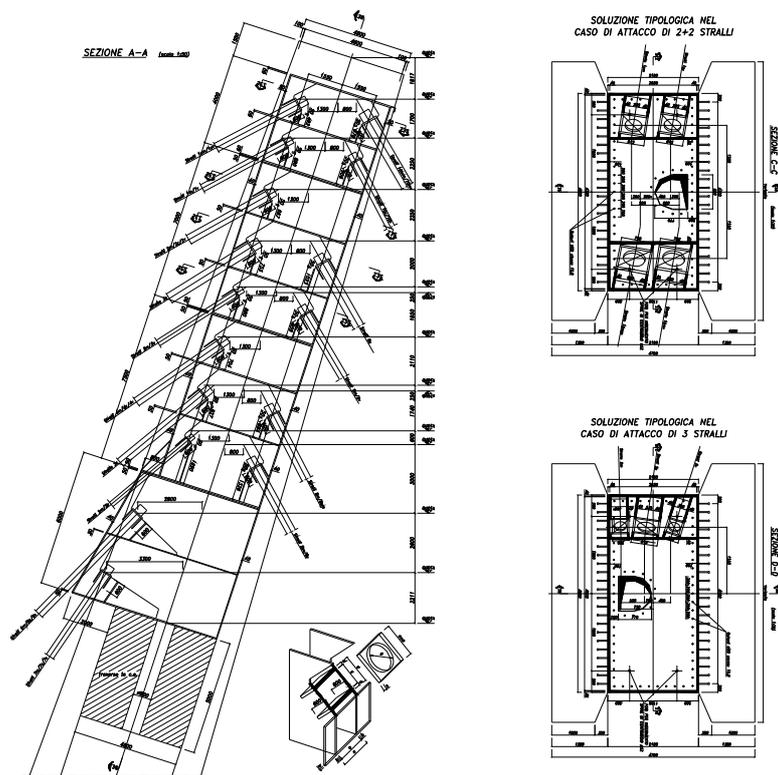


Figura 6 – Sezione del castello degli ancoraggi

11. IMPRESE

Il Ponte è stato costruito dall’A.T.I. con Capogruppo l’Impresa Ing. Nino Ferrari di La Spezia e con Mandante la Soc. Cordioli & C. di Valeggio s/M, che ha realizzato le carpenterie metalliche. Stralli e sistemi di precompressione sono di ALGA S.p.A., Milano.

12. BIBLIOGRAFIA

[1] A cura di MALERBA, P.G. fotografie di PIOLA, L. (2006) - Ponte De Gasperi, dai bozzetti all’opera finita, Monte Università Parma Editore.

13. RINGRAZIAMENTI

Questo articolo è dedicato alla memoria di Francesco Martinez y Cabrera, docente di Teoria e Progetto di Ponti al Politecnico di Milano, cui si deve la concezione di quest’opera, ed alla memoria del Dott. Ing Fabrizio Fabbri che le diede avvio con passione e competenza.

Le foto sono di Luca Piola e Paolo Galli.



Figura 7 – L’andamento degli stralli visti dalla sommità dell’antenna



Figura 8 – L'opera fin

INDAGINI DIAGNOSTICHE SU UN BASAMENTO INDUSTRIALE PER TURBINA IN CALCESTRUZZO ARMATO

Alberto Gennari Santori, Mauro Tommasini

C.N.D. Controlli Non Distruttivi s.r.l., Roma

SOMMARIO

Nella memoria si descrive una campagna di indagine diagnostica non distruttiva, effettuata dagli autori su un basamento industriale in calcestruzzo armato di dimensioni assai rilevanti, con lo scopo di accertare l'importanza e l'estensione all'interno dell'elemento di difetti visibili in superficie ed apparentemente locali. A tale proposito sono state impiegate le tecniche degli ultrasuoni, della tomografia sonora e della videoendoscopia.

SUMMARY

The paper describes the non-destructive tests (ultrasonic and sonic tomography tests and videoendoscopic inspections) carried out on a huge reinforced concrete basement, with the aim of identifying the internal defects and evaluating their extension.

1. PREMESSA

Nel settore degli impianti industriali, la realizzazione dei basamenti delle macchine vibranti di grosse dimensioni costituisce un problema esecutivo spesso di non semplice soluzione. Infatti, per effetto della densità delle armature presenti, delle rilevanti dimensioni, dell'elevata temperatura nel caso di impianti in zone a clima caldo, e della possibile carenza di maestranze specializzate nel caso di alcuni paesi del terzo mondo, le operazioni di getto rappresentano una fase assai delicata del processo costruttivo: è frequente che a scasseratura avvenuta i basamenti risultino interessati da importanti anomalie essenzialmente riconducibili a: fenomeni di segregazione, presenza di cavità interne, riprese di getto (giunti freddi) tali da costituire vere e proprie soluzioni di continuità del materiale.

Nella memoria si descrive una campagna di indagine diagnostica non distruttiva, effettuata dagli autori su un basamento di impianti industriale all'estero e volta ad accertare importanza ed estensione all'interno di getti di difetti visibili in superficie ed apparentemente localizzati.

Le tecniche di indagine che sono state impiegate nei casi trattati sono essenzialmente state quelle degli ultrasuoni, della tomografia sonora e della videoendoscopia.

In particolare, la tomografia sonora è una tecnica diagnostica strettamente non distruttiva che consente di valutare il campo di variazione della velocità di propagazione delle onde elastiche all'interno di un elemento strutturale, attraverso una serie di misure di propagazione sonora od ultrasonica eseguite sul perimetro della zona indagata. La tecnica permette quindi la valutazione delle caratteristiche fisiche (omogeneità, densità, consistenza, presenza di difetti, ecc.) del mezzo, con ricostruzione virtuale della posizione e dell'estensione di discontinuità stratigrafiche interne mediante l'elaborazione di mappature di isovelocità (tomogrammi). La tomografia sonora è stata eseguita su tali basamenti ed ha consentito di individuare e dimensionare i vuoti presenti (a titolo di esempio, in figura 1 è riportata una sezione tomografica orizzontale eseguita su una parte di un basamento di dimensioni 32 x 4 x 4 m).

Il metodo tomografico è stato quindi validato mediante esecuzione di prospezioni videoendoscopiche eseguite in

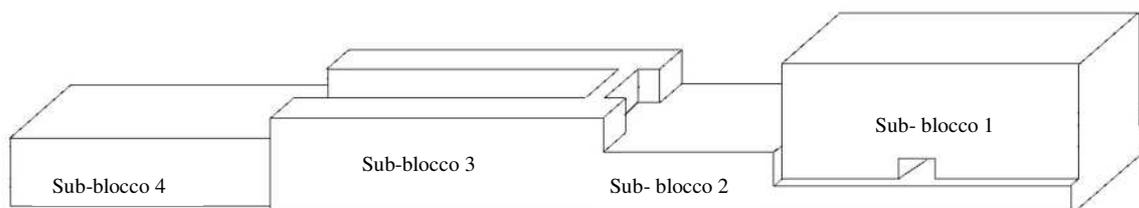


Figura 1 – Schema del basamento di una turbina a vapore (scomposizione in sub-blocchi)

corrispondenza di zone individuate come caratteristiche nel corso delle prove tomografiche. La corrispondenza tra i due metodi è risultata assai elevata in tutti i casi analizzati.

2. INDAGINI ULTRASONICHE PRELIMINARI

Prima di avviare la campagna di indagini diagnostiche è stato eseguito un accurato controllo visivo di tutto il perimetro del basamento al fine di localizzare le zone interessate dalle anomalie principali. Successivamente all'ispezione visiva sono state eseguite delle misure ultrasoniche a campione con lo scopo di valutare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo e delle sua omogeneità.

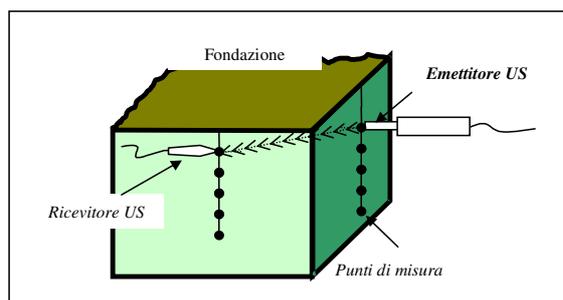


Figura 2 - Disposizione di misura US di semitrasparenza

Nelle misure ultrasoniche, le onde elastiche di compressione vengono immesse nell'elemento mediante una serie di impulsi meccanici di breve durata, generati da un eccitatore magnetodinamico; tali impulsi vengono captati in vari punti dell'elemento mediante un sensore di ricezione e viene misurato il tempo di ritardo t tra immissione e ricezione. La velocità V delle onde elastiche nel materiale è data dalla relazione:

$$V = \frac{D}{T} \quad (\text{Eq. 1})$$

dove: D = distanza tra i punti di immissione e di ricezione; t = tempo di ritardo tra immissione e ricezione.

Il metodo è codificato dalla BS 1881 "Standard test method for pulse velocity through concrete".

La velocità V delle onde elastiche nel materiale è funzione delle caratteristiche elastiche del mezzo (modulo di elasticità e rapporto di Poisson dinamici) e della sua densità; infatti, per un mezzo elastico, omogeneo ed isotropo, la velocità delle onde di compressione è data dalla relazione (cfr. BS 4408: Part5: 1974, appendice C):

$$V = \sqrt{\frac{K \cdot E_d}{\rho}} \quad (\text{Eq. 2})$$

dove: V = velocità delle onde di compressione (Km/s); $K = (1-\nu)/((1+\nu)*(1-2\nu))$; ν = modulo di Poisson dinamico; E_d = modulo elastico dinamico (kN/mm²); ρ = densità (Kg/m³).

Pertanto, misurando la velocità ultrasonica è possibile valutare l'uniformità e la relativa qualità del cls (in termini di modulo elastico o resistenza): tanto maggiore è la velocità, tanto più elevata è la qualità del cls^[1].

2.1 Strumentazione di misura US

Per le misure US è stato utilizzato un apparecchio ad ultrasuoni espressamente dedicato a misure US su cls: CEBTP AU91, caratterizzato dalle seguenti specifiche tecniche:

- visualizzazione del segnale: oscilloscopio con zoom XY;
- centro banda trasduttore di ricezione: 35 KHZ;
- misura del tempo di ritardo: marker verticale con spostamento manuale;
- modalità di accoppiamento eccitatore e ricevitore: a contatto diretto;
- campo di misura: 0÷800 µs;
- accuratezza di misura: 0.1 µs.

Prima dell'esecuzione delle prove ultrasoniche è stato individuato lo schema di posizionamento delle eventuali barre di armatura lenta con un pacometro multiarray, al fine di minimizzare l'interferenza con la misura del tempo di propagazione dei segnali US.

2.2 Risultati delle misure US

I risultati delle misure US sono sinteticamente riportati in tabella 1 dove, per ciascuna zona di misura, sono riportate le seguenti informazioni:

- N. della zona di misura;
- velocità media di propagazione degli US (in m/s);
- stima del modulo elastico dinamico E_d (cfr. eq. 2);
- stima del modulo elastico statico E_s , valutato secondo la BS 4408:Part5:1974;
- stima della resistenza a compressione R_c , secondo la seguente relazione (cfr. UNI 6556:1976):

$$R_c = \left(\frac{E_s}{18000} \right)^2 \cdot 9.806 \quad (\text{Eq. 3})$$

Tabella 1 – Riepilogo delle misure US

Zona N.	V_{media} (m/s)	VC %	E_d (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)	R_c (N/mm ²)
U1	4'421	3.7	44'425	36'986	42
U2	4'722	10.4	50'680	44'334	61
U3	4'501	1.6	46'050	38'900	47
U4	4'448	7.4	44'469	37'626	44
U5	4'649	2.1	49'130	42'500	56
U6	4'654	2.3	49'300	42'600	56

3. TOMOGRAFIA SONICA

La tomografia costituisce una valida tecnica diagnostica non distruttiva che consente di valutare il campo di variazione della velocità di propagazione delle onde elastiche all'interno di un elemento strutturale, attraverso una serie di misure di propagazione sonora od ultrasonica eseguite sul perimetro della zona indagata. La tecnica permette quindi la valutazione delle caratteristiche fisiche (omogeneità, densità, consistenza, presenza di difetti, ecc.) del mezzo, con ricostruzione virtuale della posizione e dell'estensione di discontinuità stratigrafiche interne mediante l'elaborazione di mappe di isovelocità (tomogrammi).

Le misure tomografiche su elementi murari, lapidei o in cls, consistono nel sollecitare il materiale con una serie di onde di compressione e nel rilevare la risposta dell'elemento in termini di velocità di propagazione delle onde. Le sollecitazioni (come i rilievi delle risposte) avvengono lungo il perimetro accessibile di una sezione dell'elemento oggetto

dell'indagine, così da realizzare un reticolo di percorsi di propagazione interno alla sezione stessa.

L'elaborazione delle misure avviene in due fasi distinte:

- analisi dei segnali rilevati al fine di valutare i tempi di propagazione impiegati dai segnali a compiere i vari percorsi e calcolare di conseguenza la velocità di propagazione degli impulsi nel materiale (essendo nota la lunghezza dei percorsi stessi);
- analisi tomografica, allo scopo di valutare il campo dei valori di velocità presente all'interno della sezione dell'elemento indagato ed individuare la posizione e l'estensione di discontinuità stratigrafiche, vuoti, fessure, ecc.

3.1 Acquisizione e analisi dei segnali

Per ciascuna sezione indagata vengono effettuate le misure microsismiche sulla griglia dei punti di misura tracciata lungo il perimetro della sezione imponendo una eccitazione di tipo impulsivo su ciascuno dei punti e ricevendo sui restanti punti il segnale trasmesso mediante opportuno trasduttore. Successivamente vengono misurati i tempi t di propagazione impiegati dalle onde a compiere i vari percorsi secanti individuati. La misura dei tempi è realizzata in modalità manuale, per ogni singolo segnale registrato.

Nota la lunghezza dei percorsi di misura, si calcola la velocità di propagazione V delle onde, pari al rapporto tra la lunghezza L del percorso ed il tempo di propagazione.

3.2 Analisi tomografica

I segnali acquisiti vengono successivamente elaborati discretizzando le superfici indagate con una griglia di pixel (sottoelementi di superficie) caratterizzati, ciascuno, da una velocità di propagazione dei segnali costante. Tale velocità risulta data dal contributo dei vari percorsi di propagazione che interessano il singolo pixel. La dimensione dei pixel viene ottimizzata in considerazione delle distanze tra punti di emissione/ricezione, al fine di ottenere un buon rapporto tra attendibilità delle velocità stimate e risoluzione (considerando che: più piccoli sono i pixel, maggiore è la risoluzione e minore è l'attendibilità delle velocità stimate, in termini assoluti). Per semplicità di trattazione, si può considerare approssimativamente^[2]:

$$t_i = \sum_j \frac{\Delta s_{ij}}{v_j} \quad (\text{Eq. 4})$$

dove: t_i = tempo di propagazione del percorso i -esimo; s_{ij} = lunghezza della parte di percorso i -esimo che interessa il pixel j -esimo; v_j = velocità di propagazione nell'elemento j -esimo.

I valori della velocità nei pixel che non sono interessati dai percorsi di propagazione sono determinati tramite algoritmi di interpolazione. Il risultato delle elaborazioni consiste in mappe delle velocità di propagazione dei segnali, che consentono di individuare eventuali anomalie presenti nelle sezioni indagate. In particolare, viene fatto uso di un software di elaborazione per il calcolo delle velocità basato sull'algoritmo S.I.R.T. (Simultaneous Iterative Reconstruction Technique)^[3], che, partendo da condizioni al contorno fissate, calcola la mappa di velocità interna alla sezione per iterazioni successive. Le velocità sono correlate ad una scala di variazione cromatica in

cui ai toni freddi (azzurri) corrispondono bassi valori di velocità, viceversa, ad elevati valori di velocità, corrispondono i toni caldi (rossi).

Le variazioni repentine di velocità nei tomogrammi sono generalmente indice di elevate disomogeneità nei materiali, con eventuale presenza di vuoti e fessurazioni. Estese zone con valori di velocità nettamente distinti sono indice di variazioni delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali costituenti la sezione: generalmente, a velocità maggiori corrispondono caratteristiche meccaniche migliori.

Il campo di variabilità della velocità per l'analisi tomografica viene fissato in considerazione delle indicazioni fornite dai segnali registrati e della necessità di avere indicazioni utili per la valutazione delle proprietà delle sezioni indagate.

Circa le velocità ottenute con la tecnica tomografica, occorre sottolineare che rappresentano, in genere, valori relativi e non assoluti; rimane tuttavia fondamentale l'indicazione fornita dall'escursione della velocità all'interno di ogni sezione. Inoltre, allo stato attuale, non è possibile correlare direttamente al modulo elastico le mappe di velocità calcolate sulle sezioni tomografiche, e ciò è ancor più vero per le sezioni in muratura^{[4][5]}.

3.3 Modalità di esecuzione delle misure tomografiche

Su ciascuna sezione investigata è stata tracciata una griglia di misura, disponendo i punti di emissione/ricezione delle onde vibrazionali lungo il perimetro. Dove possibile si impone un passo di misura regolare; la numerazione dei punti di misura va da 1 ad N in senso orario.

Le sezioni tomografiche indagate sono state ubicate in su piani obliqui, al fine di minimizzare l'interferenza delle barre di armatura lenta sui tempi di propagazione misurati, come già descritto per le misure US.

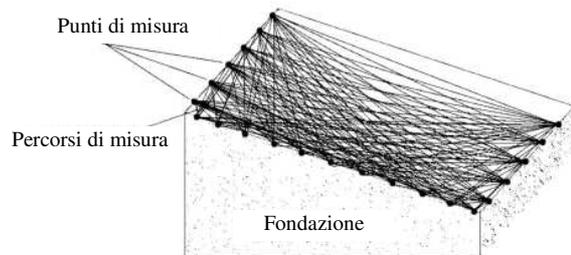


Figura 3 - Punti di misura con relativi percorsi secanti

3.4 Strumentazione per misure tomografiche

In considerazione delle elevate dimensioni delle superfici di indagine, è stata preferita una strumentazione per misure soniche composta da un martello strumentato con cella di carico (quale sorgente di emissione delle onde microsismiche) e di un accelerometro piezoelettrico (quale trasduttore di ricezione), in conformità con la Normativa di riferimento.

Per l'esecuzione delle misure tomografiche è stata impiegata la seguente strumentazione:

- Martello strumentato: DYTRAN 5802A (code CND#A19);
- accelerometro piezoelettrico (ICP): PCB 393C (code

CND#14);

- Notebook Compaq ARMADA M700 (code CND#A20);
- Scheda di acquisizione dati: National Instruments DAQ AI16E;
- Software di acquisizione: CND Tomo.

3.5 Risultati delle indagini tomografiche

Si riporta a seguire il risultato di una delle sezioni tomografiche indagate, secondo la procedura descritta. Si osserva che le differenze tra i valori di velocità calcolati con la tecnica tomografica sonora e le misure ultrasoniche sono essenzialmente imputabili alla differente sensibilità tra i due tipi di test.

3.5.1 Sezione tomografica T1

La sezione T1 ubicata nel sub-blocco 1 è caratterizzata da valori di velocità (calcolata sui percorsi di misura secanti) compresi tra 1748-4748 m/s, con un valore medio di 3925 m/sec ed un coefficiente di variazione (VC%) pari al 14.2%. In tabella 2 e figura 4 si riportano la distribuzione percentuale assoluta e cumulativa dei valori di velocità calcolati sui 564 percorsi di misura.

La sezione tomografica selezionata è interessata da un tunnel a sezione rettangolare (cavedio di servizio della turbina a vapore). Tale circostanza giustifica i valori di velocità minimi misurati (inferiori a 2600 m/s) e l'elevato coefficiente di variazione. La parte del tunnel interessata dall'indagine risulta ben evidenziata dal tomogramma T1 di figura 5. La forma irregolare della zona interessata dal tunnel è probabilmente imputabile alla presenza di un fitto reticolo di barre di armatura lenta in tale posizione.

Tabella 2 – Riepilogo delle misure US

Velocità [m/sec]	Distrib. %	Velocità [m/sec]	Distrib. %	Velocità [m/sec]	Distrib. %
1750	0.2%	3000	1.8%	4000	22.3%
2000	1.4%	3250	1.8%	4250	22.9%
2250	1.8%	3500	4.4%	4500	23.2%
2500	1.2%	3500	4.4%	4750	6.4%
2750	1.2%	3750	10.8%	5000	0.5%

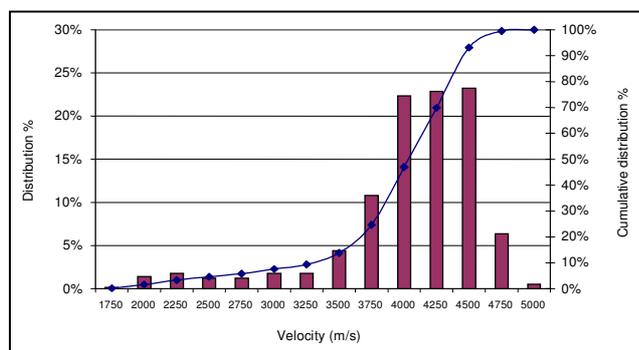


Figura 4 - Distribuzione percentuale delle velocità

Il resto della sezione appare sufficientemente omogeneo, con presenza di zone interessate da anomalie tipo “vespai”

(nidi di ghiaie) nella zona Nord-Est del sub-blocco, evidenziate dai toni di colore freddi (verdi-azzurro-blu-viola).

In prossimità degli angoli del lato corto di Nord-Est della sezione si possono apprezzare delle zone caratterizzate da velocità prossime a 300 m/sec corrispondenti alle speciali “tasche” nel cls per l’inserimento degli ancoraggi metallici dell’apparecchio meccanico da alloggiare sul basamento.

Nelle figure 6 e 7 si riportano due ulteriori sezioni tomografiche eseguite sui sub-blocchi 2 e 3.

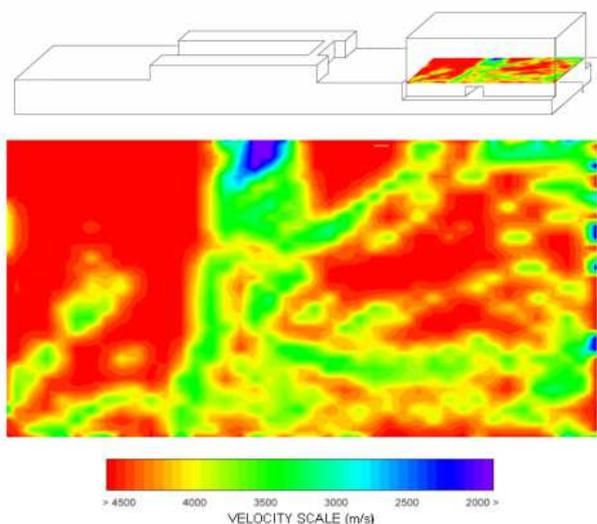


Figura 5 – Tomogramma T1

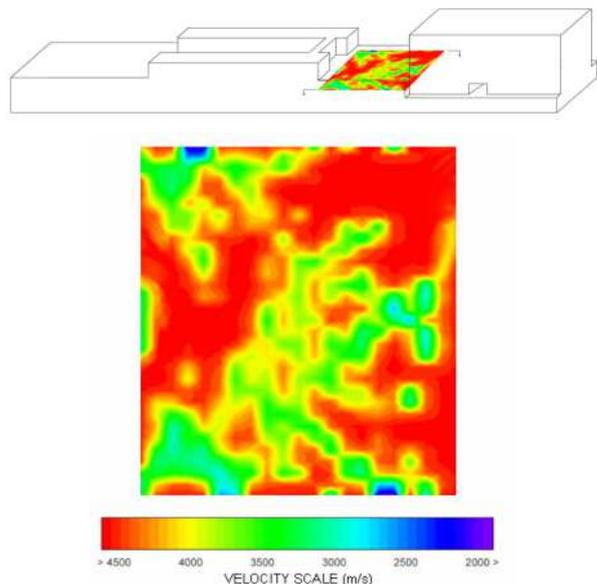


Figura 6 – Tomogramma T2

4. ISPEZIONI ENDOSCOPICHE

Successivamente alle indagini ultrasoniche e tomografiche sono state eseguite alcune ispezioni endoscopiche con lo scopo di verificare direttamente alcune delle anomalie individuate e correlarne la tipologia alla rispettiva risultanza tomografica.

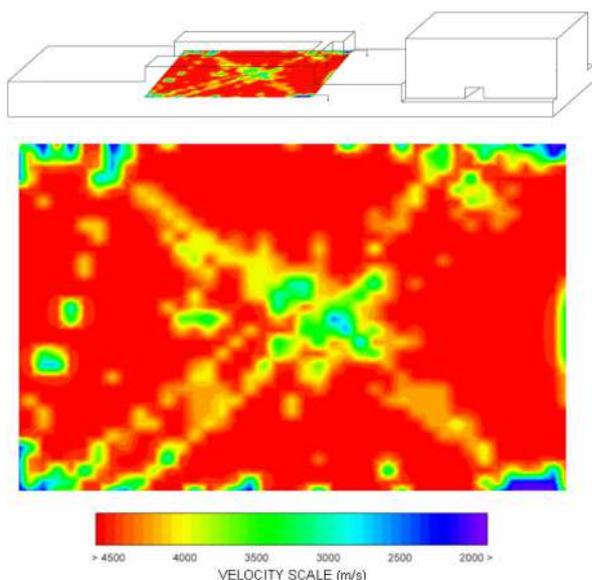


Figura 7 – Tomogramma 3

Le ispezioni endoscopiche sono state realizzate mediante ispezione visuale e ripresa fotografica impiegando un boroscopio rigido, previa realizzazione di fori di ispezione di 14 mm di diametro e profondità di 100 cm. Si riporta a seguire in dettaglio la strumentazione impiegata per le ispezioni:

- boroscopio OLIMPUS KFLG-2 (ϕ 12 mm, lunghezza 600 mm), con fonte luminosa, cavo a fibre ottiche ed adattatore ottico per fotocamera digitale;
- fotocamera digitale: Sony Digital DSCV –F505.

Si riportano a seguire (figura 8 e 9) alcuni esempi di anomalie riscontrate con l'ispezione endoscopica.



Figura 8 – Endoscopia con evidenza di vespaio in prossimità dell'interfaccia fondazione in cls – basamento in acciaio



Figura 9 – Endoscopia con evidenza di segregazione del cls

5. CONCLUSIONI

La campagna di indagini ultrasoniche svolte sul basamento in c.a. ha consentito di valutare adeguatamente l'omogeneità e le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo, mentre l'indagine tomografica ha messo in evidenza l'ubicazione ed l'entità delle principali anomalie, che sono state riscontrate essenzialmente in prossimità del perimetro accessibile e dei punti di discontinuità delle sezioni indagate (quali: ancoraggi metallici, tunnel e passi d'uomo) e sono risultate essenzialmente imputabili ad una imperfetta esecuzione del getto del conglomerato.

La correlazione tra ispezioni endoscopiche ed anomalie tomografiche ha infine consentito di "tarare" opportunamente la sensibilità della tecnica e conseguire una buona differenziazione delle varie tipologie di anomalie.

Per i risultati descritti, è auspicabile l'abbinamento delle tre tecniche descritte quale tecnica diagnostica per il controllo sistematico di quei manufatti che richiedono una perfetta esecuzione a regola d'arte, quali quelli in esame, pena la drastica riduzione della durata di funzionamento del macchinario ivi destinato ad essere installato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] G. Chiesura, A. M. Mecchi, P. Rota Rossi Doria – (1995), La technique d'auscultation microsismique pour le diagnostic et l'évaluation des traitements sur matériaux pierreux, *Proc. Int. Colloquium "Methods of evaluating products for the conservation of porous building materials in monuments"*, ICCROM Roma, pp. 131-145.
- [2] A. Zaninetti - (1993), Tomografia sonica, *Proc. of the Colloquium "Sperimentazione su strutture"* - AICAP.
- [3] M. J. Jackson, D. R. Tweeton - (1993), Migratom – Geophysical Tomography using wavefront migration and fuzzy constraints, *U.S. Dep. of Interior, Bureau of Mines*.
- [4] A. Zambrano, P. Rota Rossi-Doria, M. Tommasini – (1995), Identification of masonry by impact and ultrasonic tests, *Int. Symposium Non-Destructive Testing in civil Engineering (NDT-CE)*.
- [5] M. Tommasini – (1995), Identification of historical masonry building by tomographic tests, *Int. Colloquium – Inspection and Monitoring of the Architectural heritage, Seriate*.

IL PONTE SAVENA DELLA LINEA AV-AC BO-FI

**Giuseppe Mancini¹, Pietro Paolo Marcheselli², Michele Pantaleo³, Francesco Sacchi⁴,
Giuseppe Traini⁴**

1 Sintecna s.r.l.

2 Consorzio CAVET

3 Maire Engineering S.p.A.

4 Italferr S.p.A.

SOMMARIO

Il ponte Savena, inserito lungo la linea ferroviaria A.V.-A.C. Bologna-Firenze, in corrispondenza dell'attraversamento del fiume omonimo, presenta uno schema statico di arco-tirante di notevole snellezza, in quanto la luce unica di 63 m viene superata con uno spessore strutturale dell'impalcato di soli 80 cm. L'impalcato è realizzato con una piastra a spessore variabile in direzione trasversale, precompressa bidirezionalmente, in modo da garantire l'assenza di tensioni di trazione nella direzione principale, sia in intradosso che in estradosso, nella combinazione di esercizio più sfavorevole. L'impalcato è sospeso, tramite due allineamenti di coppie di pendini in acciaio da carpenteria, a due archi convergenti collegati da 3 traversi in c.a. Si è utilizzato un procedimento costruttivo idoneo a garantire il franco idraulico anche nelle more della costruzione e consistente delle seguenti fasi:

- realizzazione dell'impalcato a tergo di una spalla e sua precompressione completa bidirezionale;
- montaggio di un avambecco metallico, collegato con precompressione all'impalcato;
- varo a spinta dell'impalcato con l'ausilio di due pile provvisorie in c.a.: in tale fase l'impalcato è autoportante anche per le condizioni di realizzazione degli archi;
- costruzione degli archi;
- sospensione dell'impalcato agli archi tramite i pendini e rimozione delle pile provvisorie.

Nella memoria vengono illustrati i principali aspetti del progetto costruttivo ed il dettaglio delle fasi di costruzione, che hanno richiesto l'impiego di un monitoraggio temporaneo e la presenza di operatori altamente qualificati.

SUMMARY

The Savena bridge, included along the high speed railway line Bologna-Florence to cross hononymous river, has a statical scheme of very slender bow string, because it is launched on a span of 63 m with a thickness of only 80 cm, under the trains. The deck is realized with a slab having transversely variable thickness, bidirectionally prestressed, so to avoid in serviceability conditions tensile stresses along the principal direction, both in intrados and in extrados. The deck is suspended, by means of two alignments of coupled ties in structural steel, to two converging concrete arches, mutually connected by three transverse beams. For the construction a procedure able to guarantee the idraulic clearance on the river in every intermediate step has been used; in detail the construction steps are:

- casting of the deck on the embankment on the rear of the abutment and fully prestressing and grouting;
- mounting of a launching nose connected by means of prestressing to the deck extremity;
- launching of the deck, reducing the span by use of two temporary piers;
- arches construction on the deck, maintaining on site the temporary piers;
- tensioning of dispersion ties and removing of temporary piers.

In the paper the main aspect of construction design are presented, with suspension to the construction steps, that required a temporary monitoring and a qualified set of workers.

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte Savena della linea AV-AC Bologna-Firenze ha uno schema statico di arco tirante, nel quale l'impalcato, precompresso bidirezionalmente a cavi scorrevoli, è dimensionato in modo da assorbire la spinta longitudinale degli archi e da sopportare le azioni del ballast e dei treni che vengono trasferite agli archi a mezzo di 34 coppie di pendini di sospensione in acciaio da carpenteria. Per effetto dei condizionamenti di carattere orografico e della livelletta della linea, lo spessore strutturale al di sotto del pacchetto costituito da ballast/traversine/binario è risultato di soli 80 cm; pertanto la sezione trasversale dell'impalcato è stata modellata con uno spessore variabile, pari ad 80 cm nella zona centrale, impegnata dai treni per una larghezza di 9,3 m ed a 150 cm sulle zone esterne, sulle quali si immettono gli archi ed i pendini di sospensione. Ne è risultata una larghezza totale dell'impalcato pari a 17,07 m (fig. 1).

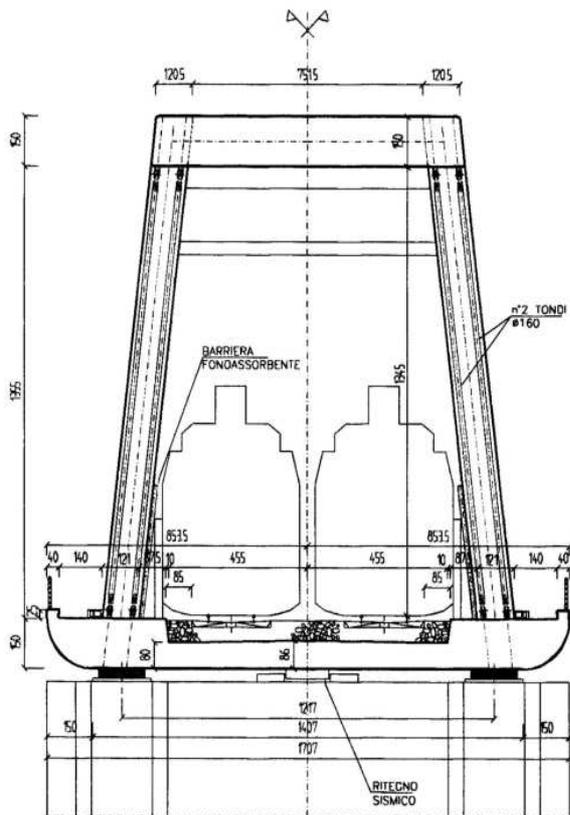


Fig. 1 - Sezione trasversale del ponte Savena

La particolare configurazione geometrica dell'arco rende edotti dalla necessità di impiegare la precompressione in entrambe le sue direzioni principali: in direzione longitudinale per raccogliere la spinta esercitata alle estremità dagli archi e la sua diffusione progressiva verso le zone centrali dell'impalcato; in direzione trasversale per trasferire le azioni permanenti e variabili al doppio allineamento esterno di pendini, idonei a riportare le azioni ad essi applicate direttamente sugli archi. Gli archi sono stati realizzati con geometria convergente, pur nel rispetto delle sagome limite ferroviarie, e collegati con tre travi trasversali, in modo da conferire stabilità globale al sistema (fig. 2).

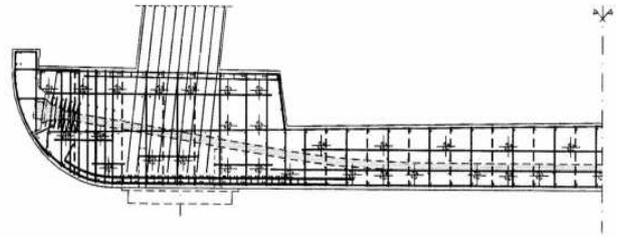


Fig. 2 - Layout della precompressione nell'impalcato

2. MODALITA' DI COSTRUZIONE

Allo scopo di preservare la realizzazione dell'opera da eventuali episodi di piena del fiume Savena si è deciso di evitare di introdurre nell'alveo limitazioni alla sezione di deflusso delle acque, quali derivanti da centinature idonee a sopportare il peso del cassero e del ponte, fino alla fase di messa in tensione dei pendini. Si sono pertanto costruiti l'impalcato e quattro monconi di arco, della lunghezza di circa 6 m, in un'apposita vasca di varo localizzata sul retro di una spalla. L'impalcato è stato realizzato in tre tronchi successivi, con utilizzazione di un sistema di centine e casseri rimovibili, in modo tale che a fine costruzione si trovasse a gravare, con appoggio continuo, su due travi longitudinali in c.a., costituenti il risvolto della piastra di fondo della vasca. Tra impalcato e vasca è stato interposto, in corrispondenza di entrambi gli allineamenti di appoggio, un foglio di polietilene ingrassato dello spessore di 2 mm e della larghezza di 700 mm, a contatto con strisce di neoprene aventi la funzione di regolarizzare la distribuzione delle pressioni di contatto durante la spinta; tale scelta è stata preceduta da una prova su campione, effettuata nelle stesse condizioni operative della struttura, che ha evidenziato valori del coefficiente di attrito di primo distacco dell'ordine di 0,036 e di quello dinamico dell'ordine di 0,033. In realtà, durante la spinta dell'impalcato, mentre si è sostanzialmente confermato il valore del coefficiente di primo distacco, quello dinamico è risultato sensibilmente inferiore alle attese.

Un secondo importante aspetto della costruzione riguarda le modalità di costruzione dell'impalcato e dei monconi di archi, che possono essere essenzialmente riassunte nelle seguenti fasi:

- getto di un tronco di impalcato della lunghezza di 1/3 del totale e sua precompressione trasversale, prima del disarmo;
- getto del secondo terzo centrale di impalcato e successiva precompressione trasversale prima del disarmo;
- getto del terzo tronco di impalcato e sua precompressione trasversale su centina;
- realizzazione della precompressione longitudinale ed iniezione di tutti i cavi.

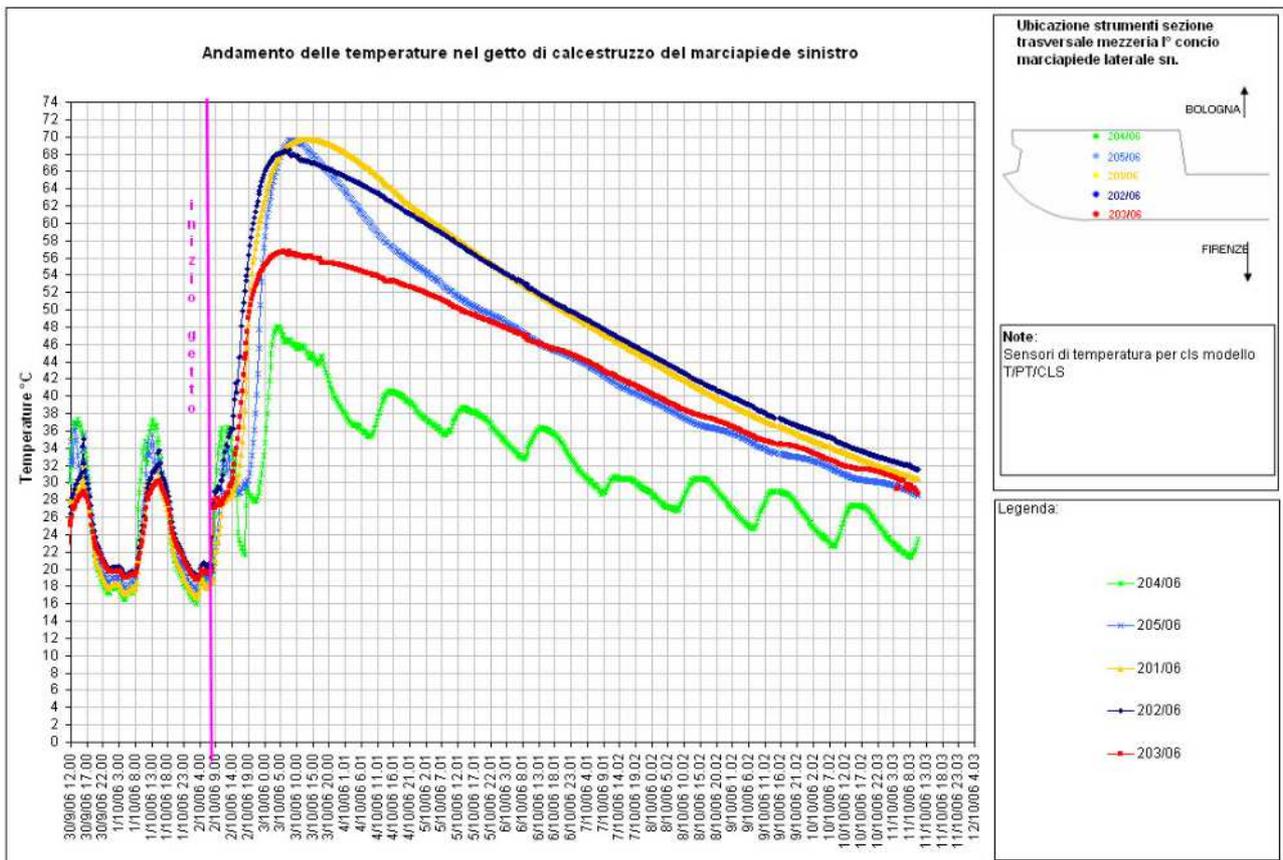


Fig. 3 – Evoluzione delle temperature nel tempo

Per evitare la formazione di fessurazioni di natura termica, dato il notevole spessore del getto (1,5 m) alle estremità dell'impalcato, è stato previsto di effettuare un curing prolungato (8 giorni) delle superfici esposte all'aria, tramite realizzazione di un velo d'acqua di protezione dalla rapida evaporazione; si sono altresì introdotte delle sonde termiche nello spessore dal getto e si è controllato il raggiungimento di una situazione termica stabilizzata, prima della esposizione diretta del getto all'aria. La fig. 3 illustra il posizionamento delle sonde e lo sviluppo temporale delle temperature, durante il periodo di curing, a diverse profondità nel getto.

Una volta raggiunta la maturazione richiesta la spinta dell'impalcato è stata realizzata tramite l'ausilio di un avambecco metallico, connesso all'impalcato con precompressione rimovibile (figg. 4, 5, 6 e 7).



Fig. 4 – Impalcato in posizione di spinta



Fig. 5 – Impalcato ed avambecco per la spinta



Fig. 6 - Getto di impostazione degli archi



Fig. 7 – Inserimento del ponte nella linea

La spinta è stata effettuata con l'impiego di due pile provvisorie, messe in sicurezza nei confronti di eventuali azioni longitudinali anomale, derivanti da possibili impuntamenti dell'impalcato, tramite dei cavi di precompressione connessi rispettivamente alla spalla di spinta ed alla fondazione della prima pila provvisoria. Tutto il sistema è stato attrezzato con monitoraggio idoneo a fornire gli spostamenti in testa alle pile in tempo reale e con un sistema di allarme, la cui attivazione avrebbe richiesto una seconda tesatura dei cavi di sicurezza e/o il sollevamento temporaneo sulle pile per superare eventuali irregolarità superficiali locali. In realtà durante la spinta, durata complessivamente due giorni, non è stato necessario intervenire sulle pile, in quanto le azioni di attrito sono risultate sensibilmente uniformi lungo tutto il percorso.

Come è noto, la messa in tensione dei pendini al valore di progetto, in presenza delle azioni permanenti, costituisce un problema che comporta difficoltà operative, per il rischio che alcuni di essi vadano in bando a seguito della messa in tensione di altri; peraltro, nel caso in esame, la tesatura dei pendini è resa più complessa dalla variazione di schema statico che interviene quando vengono eliminati gli appoggi gravanti sulle pile provvisorie, attivi fino alla fine della costruzione. Una volta determinato lo stato tensionale nei pendini alla rimozione degli appoggi provvisori e valutatene le differenze rispetto a quello di progetto, per evitare lo sbandamento ed il possibile danneggiamento dei pendini soggetti ad eventuali compressioni temporanee e, nel contempo, per raggiungere lo stato tensionale previsto nel progetto nei pendini, si è preliminarmente determinata la matrice elastica di influenza della struttura, in modo da definire l'effetto della tesatura unitaria di un singolo pendino su tutti gli altri.

In realtà la matrice è stata calcolata considerando che la tesatura venga eseguita su ciascuna coppia di pendini di ogni allineamento, ovvero sulla coppia esterna (fila 1) e sulla coppia interna (fila 2).

Con l'ausilio del modello matematico a elementi finiti utilizzato per il progetto della struttura è stata determinata la matrice dei coefficienti di influenza applicando 34 steps di carico, ognuno dei quali costituito dalla tesatura.

La matrice così determinata è ovviamente quadrata di dimensioni 34x34, avente valore 1 sulla diagonale, e la generica colonna j-esima rappresenta l'effetto che la tesatura della j-esima coppia di pendini ha su tutte le coppie di pendini presenti.

Il procedimento può essere descritto con un'espressione matriciale del tipo:

$$[M] \cdot \{X\} = \{\Delta_F\}$$

dove $[M]$ = matrice dei coefficienti di influenza dei pendini (dimensione 34x34); $\{X\}$ = vettore delle tesature incognite da dare ai pendini per ottenere le variazioni di forza $\{\Delta_F\}$ nei pendini stessi (dimensione 34x1); $\{\Delta_F\}$ = vettore dei termini noti (34x1), corrispondente alle differenze di tiro da applicare ai pendini.

Il vettore delle incognite può essere determinato invertendo la matrice dei coefficienti, e utilizzando l'espressione:

$$[M]^{-1} \cdot \{\Delta_F\} = \{X\}$$

dove $[M]^{-1}$ = inversa della matrice dei coefficienti di influenza dei pendini (dimensione 34x34).

I valori di tesatura da applicare ai pendini non possono però essere messi in opera in un'unica sequenza di tesatura perchè altrimenti alcuni di essi, per qualche fase intermedia, risulterebbero in compressione, vanificando così il presupposto di elasticità lineare della risposta, per effetto dello sbandamento degli stessi.

Occorre quindi determinare una corretta sequenza di tiro, nonché il numero delle fasi, per evitare che ciò accada,

tenendo conto di quante coppie di pendini possono essere tesate contemporaneamente, ovvero del numero massimo di martinetti disponibili.

Nel caso in esame la procedura di messa in tensione dei pendini è stata ottimizzata applicando per tre volte successive una sequenza di 15 fasi di tesatura con impiego contemporaneo di 8 martinetti controllati da quattro diverse centraline di alimentazione.

3. MODELLAZIONE E PROGETTO STRUTTURALE

Il ponte Savena è stato matematicamente modellato con elementi isoshell (piastra di impalcato e connessioni agli archi), con elementi beam (archi e relativi trasversi e pendini) e con elementi spring (appoggi); nella definizione della rigidità dei pendini si è altresì tenuto conto dell'effetto indotto dei blocchi di ancoraggio, variabile in funzione delle lunghezze dei pendini stessi; la precompressione è stata simulata tramite forze equivalenti, variabili lungo il percorso del cavo, per tener conto delle perdite per attrito. Oltre alle diverse azioni variabili prese in conto, sono state considerate le azioni sismiche, ricadendo il ponte in zona caratterizzata da grado di sismicità $S=6$. È stata altresì considerata una combinazione accidentale corrispondente al deragliamenti del treno e rottura di 2 o 3 pendini successivi, in posizione generica.

Le verifiche in condizioni di esercizio hanno sostanzialmente condizionato lo sviluppo del progetto e l'entità della precompressione, in particolare per la richiesta di evitare tensioni di trazione ai lembi nella corrispondente direzione principale; ampiamente rispettati, nonostante l'elevata snellezza strutturale, sono risultati i limiti di deformabilità; in particolare:

- massimo sghembo: $0,342 \text{ mm}/3\text{m} \ll 1,5 \text{ mm}/3\text{m}$
- massima rotazione flessionale: $9,95 \times 10^{-4} \text{ rad} \ll 3,5 \times 10^{-3} \text{ rad}$
- massima rotazione derivante dal limite di spostamento longitudinale (8 mm): $1,176 \times 10^{-3} \text{ rad} < 2 \cdot 10^{-3} \text{ rad}$
- inflessione nel piano orizzontale: $9,28 \times 10^{-5} \text{ rad} \ll 15,5 \times 10^{-3} \text{ rad}$
- raggio orizzontale minimo: $4,667 \times 10^5 \text{ m} \gg 1,4 \times 10^4 \text{ m}$
- massima deformazione verticale: $6,99 \text{ mm} \ll 31,3 \text{ mm}$

Le verifiche di stato limite ultimo degli elementi shell sono state effettuate utilizzando il meccanismo resistente a

sandwich (3 strati) di cui quelli esterni demandati all'assorbimento degli sforzi membranali derivanti da flettenti, torcenti e forze membranali e quello centrale all'assorbimento dei tagli fuori dal piano; l'elevata mole di risultati per ogni combinazione delle azioni ha richiesto la costruzione delle mappature delle armature e delle tensioni nel calcestruzzo rilevate per ciascun elemento, nella combinazione per esso più severa. Anche per gli archi, dato il numero elevato di combinazioni da considerare, sono state usate delle mappature delle sollecitazioni agenti (pressoflessione deviata e taglio bidirezionale) tracciate all'interno dei rispettivi domini resistenti.

Agli effetti del rischio di instabilità degli archi sono stati considerati i primi due modi di buckling, di cui il primo per carico simmetrico ed il secondo per carico dissimetrico in direzione longitudinale; i moltiplicatori critici di collasso, valutati con le rigidità attese allo stato limite ultimo, sono risultati rispettivamente pari a 3,29 e 4,99 rispetto alle azioni di combinazione ultima utilizzate in progetto: ciò garantisce ampi margini di sicurezza nei riguardi del collasso per instabilità degli archi.

4. CONCLUSIONI

Il ponte sul Savena della linea AV-AC Bo-Fi costituisce senz'altro un'opera di snellezza inusuale rispetto alle ordinarie tipologie impiegate sulla costruzione di opere ferroviarie. Le modalità operative impiegate durante la sua costruzione, nonché le modalità di controllo specifiche di questo tipo di costruzione, in aggiunta a quelle ordinariamente previste per le opere ferroviarie, hanno consentito di raggiungere i requisiti prestazionali previsti. La moderna concezione delle modalità costruttive impiegate nella realizzazione ha consentito di riportare in primo piano una tipologia costruttiva ormai abbandonata per la complessità del processo costruttivo, con getti completamente realizzati in opera; peraltro, l'impiego di precompressione bidirezionale con postensione, di guaine in HDPE, di iniezione sottovuoto ed isolamento elettrico dei cavi, fornisce a questa opera garanzie di durabilità e contenimento dei costi di manutenzione certamente non raggiungibili con altre tecnologie. Si può pertanto affermare che l'opera abbia pienamente risposto, con un corretto conceptual design, alle esigenze prestazionali richieste.

VIADOTTO ASSE MEDIANO SISTEMA DI ISOLAMENTO SISMICO PER IL NUOVO CAVALCAFERROVIA POSTO IN CORRISPONDENZA DELLA STAZIONE A.V. CAMPANIA AFRAGOLA

Gabriele Nati¹, Andrea Polli¹, Tommaso Puopolo², Eugenio F. Mancinelli²

1 Società Italiane per Condotte d'Acqua, Roma

2 SEIPRO – SErvizi per l'Ingegneria e PROgettazioni s.r.l., Roma

SOMMARIO

Nell'ambito dei lavori di costruzione della linea A.V. Roma – Napoli, si è reso necessario sostituire, nel tratto tra Acerra ed Afragola, il rilevato di un'importante arteria stradale denominata Asse Mediano con un viadotto di scavalco della nuova linea A.V.

Il viadotto, di lunghezza complessiva 505.40 m, è costituito da tre impalcati separati da giunti in ragione delle differenti tecniche di protezione sismica adottate. Per l'impalcato a due campate di scavalco della linea A.V., secondo le prescrizioni ITALFERR, è stata utilizzata la tecnica costruttiva convenzionale, mentre per le restanti parti, rispettivamente a 5 e 6 campate, è stata utilizzata la tecnica di protezione passiva mediante isolamento sismico.

SUMMARY

During the building of the High Speed railway Roma-Napoli, was necessary to substitute the existing embankment, between Acerra and Afragola, of an important road named Asse Mediano by means of a viaduct to overpass the new High Speed railway.

The viaduct total length is 505.40 m, and is subdivided in three parts due to the different seismic protection technique used. The two span viaduct that overpass the new High Speed railway is designed with conventional seismic protection technique as prescribed by the ITALFERR building code. The other two parts, consist respectively in 5 and 6 span, is designed using the seismic base isolation technique.

1. INTRODUZIONE

Il nuovo viadotto si è reso necessario per consentire la penetrazione alla stazione di Napoli della Lina A.V. e conservare l'importante arteria stradale, denominata "Asse Mediano", nel tratto compreso tra i comuni di Acerra ed Afragola. L'area nella quale ricade l'opera è classificata, dalla vigente normativa sismica, come zona di 2° categoria.

La piattaforma dell'arteria stradale è sostenuta da due viadotti identici, disposti affiancati, uno per senso di marcia; l'impalcato di ciascun viadotto è suddiviso in tre parti separati da giunti sismici.

Al fine di conseguire un maggior livello di protezione sismica dei viadotti è stato adottato un sistema di protezione sismica di tipo passivo costituito da una opportuna combinazione di isolatori a scorrimento e dispositivi in neoprene armato ad elevato smorzamento. Solo per il breve tratto di viadotto posto sulla linea A.V., nel rispetto delle specifiche di progettazione ITALFERR, sono stati utilizzati dispositivi di appoggio di tipo convenzionale. Nella successiva Figura 1 è mostrata la planimetria dell'opera.

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto della singola carreggiata è costituito da tre impalcati separati da giunti ed è poggiato su due spalle e 12 pile. Le pile **P1**, **P2**, **P3**, **P4**, **P8**, **P9**, **P10**, **P11** e **P12** sostengono gli impalcati dotati di sistema di isolamento sismico, la pila **P6** è dedicata solo all'impalcato centrale che costituisce l'opera di scavalco della linea A.V. mentre le pile **P5** e **P7** sono denominate pile di transizione. Le pile di transizione sono state considerate, secondo l'ipotesi più cautelativa, come appartenenti al viadotto dotato di isolamento sismico.

Il primo impalcato (lunghezza totale 202.9 m tra gli assi appoggi) corre dalla spalla **SPA** alla pila **P5** ed è composto da 5 campate di luci pari a 31.7 m, 49.0 m, 44.5 m, 44.5 m e 33.2 m.

Il secondo impalcato, di scavalco della linea AV (lunghezza totale 50.9 m tra gli assi appoggi), è costituito da due campate di luci 25.45 m.

Il terzo impalcato (lunghezza totale 248.4 m tra gli assi appoggi) corre dalla pila **P7** alla spalla **SPB** ed è composto da 6 campate di luci pari a 34.2 m, 44.5 m, 44.5 m, 44.5 m, 49.0 m e 31.7 m.



Figura 1 – Viadotto Mediano - planimetria

1.2 L'impalcato

L'impalcato, di larghezza costante pari a 17.25 m è realizzato con un sistema misto acciaio calcestruzzo con soletta di spessore 25 cm solidarizzata a 6 travi ad altezza variabile da 1.1 m a 2.0 m per le campate di estremità, 2.0 m costante per le campate interne e 1.10 m per le campate di scavalco della linea A.V.



Figura 2 – Viadotto in fase di costruzione

1.3 Le pile

Come richiesto dal committente, particolare cura è stata posta nella scelta della forma delle pile che in relazione alla loro modesta altezza ed alla elevata larghezza dell'impalcato risultano gradevoli. Inoltre, il ridotto ingombro trasversale del fusto e delle fondazioni delle pile ha consentito di disporre le stesse secondo un allineamento in retto nonostante l'angolo di intersezione obliquo (circa 8°) formato dall'asse dei viadotti con la linea AV.

Le pile, di altezza compresa tra 7.50 m e 10.05 m, presentano una configurazione geometrica ad "Y" con un fusto pressoché rettangolare avente dimensioni B, misurata parallelamente all'asse dell'impalcato, pari a 2.0 m ed L ,

misurata perpendicolarmente all'asse dell'impalcato, pari a 7.0 m; sul fusto insistono due "braccia" inclinate di circa 10° rispetto all'asse verticale.

Le dimensioni della sezione delle "braccia" sono: 2.0 m x 2.64 m, misurati in direzione rispettivamente parallela e perpendicolare all'asse dell'impalcato.

Il pulvino ha larghezza 16.2 m , altezza massima 2.0 m, altezza minima 1.0 m e dimensione parallela all'asse dell'impalcato pari a 2.5 m; per le pile 5 e 7, la larghezza del pulvino è pari a 3.3 m.

Le fondazioni delle pile sono costituite da plinti di dimensioni 11.10x6.60x2.50 m, dotati rispettivamente di 5 pali per le pile 5-6-7, e 6 pali per le restanti. I pali di diametro 1500 mm hanno lunghezza variabile in relazione allo stato di sollecitazione.

Nelle successive figure 3, 4 e 5 sono riportate la sezione trasversale dei viadotti affiancati, e due foto delle pile in fase di costruzione.

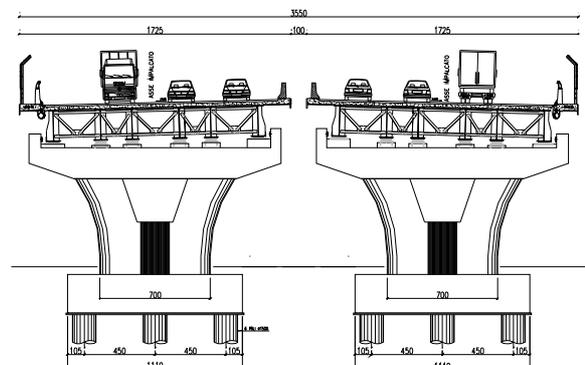


Figura 3 – Sezione trasversale



Figura 4 – Pile in fase di costruzione



Figura 5 – Pile in fase di costruzione

1.4 Le spalle

Le spalle sono di tipo chiuso con 2 muri andatori di spessore costante pari ad 1.0m ed un muro di testata avente spessore costante pari a 1.9m. La fondazione è costituita da una zattera di dimensioni 19.20x14.25x2..5 m su 20 pali di diametro 150mm.

Al di sopra del muro di testata è presente un muro paraghiaia di spessore $s=0.4$ m ed altezza variabile.

Nelle successive figure 6, 7 e 8, sono riportate rispettivamente il prospetto frontale, la sezione e la pianta della spalla lato Afragola.

L'altezza massima dei muri di testata, misurata rispetto all'estradosso della zattera di fondazione, risulta pari a 8.95 m per le spalle lato Afragola e 9.74 m per le spalle lato Acerra.

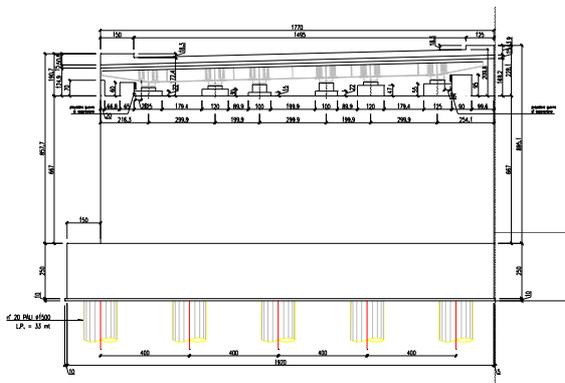


Figura 6 – Spalla Afragola – prospetto frontale

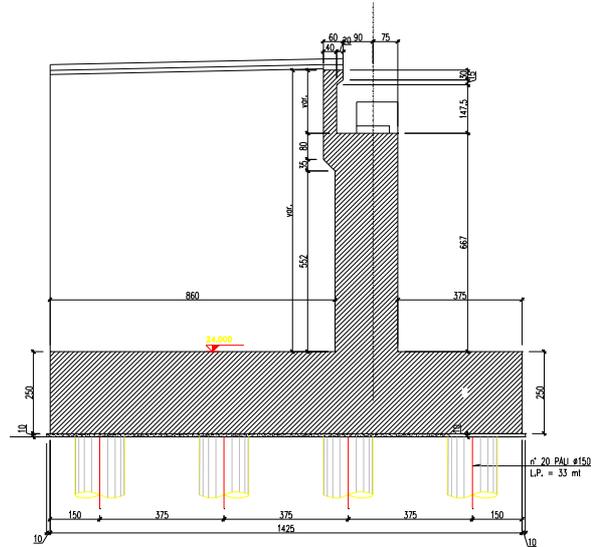


Figura 7 – Spalla Afragola – Sezione longitudinale

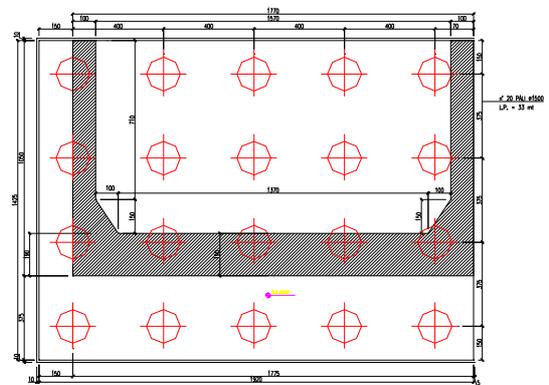


Figura 8 – Spalla Afragola – pianta

1.5 I dispositivi di appoggio ed isolamento

Lo schema distributivo degli appoggi prevede:

per gli impalcati dotati di isolamento sismico:

- sulle spalle e sulle pile di transizione (P5,P7)
- appoggi multidirezionali per le 4 travi più esterne
- appoggi unidirezionali longitudinali in neoprene per le due travi centrali
- sulle pile intermedie
- appoggi multidirezionali in neoprene per le 2 travi più esterne
- appoggi in neoprene per le quattro travi centrali

per l'impalcato convenzionale di scavalco della linea AV:

- sulle pile di transizione (P5,P7)
- appoggi multidirezionali per 5 travi
- appoggi unidirezionali longitudinali per 1 trave

- sulla pila 6
- appoggi multidirezionali per le 4 travi più esterne
- appoggi fissi per le due travi centrali

tale distribuzione degli appoggi consente di minimizzare le azioni trasmesse alle spalle ed alle pile di transizione, limitandole alle sole componenti trasversali.

Il sistema di isolamento risulta costituito da appoggi in neoprene armato dotati di rigidità $K = 2200 \text{ KN/m}$, e smorzamento viscoso equivalente $\xi = 10 \%$ e di dispositivi di appoggio in acciaio teflon.

In relazione allo stato di sollecitazione sono stati previsti due tipi di isolatori, realizzati con strati di neoprene, di durezza shore 50 con modulo $G_{din} = 0.8 \text{ Mpa}$, di spessore 5mm. Il tipo A, posto sulle due travi centrali in corrispondenza delle spalle, ha dimensioni in pianta 570x600 mm, consta di 23 strati ed è dotato di una superficie di scorrimento in acciaio teflon in direzione longitudinale. Il tipo B, posto sulle quattro travi interne su tutte le pile, ha dimensioni in pianta 570x650 mm, consta di 25 strati.

Lo spostamento massimo di progetto d_2 è pari a 209 mm.

Complessivamente, per ciascun viadotto sono stati utilizzati 36 isolatori in neoprene tipo B, 8 isolatori in neoprene con superficie di scorrimento acciaio teflon in direzione longitudinale tipo A e 34 dispositivi di appoggio multidirezionali in acciaio teflon.

2. DESCRIZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO

Il viadotto è stato modellato ed analizzato mediante il codice di calcolo SAP2000. Il modello è rappresentativo dell'intera struttura e particolare cura è stata posta nella modellazione delle pile e dei dispositivi di appoggio e di isolamento.

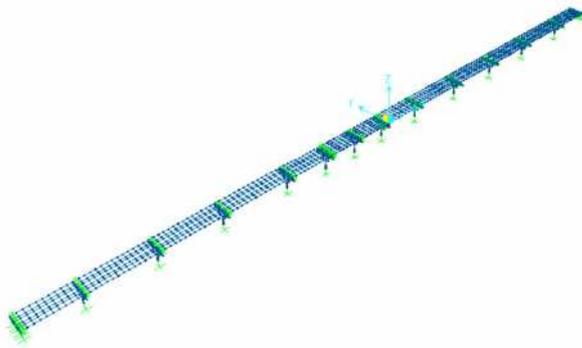


Figura 9 - Modello di calcolo – vista d'insieme

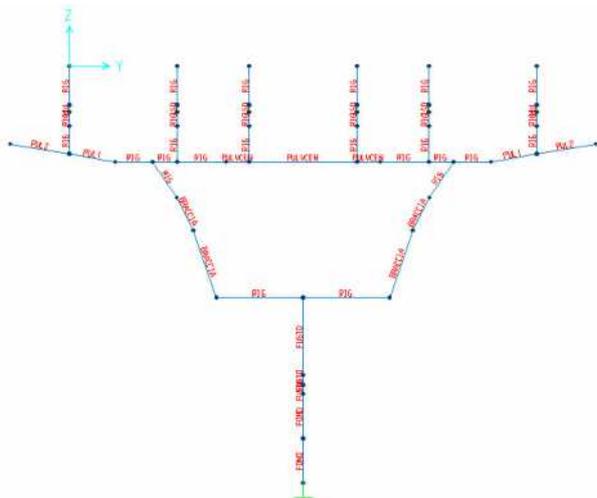


Figura 10 - Modello di calcolo – pila tipo

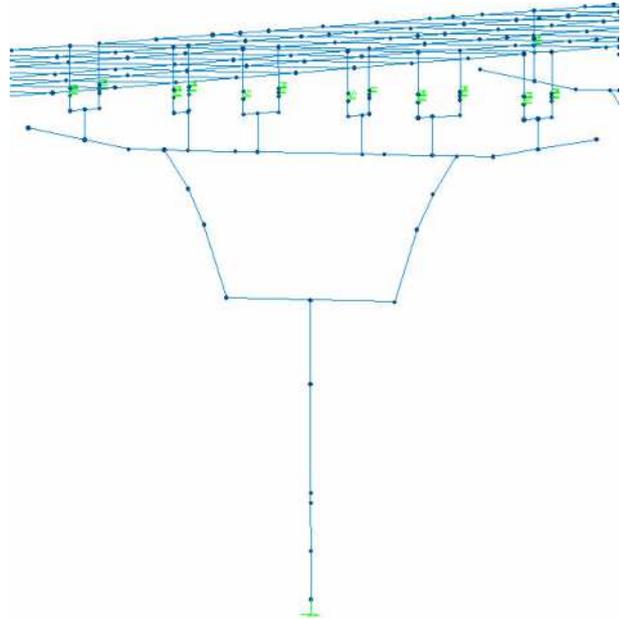


Figura 11 - Modello di calcolo – dettaglio modellazione appoggi su pila di transizione

L'analisi delle sollecitazioni indotte dal sisma sulle sottostrutture, è stata effettuata un'analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico dell'intera struttura considerando lo spettro (terreno B) descritto nelle "LINEE GUIDA PER PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DI STRUTTURE ISOLATE DAL SISMA ('98) ed utilizzando i parametri sismici riportati nel seguito.

$$\begin{aligned}
 I &= 1.0 \\
 a_g/g &= 0.25 \text{ (sisma orizzontale)} \\
 a_g/g &= 0.7 \times 0.25 \text{ (sisma verticale)} \\
 \text{TIPO DI TERRENO} &= \text{terreno tipo "B"} \\
 \xi &= 5 \% \text{ per periodi al disotto di } 0.8 T_{iso} \\
 \xi_{iso} &= 10 \% \text{ Per } T \text{ maggiore di } 0.8 T_{iso}
 \end{aligned}$$

Gli spettri normalizzati, dell'accelerazione in direzione orizzontale e verticale sono riportati nelle successive figure 12 e 13.

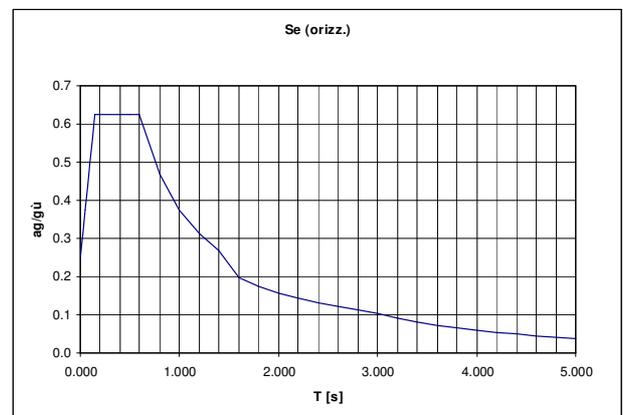


Figura 12 - Spettro normalizzato delle accelerazioni orizzontali

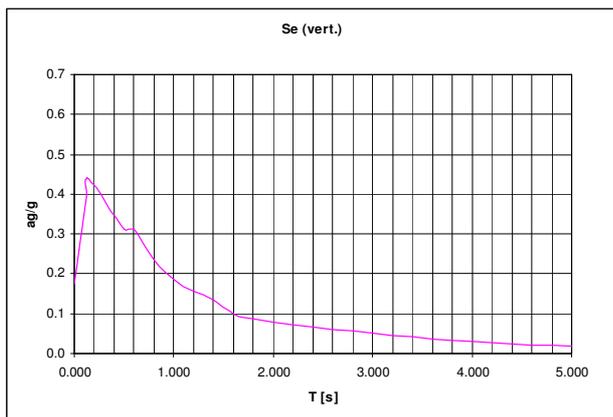


Figura 13 - Spettro normalizzato delle accelerazioni verticali.

Per la determinazione delle azioni sulle sottostrutture, in accordo con le prescrizioni di norma, gli spettri delle accelerazioni, nel campo dei periodi della struttura isolata, sono stati incrementati del coefficiente di sicurezza 1.35.

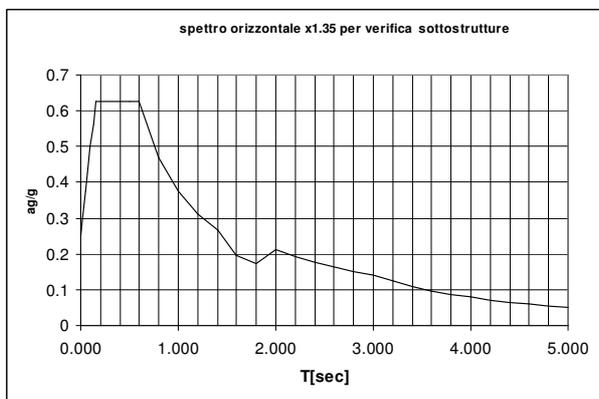


Figura 14- Spettro normalizzato delle accelerazioni per sottostrutture.

3. RISULTATI DELLE ANALISI

Per la valutazione degli effetti prodotti dall'azione sismica, è stata effettuata un'analisi dinamica considerando 200 modi propri.

Nelle successive figure sono riportate le forme modali significative ed i relativi periodi propri per i diversi impalcati.

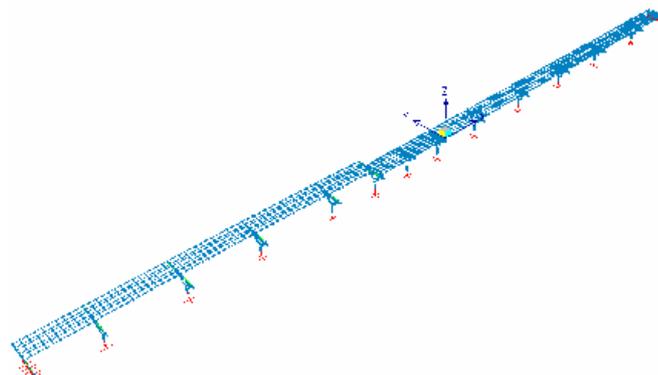


Figura 16 - 1° modo trasversale viadotto da spalla A a pila 5
T= 2.06 sec

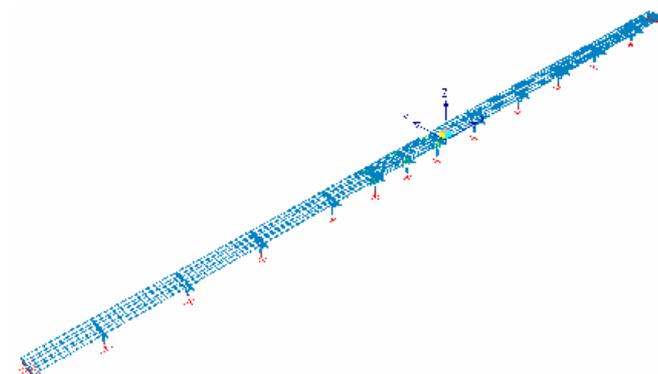


Figura 17- 1° modo longitudinale cavalcaferrovia da pila 5 a pila 7
T= 0.72 sec

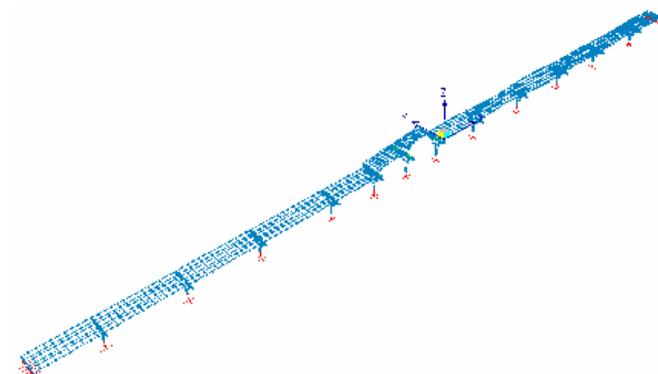


Figura 18 - 1° modo trasversale cavalcaferrovia da pila 5 a pila 7
T= 0.36 sec

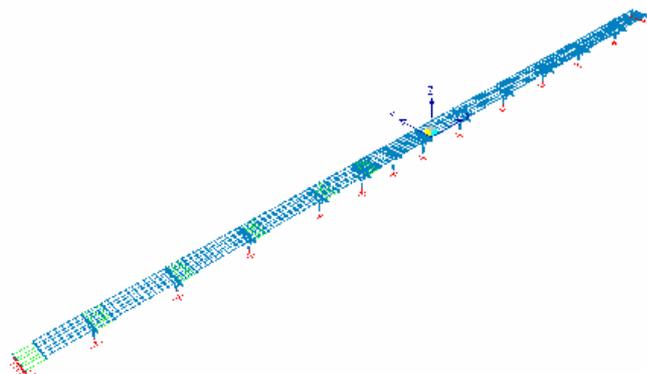


Figura 15 1° modo longitudinale viadotto da spalla A a pila 5
T= 2.31 sec

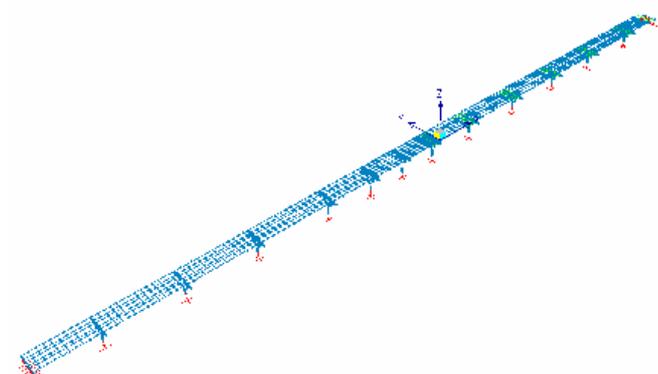


Figura 19 1° modo longitudinale viadotto da pila 7 a spalla B 5
T= 2.27 sec

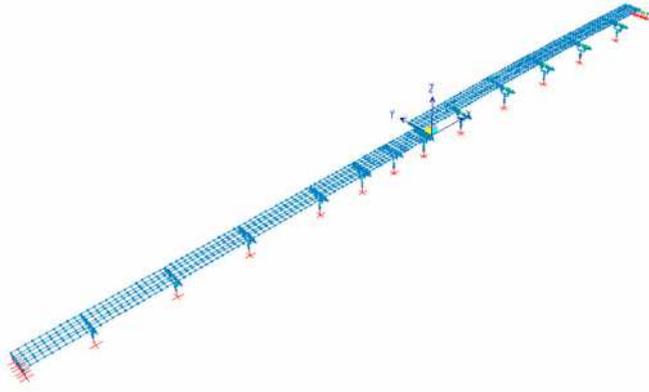


Figura 20 - 1° modo trasversale viadotto da pila 7 a spalla B 5

$T = 2.07 \text{ sec}$

La differente rigidezza del sistema di isolamento, in direzione longitudinale e trasversale, associata agli isolatori con superficie di scorrimento in direzione longitudinale disposti sulle spalle e sulle pile di transizione trova riscontro in una variazione del periodo proprio tra le due direzioni longitudinale e trasversale. I periodi fondamentali, dei due viadotti dotati di isolamento, sono, peraltro, sostanzialmente identici, grazie alla regolarità della suddivisione delle campate.

4. CONCLUSIONI

Il sistema di isolamento sismico, adottato consente di distribuire le azioni sismiche in maniera pressoché uniforme sulle pile, di diversa altezza, e di limitare le azioni sulle spalle, e sulle pile di transizione alle sole componenti trasversali, ovvero nella direzione di maggior rigidezza e resistenza conseguibile.

Attraverso un allungamento del periodo proprio si porta la struttura in un campo di accelerazioni decisamente più basso di quello di una struttura convenzionale e di entità tale da consentire la progettazione in campo elastico delle sottostrutture e delle fondazioni, elevando così il livello di protezione sismica del viadotto.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CONSIGLIO SUPERIORE DEI LL.PP.– (1998), Linee guida per progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma, Ministero LL.PP. Roma.

S.S. N° 87 BIS – VIADOTTO REGI LAGNI ABBASSAMENTO DELLA LIVELLETTA STRADALE

Gabriele Nati ¹, Andrea Polli ¹, Sergio Tremi Proietti ², Ruggero Gigli ³, Luigi Massa ³

¹ SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A., Ente Progettazione e Servizi Tecnici

² SEICO srl, Società di Ingegneria e Consulenza – Roma

³ TIS S.p.A. Tecniche Idraulico Stradali

SOMMARIO

La memoria illustra le fasi operative dell'abbassamento della livelletta del viadotto "Regi Lagni", con taglio e accorciamento del fusto delle pile, per ottenere il franco minimo di 5.25 m rispetto al sovrastante viadotto della linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli, nei pressi del Comune di Caivano. Viene, inoltre, illustrato il progetto di adeguamento sismico del viadotto "Regi Lagni", dovuto alla recente riqualificazione sismica del sito dalla zona 3^a alla 2^a, che consiste nel progetto di un nuovo sistema vincolare.

SUMMARY

The paper describes the operational phases for lowering the "Regi Lagni" viaduct, through the piers cutting, in order to achieve the minimum distance of 5.25 m from an overpass viaduct of the new high-speed double-track railway line connecting Rome to Naples, near Caivano. Moreover, the seismic upgrade of the "Regi Lagni" viaduct, by means of a new bearing system is described, which complies with the recently increased seismic intensity at the site from 3rd to 2nd zone.

1. PREMESSA

Il Comune di Caivano, in sede di Conferenza dei Servizi, al fine di ridurre l'impatto ambientale della linea ferroviaria A.V. Roma-Napoli, ne richiese l'abbassamento della livelletta rispetto al progetto originario, con conseguente analogo abbassamento del sottostante viadotto "Regi Lagni" (Fig. 1) della SS n° 87 bis, per mantenere il franco stradale minimo di 5.25 m (Fig. 2).

L'abbassamento della livelletta del viadotto "Regi Lagni",

costituito da 19 impalcati poggianti su 18 pile e 2 spalle, a partire dalla pila n. 4 alla spalla terminale, ha interessato 15 pile ed una spalla, con accorciamenti graduali che raggiungono il massimo di 2.12 m sulla pila n° 15.

Si è proceduto, inoltre, all'adeguamento sismico del viadotto, agendo sul sistema vincolare con una soluzione ibrida che consiste nell'accoppiamento di isolatori con dispositivi elastoplastici.

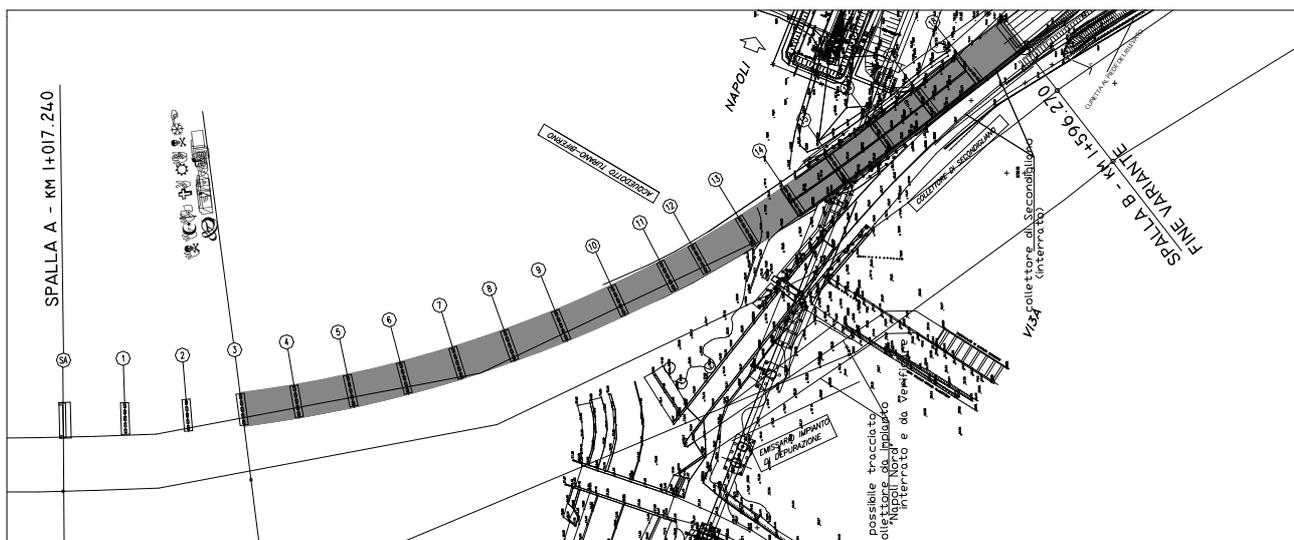


Figura 1 – Planimetria generale



Figura 2 – Interferenza tra il viadotto "Regi Lagni" e il sovrastante viadotto della linea A.V.

Questa soluzione ha consentito di mantenere lo stato di sollecitazione agente sulle pile e sulle fondazioni sempre al disotto dei valori di progetto assunti all'epoca della costruzione che risale al 1990.

2. FASI COSTRUTTIVE

L'intervento è stato eseguito per fasi, agendo una sola volta per ogni pila – ciascuna costituita da cinque piedritti collegati in sommità da un pulvino – con le modalità di seguito riportate.

2.1 Idrodemolizione delle pile

Le superfici esterne delle pile sono state scarificate mediante idrodemolizione (Fig. 3) per una profondità di 0.15 m e per due fasce, la prima alta 1.00 m a partire da 0.10 m sopra l'estradosso del dado di fondazione, la seconda di 1.00 m a partire dalla sezione di taglio superiore. Tale idrodemolizione è stata eseguita in sicurezza, essendo la pila scarificata verificata per le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti.

2.2 Montaggio delle strutture provvisorie di sostegno

Durante le fasi di taglio e abbassamento, i pulvini e gli impalcati relativi, sono stati sostenuti da dodici martinetti oleodinamici collegati a dodici montanti provvisori di acciaio, disposti in tre gruppi da quattro, per un carico massimo di 1500 kN per ogni montante.

2.3 Taglio delle pile

Le pile sono state tagliate per un'altezza pari all'abbassamento richiesto dalla nuova livelletta stradale.

Il taglio è stato eseguito mediante filo diamantato, per conci di altezza massima di 1.0 m, manovrabili dai mezzi di cantiere, trasferendo tutto il carico ai martinetti (Fig. 4).

In questa situazione, prima di operare il calaggio di una pila per volta, al fine di consentire la rotazione degli impalcati adiacenti, si è proceduto alla sostituzione degli appoggi di neoprene esistenti, con dispositivi in grado di consentire rotazioni fino al 7%, nonché alla demolizione delle testate delle solette interferenti.

2.4 Abbassamento del pulvino

In sommità, i montanti della struttura provvisoria di sostegno sono stati prolungati con un sistema di baggioli, dell'altezza di 0.20 m, sovrapposti e messi in sicurezza con



Figura 3 – Idrodemolizione delle pile



Figura 4 – Taglio delle pile e rimozione dei blocchi tagliati



Figura 5 – Impalcato prima dell'abbassamento

bullonature, per permettere il calaggio a riprese di 0.20 m, fino alla misura di progetto (Fig. 5).

Il sistema oleodinamico di calaggio si componeva dei seguenti elementi:

- Una centralina oleodinamica operante alla pressione massima di 700 bar.
- Un sistema di 12 martinetti collegati, in due gruppi di 6 posti in parallelo, con una corsa utile di 0.30 m (calaggio di 0.20 m).
- Un sistema di sicurezza per il blocco contemporaneo dei 12 martinetti nel caso di perdita di pressione (rottura di tubi).
- Un software di controllo di carichi e spostamenti.



Figura 6 – Impalcato dopo l'abbassamento di una pila

A calaggio ultimato, gli elementi di pila tagliati rimanevano distanziati di 0.05 m con interposte piastre di acciaio di spessoramento (Fig. 6).

2.5 Ripristino delle armature

I ferri di armatura messi a nudo dalla idrodemolizione, per un tratto di m 1.00+1.00 a cavallo del taglio, sono stati ripristinati per sovrapposizione di barre verticali e raddoppio delle staffe (Fig. 7).

2.6 Getto di completamento

Dopo il montaggio di casseformi modulari sagomate come la sezione della pila (Fig. 8), è stato eseguito in 3 fasi un getto di incamiciatura per l'altezza delle zone idrodemolite (2.00 m):

- m 1.00 con betoncino autocompattante ($R_{ck} > 35$ MPa)
- m 0.05 (interfaccia tra i tagli) con malta a ritiro compensato ($R_{ck} > 35$ MPa)
- m 1.00 con betoncino autocompattante ($R_{ck} > 35$ MPa)

2.7 Messa in opera degli appoggi definitivi

Ripristinata la continuità delle pile, dopo l'abbassamento, sono stati eseguiti i sollevamenti delle testate degli impalcati per l'inserimento degli appoggi definitivi (Fig. 9).

3. ADEGUAMENTO SISMICO

3.1 Caratteristiche viadotto Regi Lagni

- N° 19 campate isostatiche di luce diversa (1x33.5, 2x34.5, 14x30.5, 1x20.0, 1x29.5), con andamento planimetrico in curva, per una lunghezza complessiva di 579.00 m.
- Sistema vincolare costituito da appoggi in gomma a bassa deformabilità orizzontale.
- Profilo altimetrico, dopo l'abbassamento della livelletta, variabile a debole schiena d'asino con massimo sulle campate 10, 11 e 12.
- Pile a 5 fusti, a pianta pseudorettangolare, affiancati e sormontati da un pulvino prismatico.
- Altezza finale delle pile variabile da un massimo di 10.00 m ad un minimo di 1.50 m.
- Altezza delle spalle, rispettivamente, di 6.00 m e 3.00 m.
- Forze di taglio massime in testa pila variabili da un minimo di 400 KN, per la più alta (pila 9), ad un massimo di 800 KN per quelle di altezza uguale o minore di 5.00 m.



Figura 7 – Ripristino dell'armatura di una pila



Figura 8 – Casseratura e getto di completamento di una pila



Figura 9 – Montaggio dei nuovi appoggi antisismici

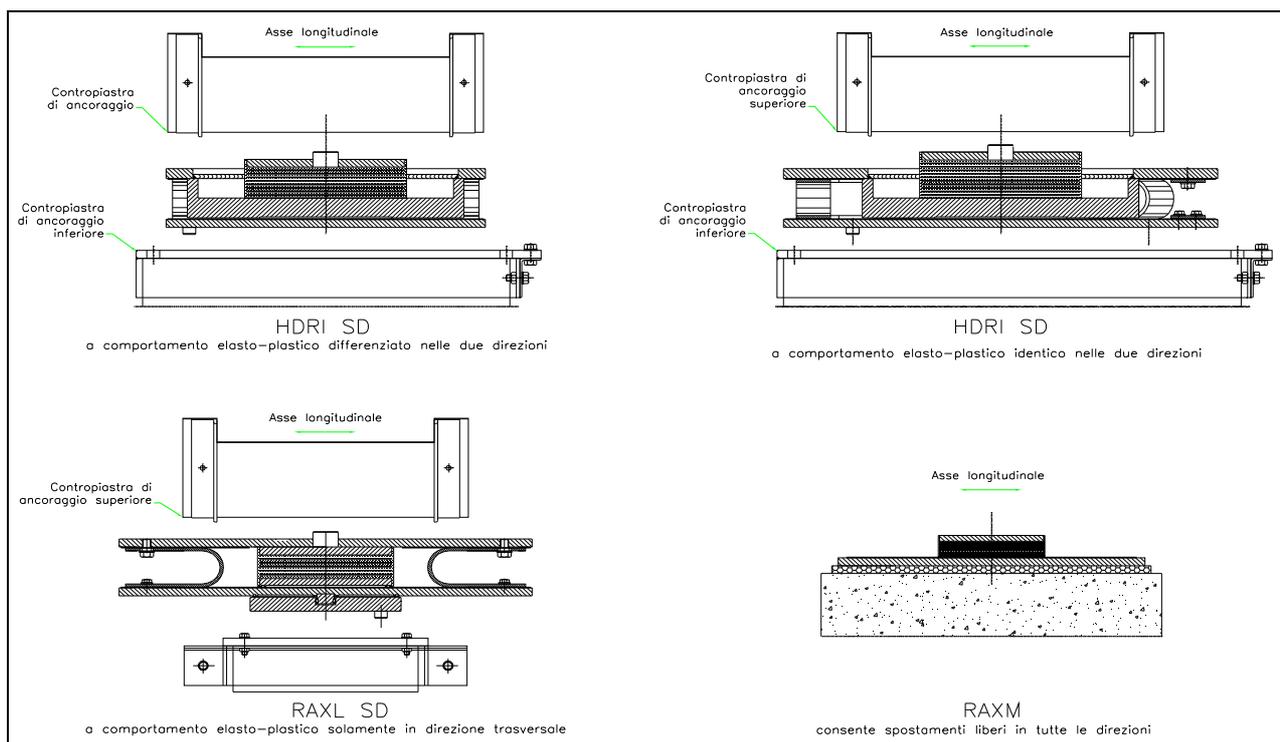


Figura 11 – Tipologia dei dispositivi di vincolo

appoggio elastoplastico (Figg. 10, 11).

Il dispositivo in gomma è stato calibrato con una rigidità tale da comportare una risposta elastica di tutto il sistema strutturale per i terremoti frequenti (SLD), ovvero al limite elastico dei dispositivi elastoplastici in acciaio. Nell'eventualità di sisma raro (SLU), la reazione elastica degli isolatori in gomma, raggiungendo il limite di plasticizzazione dei sottostanti dispositivi, attiva la deformazione plastica di questi limitando l'incremento dell'azione in testa pila che rimane in campo elastico.

Le soglie dei dispositivi sono state tarate in funzione della resistenza delle pile che varia linearmente con l'altezza. Per le pile più alte ($h=10.00$ m) la massima azione sismica orizzontale trasmessa dall'impalcato, come già accennato, è pari a 400 kN mentre per quelle più basse e rigide ($h=5.00$ m) risulta pari a 800 kN.

3.5 Metodo di analisi

Si è fatto ricorso all'analisi dinamica non lineare, in accordo con l'Ordinanza 3274, in quanto l'utilizzo di elementi elasto-plastici preclude ogni possibilità di considerare la risposta della struttura solamente in campo lineare per le forti escursioni in campo plastico, sotto sisma, che condizionano fortemente con la loro soglia la risposta strutturale.

Avendo utilizzato un modello spaziale della struttura, la normativa prevede per questo tipo di analisi la generazione di tre gruppi di accelerogrammi spettrocompatibili (Fig. 12), ognuno composto da 1 accelerogramma in direzione x e 1 in direzione y.

Questi accelerogrammi devono essere diversi e agenti contemporaneamente nelle 2 direzioni principali della struttura.

L'analisi è stata condotta in campo non lineare, con integrazione al passo, e gli effetti massimi (sollecitazioni e spostamenti) sono stati valutati assumendo il valore ottenuto come media degli effetti più sfavorevoli registrati con ciascuna tripletta di accelerogrammi.

3.6 Input sismico

- zona sismica 2^a
- accelerazione di picco 0.25 g
- suolo tipo B $\rightarrow S = 1.25$
- fattore di importanza $\gamma_i=1.3$

Sono stati generati 6 accelerogrammi artificiali in direzione orizzontale, ricavati dallo spettro elastico di riferimento, con durata di sec. 25.68, di cui il tratto crescente è di sec. 4.67, la parte stazionaria di sec. 17.5 e la parte decrescente di sec. 3.5.

La verifica di coerenza degli accelerogrammi con lo spettro elastico di normativa è stata eseguita confrontando la media delle ordinate spettrali ottenute dai diversi accelerogrammi con il rispettivo valore dello spettro elastico di partenza, con un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente pari al 5%.

Il confronto eseguito mostra che, la media delle ordinate spettrali non presenta uno scarto in difetto superiore al 10% per intervalli di periodi tra sec. 0.15 e sec. 2.00.

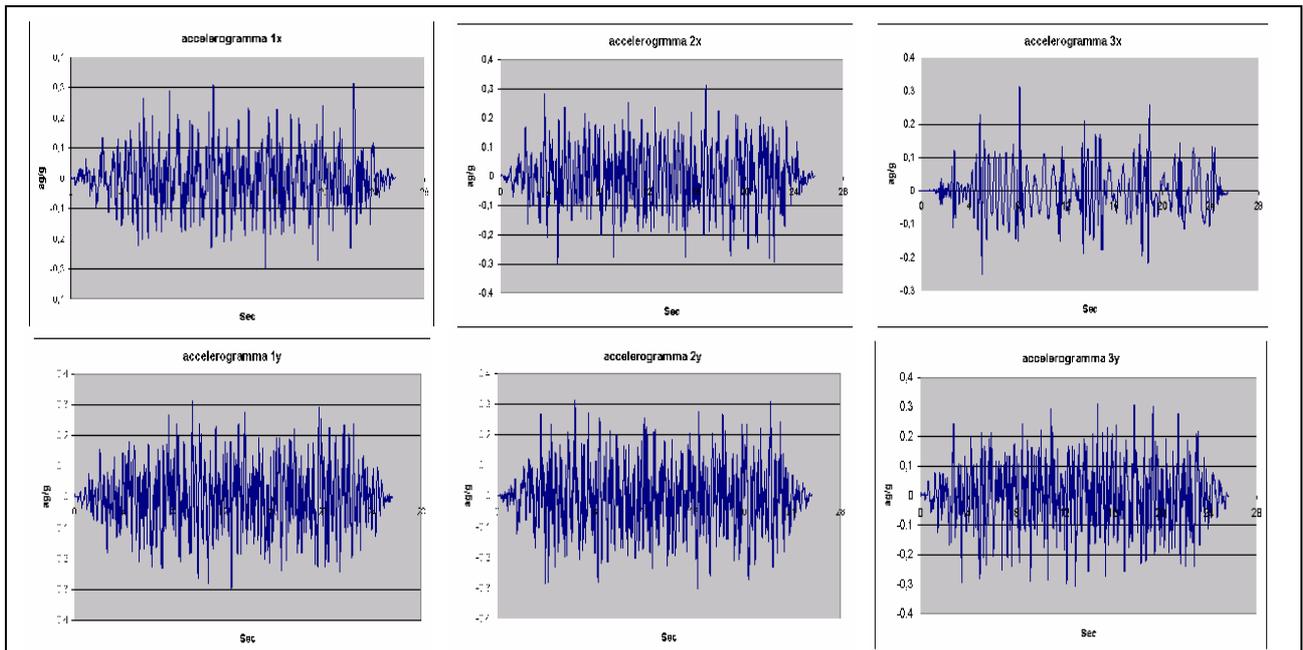


Figura 12 – Accelerogrammi generati

3.7 Modellazione

I vari elementi strutturali sono stati modellati (codice di calcolo COSMOS Geostar 2.8) tenendo conto dell'effettiva geometria e delle reali caratteristiche meccaniche ed inerziali (Fig. 13)

Sostanzialmente la modellazione comprende (Fig. 14) i seguenti elementi:

- elemento pila - all'estremità inferiore è possibile registrare i momenti agenti e i carichi assiali durante l'input sismico;
- elemento pulvino - estremità superiore della pila la cui

massa influisce notevolmente sulla risposta dinamica;

- elemento HDRI - dispositivi in gomma dotati di una rigidità elastica;
- elemento ELASTO - PLASTICO - dispositivo a soglia caratterizzato da un comportamento F/d bilineare;
- impalcato - l'elemento beam con il quale è stato modellato l'impalcato arriva fino ai nodi 3 e 8 che sono pertanto i punti di estremità dell'impalcato.

Per comodità di modellazione i dispositivi longitudinali sono stati sovrapposti all'impalcato ma sono comunque

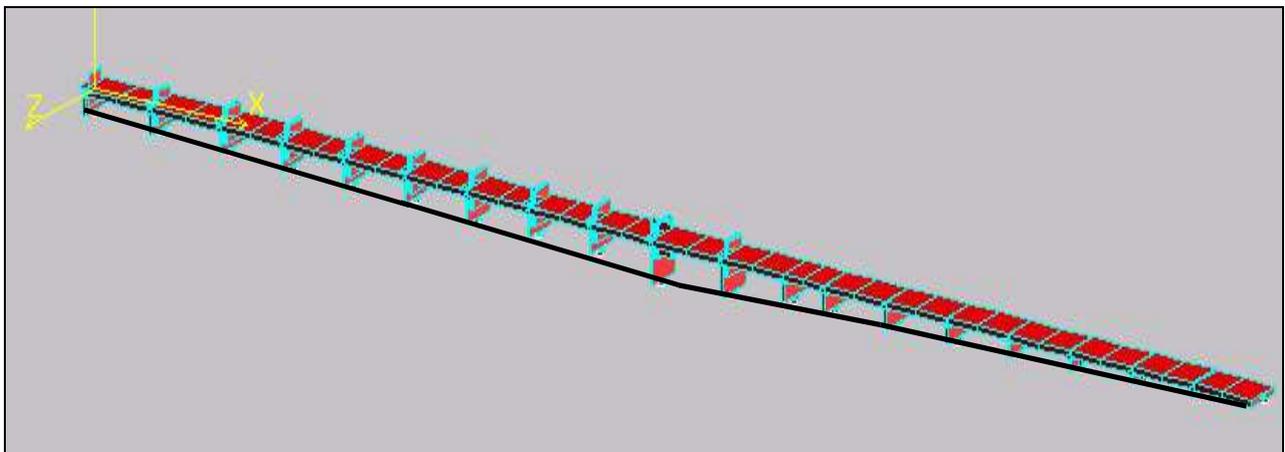


Figura 13 – Vista complessiva del modello matematico del viadotto

elementi distinti.

I nodi 3 e 8, che simulano l'appoggio dell'impalcato sulla pila, sono liberi di muoversi e ruotare in tutte le direzioni eccezion fatta per la rotazione intorno all'asse x.

Il loro spostamento verticale è chiaramente lo stesso del nodo di testa pila in quanto i dispositivi che collegano i nodi sopra citati con quello della testa pila hanno rigidità verticali elevate.

I nodi 1 – 5 – 6 – 10 sono vincolati con dei coupling, in maniera tale da dover subire gli stessi spostamenti della testa pila (nodo master) lungo tutti e tre gli assi coordinati in quanto rappresentano l'interfaccia dispositivi/pila, fisicamente solidali tra loro.

I nodi 2 e 9 invece hanno spostamento libero solamente in direzione x al fine di poter consentire il movimento in serie del dispositivo elasto-plastico + HDRI. Identico discorso vale per i nodi 4 e 7 dove invece lo spostamento libero è solamente quello in direzione z. Ciò consente di determinare le

grandezze di controllo dei dispositivi elasto-plastici (forza, spostamento plastico,...ecc.) sia in direzione longitudinale che trasversale.

Il tipo di modellazione sopra descritto è stato utilizzato per tutte le pile del viadotto ad esclusione della pila 9 che prevede invece longitudinalmente dei carrelli e trasversalmente vincoli elasto-plastici.

L'unica differenza tra una pila e l'altra risiede nelle diverse prestazioni associate ai dispositivi (HDRI e/o EP), quest'ultime ottenute in relazione alle capacità resistenti delle pile (forza massima in testa pila variabile con l'altezza). Sono stati pertanto progettati 6 tipi di allineamenti vincolari con prestazioni differenti, il tutto per ottimizzare il comportamento strutturale durante il sisma.

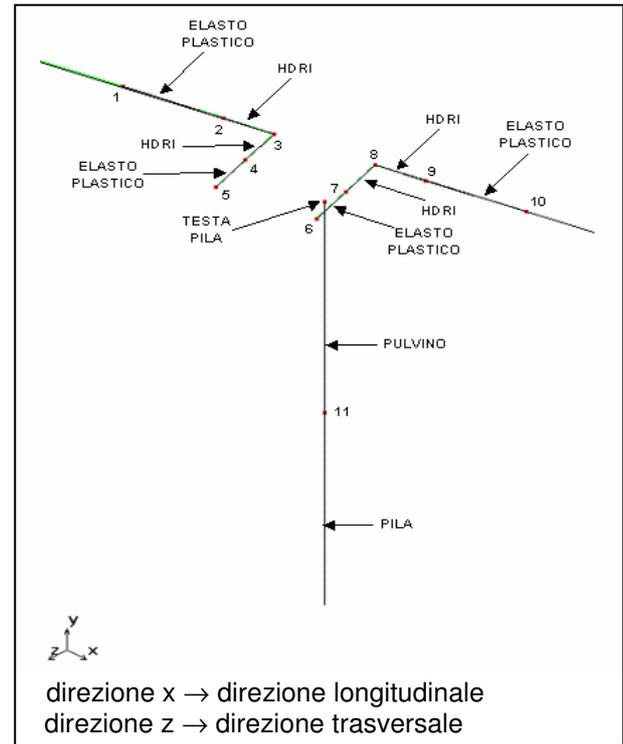


Figura 14 – Elementi del modello matematico

Tabella 1 – Risultati dell'analisi per ogni pila e spalla

	spostamenti (mm)						forze longitudinali max in testa pila (KN)			max. movimento relativo tra gli impalcati (mm)		giunto tipo	varco (mm)
	impalcato		termica		el.plastico		registrate nell'analisi	ammisibili	altezza pila (m)	in chiusura	in apertura		
	min. (all.sx/all.dx)	max. (all.sx/all.dx)	max. all.sx	max. all.dx	max. all.sx	max. all.dx							
sp.1	-141	115	4		67		242	800	0	-141	115	UBK 350	195
Pila1	-141/-135	115/122	4	4.2	67	63	511	650	5.60	-15	30	UBK 50	45
Pila2	-128/-171	136/152	4,2	3,7	63	72	526	650	5.72	-84	64	UBK 160	100
Pila3	-171/-171	153/153	3,7	3,7	71	72	573	650	5.92	-15	15	UBK 50	45
Pila4	-171/-171	153/153	3,7	3,7	71	72	573	650	6.09	-15	15	UBK 50	45
Pila5	-171/-171	153/153	3,7	3,7	72	72	573	650	5.95	-15	15	UBK 50	45
Pila6	-171/-171	153/153	3,7	3,7	72	72	573	600	6.77	-15	15	UBK 50	45
Pila7	-171/-171	153/153	3,7	3,7	72	72	573	600	6.45	-15	15	UBK 50	45
Pila8	-171/-171	153/159	3,7	1,2	72	90	499	600	6.41	-130	170	UBK 350	195
Pila9	-170/-115	158/193	9.0	10.0	0	0	0	400	10.51	-100	160	UBK 350	195
Pila10	-114/-172	193/153	1.2	3.7	105	72	427	470	8.53	-250	120	MBK 400	220
Pila11	-174/-214	153/173	3,7	2,4	76	93	434	650	5.60	-130	175	UBK 350	195
Pila12	-213/-160	173/156	2,4	3,7	92	76	432	700	5.43	-160	120	UBK 350	195
Pila13	-173/-173	154/154	3,7	3,7	76	76	575	700	5.19	-15	15	UBK 50	45
Pila14	-172/-172	153/153	3,7	3,7	73	73	574	800	4.97	-15	15	UBK 50	45
Pila15	-172/-172	153/153	3,7	3,7	72	72	573	800	3.93	-15	15	UBK 50	45
Pila16	-172/-172	153/153	3,7	3,7	72	72	573	800	3.13	-15	15	UBK 50	45
Pila17	-172/-172	153/153	3,7	3,7	72	72	573	800	1.94	-15	15	UBK 50	45
Pila18	-169/-163	167/151	3,7	3,5	68	66	539	800	1.37	-60	80	UBK 160	100
sp.2	-163	150	3,5		69		272	800	0	-163	150	UBK 350	195

3.8 Risultati dell'analisi

Per ogni gruppo di accelerogrammi (n. 3 coppie) sono state eseguite le seguenti operazioni:

- controllo passo – passo dei valori delle forze in testa pila: verifica della soglia massima;
- controllo passo – passo di tutti gli spostamenti relativi di giunto (impalcato-impalcato) con implementazione delle massime escursioni termiche di campata (± 25 °C);
- entità dell'escursione plastica dei dispositivi di vincolo allo SLD ed allo SLU.

Il risultato delle analisi effettuate ha fornito valori dello spostamento massimo allo SLU pari a circa 0.22 m e della forza massima in testa pila pari a 285 kN, mentre allo SLD si registrano valori dello spostamento massimo pari a circa 0.085 m e una forza massima pari a circa 215 kN; in particolare si registra uno spostamento residuo medio (calcolato come spostamento nel ramo di scarico nel ciclo di massima ampiezza) dei dispositivi elastoplastici compatibile con quanto previsto dall'Ordinanza (lo spostamento corrispondente all'azzeramento della forza nel ramo di scarico del ciclo di massima ampiezza forza-spostamento del sistema di isolamento deve essere inferiore a 10 mm).

In questo modo è possibile garantire il corretto funzionamento del dispositivo per terremoti futuri dal momento che allo SLD è stato sollecitato senza impegnare eccessivamente le proprie capacità deformative.

Sulle pile più alte, allo SLU, sono state registrate forze massime in testa pila compatibili e congruenti con le capacità resistenti delle pile stesse (variabili secondo l'altezza).

I risultati ottenuti per ogni pila e spalla sono riportati in Tabella 1.

4. CONCLUSIONI

La realizzazione della linea A.V. Roma-Napoli, che nei pressi del Comune di Caivano corre in viadotto lasciando un franco non compatibile con il sottostante viadotto "Regi Lagni" della SS. 87 bis, ha comportato l'abbassamento della livelletta della Strada Statale.

E' stato, quindi, necessario procedere al taglio ed all'accorciamento delle pile del viadotto "Regi Lagni", con una tecnica operativa calibrata sulla morfologia peculiare delle pile stesse.

La recente riqualificazione sismica del sito dalla zona 3a alla zona 2a, inoltre, ha richiesto un intervento di adeguamento sismico del viadotto "Regi Lagni".

L'adeguamento è stato ottenuto sostituendo il sistema vincolare originario con una soluzione ibrida che accoppia apparecchi d'appoggio elastoplastici, senza modificare le capacità prestazionali delle pile, delle spalle e, soprattutto, delle fondazioni su pali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] WAKABAYASHI, M. - 1989
Progettazione di strutture antisismiche, McGraw-Hill, Libri Italia srl, Milano.
- [2] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J. - 1993
Dynamics of structures, McGraw-Hill, New York, 634
- [3] DOLCE M., FILARDI B., MARNETTO R., NIGRO D., - 1996
Experimental tests and application of a new biaxial elastoplastic device for the passive control of structure, 4th congress Sacramento (USA).
- [4] O'KELLY, M.E., - 1997
Earthquake resistance design with rubber. Springer Verlag, London.
- [5] BOWLES, J.E., - 1998
Fondazioni, progetto e analisi. McGraw-Hill, Milano.
- [6] CAROTTI A., LATELLA M.V. - 1999
Tecniche innovative in ingegneria antisismica e del vento. Pitagora Editrice, Bologna.
- [7] CASTELLANI A., FACCIOLI E. - 2000
Costruzioni in zona sismica. Hoepli Editore, Milano.
- [8] MUSCOLINO G. - 2001
Dinamica delle strutture. McGraw-Hill, Milano.
- [9] PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI - 2003, ORDINANZA DEL 20/03/2003 N. 3273
Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica. Supplemento Ordinario G.U. del 08/05/2003, n. 105.
- [10] ROSSETTI, V.A. - 2003
Il calcestruzzo, materiali e tecnologia. McGraw-Hill, Milano.

LA GALLERIA “SANTA CHIARA” SULLA LINEA A.V. ROMA NAPOLI

Gabriele Nati ¹, Andrea Polli ¹, Paolo Maria Zanetti ²

¹ SOCIETÀ ITALIANA PER CONDOTTE D'ACQUA S.p.A., Ente Progettazione e Servizi Tecnici

² SEICO srl, Società di Ingegneria e Consulenza - Roma

SOMMARIO

Nel comune di Afragola la linea Alta Velocità Roma-Napoli, al fine di contenere l'impatto sul tessuto urbano esistente, attraversa in galleria artificiale la zona compresa tra il quartiere San Marco e l'Autostrada A16 Napoli-Bari.

La memoria illustra le tematiche strutturali e costruttive della galleria artificiale.

SUMMARY

In the town of Afragola the Rome-Naples High-Speed line, in order to lessen to existing urban fabric, crosses in in cut-and-cover tunnel the area lying between district and the Naples-Bari motorway A16.

1. PREMESSA

La realizzazione della linea Alta Velocità trova forti condizionamenti nelle aree di penetrazione urbana, dove l'impatto ambientale, in zone fortemente urbanizzate, assume carattere decisivo per la fattibilità dell'opera.

In particolare, nella zona compresa tra il quartiere San Marco e l'Autostrada A16 Napoli-Bari, nel Comune di Afragola, è stata realizzata una lunga galleria artificiale, denominata galleria Santa Chiara, tra le progressive 211+297 e 212+592 (Fig. 1).

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La galleria ospita per un primo tratto, in un unico

manufatto scatolare suddiviso da un allineamento di pali centrali, la linea A.V. e le linee RFI -variante Napoli- Canello e Circumvesuviana (prolungamento dalla stazione di Volla alla stazione A.V. di Napoli Afragola), con luci rispettivamente di 14.38÷26.50 m e 21.95÷25.65 m, per una luce complessiva massima, alla progressiva di biforcazione delle linee, pari a 52.15 m in asse pali (Fig. 2).

A partire dalla progressiva 211+789, per una lunghezza di 156.00 m, le linee RFI e Circumvesuviana vengono alloggiare in un unico manufatto scatolare suddiviso in due luci da un allineamento di pali centrale.

Tra le progressive 211+789 e 211+975, il ramo principale, che alloggia la linea A.V. e le relative interconnessioni pari e

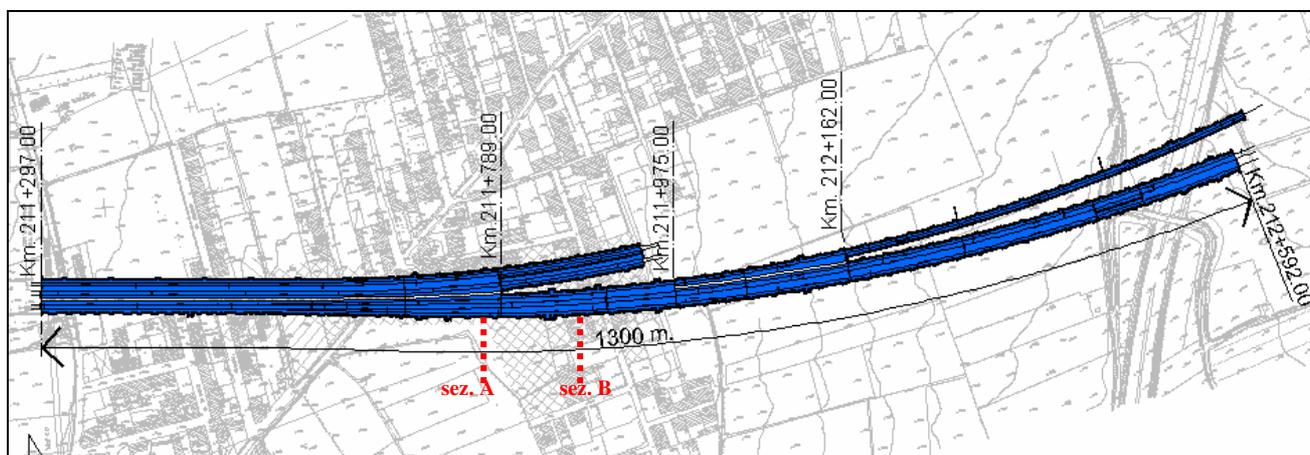


Figura 1 – Planimetria generale

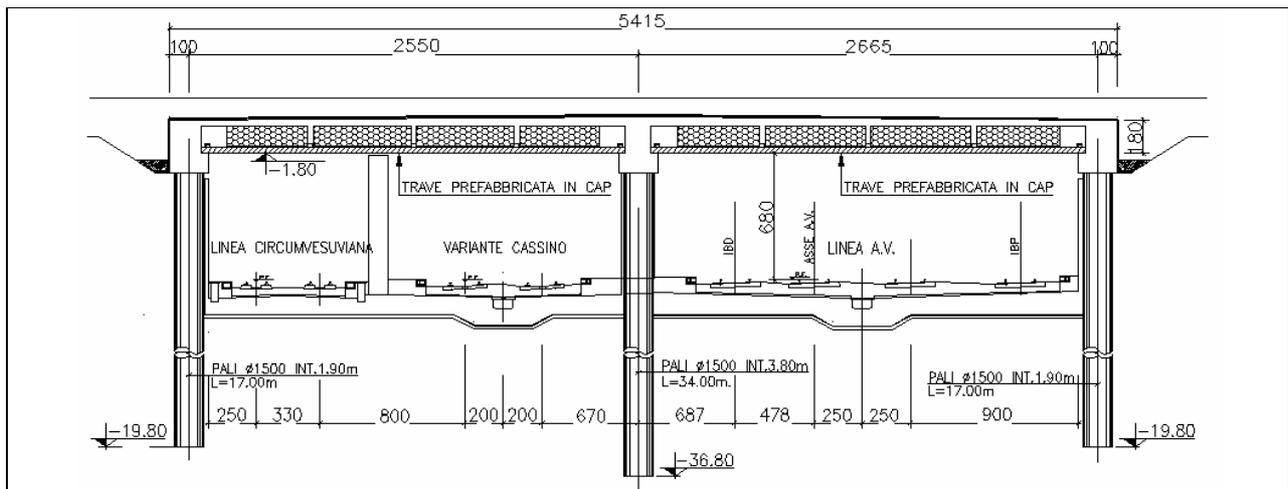


Figura 2 - Galleria artificiale a doppia luce - sez. A

dispari, si sviluppa in scatolare a luce singola avente valore variabile tra 21.80 m e 26.85 m in asse pali (Fig. 3).

A partire dalla progressiva 211+975 fino alla progressiva 212+162, si inserisce un allineamento di pali centrale sia per un ulteriore incremento delle luci che per un maggiore ricoprimento di terra.

Alla progressiva 212+162 si realizza una ulteriore biforcazione.

La linea interconnessione dispari viene alloggiata in manufatto scatolare a singola luce, con valore costante pari a 7.70 m, fino al termine della galleria alla progressiva 212+612.

Il ramo principale A.V. e l'interconnessione pari proseguono in manufatto scatolare a semplice luce, di valore praticamente costante pari a 21 m circa, fino alla fine della galleria (progressiva 212+592) per una lunghezza complessiva del ramo principale di 1300.00 m circa (Tab. 1).

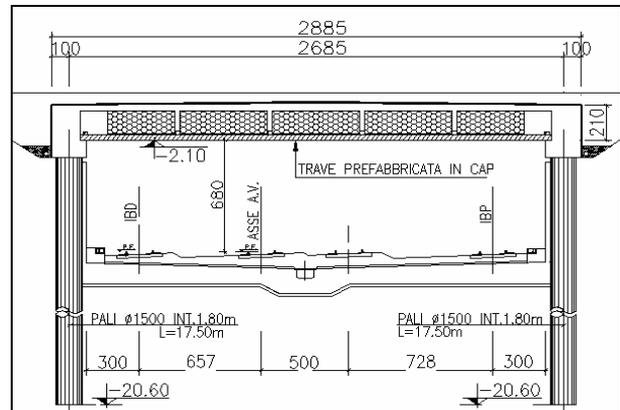


Figura 3 - Galleria artificiale a luce singola - sez. B

Tabella 1 - Caratteristiche di progetto della galleria artificiale linea A.V.

	progressive da 211+297 a. 211+686	progressive da 211+686 a 211+789	progressive da 211+789 a 211+901	progressive da 211+901 a 211+975	progressive da 211+975 a 212+051	progressive da 212+051 a 212+162	progressive da 212+162 a 212+592
Morfologia strutturale	Portale a doppia luce	Portale a doppia luce	Portale a semplice luce	Portale a semplice luce	Portale a doppia luce	Portale a doppia luce	Portale a semplice luce
Tipologia impalcato	Solettone alleg. in c.a.o.	Solettone alleg. in c.a.p.	Solettone alleg. in c.a.p.	Solettone alleg. in c.a.p.	Solettone alleg. in c.a.o.	Solettone alleg. in c.a.o.	Solettone alleg. in c.a.o.
Altezza travi (cm)	150	150	180	210	210	180	180
Interasse travi (cm)	125	125	150	150	150	150	150
Altezza totale impalcato (cm)	180	180	210	240	240	210	210
Luci teoriche (m)	22.00 (sx) 20.00 (dx)	25.50 (sx) 27.00 (dx)	27.00	29.00	10.20 (sx) 20.90 (dx)	13.70 (sx) 20.90 (dx)	21.20
Altezza teneno di riporto (cm)	100	100	100	160	300	200	200
Diametro pali laterali (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Interasse pali laterali (cm)	190	190	180	170	190	190	180
Lunghezza pali laterali (cm)	1550	1700	1750	2100	1500 (dx) 2100 (dx)	1700 (sx) 2000 (dx)	1950
Diametro pali centrali (mm)	1500	1500	---	---	1500	1500	---
Interasse pali centrali (cm)	380	380	---	---	380	380	---
Lunghezza pali centrali (cm)	2900	3400	---	---	3600	3400	---

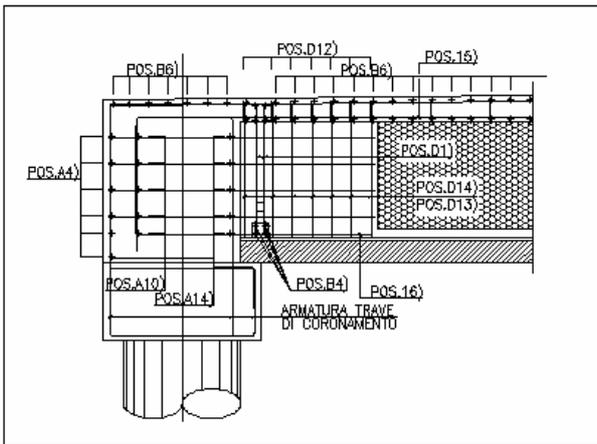


Figura 6 – Nodo K – armatura

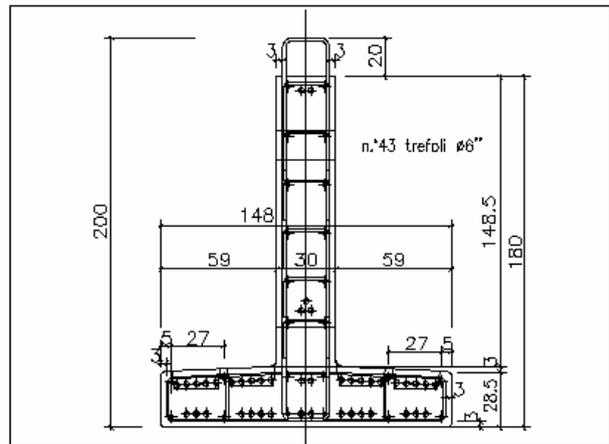


Figura 7 – Trave prefabbricata in c.a.p.

- Impalcati costituiti da travi prefabbricate e affiancate – in c.a.p. per le luci maggiori ed in c.a.o. per le luci minori – con interposti blocchi di polistirolo di alleggerimento e getto di completamento in opera, per uno spessore complessivo variabile tra 1.20 m e 2.40 m (Figg. 4,5,6,7).
- Solettone di fondo di contrasto delle paratie e pareti di rivestimento delle palificate in c.a.o.

3.2 Caratteristiche dei terreni

La caratterizzazione geologico-geotecnica dei terreni interessati dall'opera, si è basata su una serie di campagne geognostiche condotte nel periodo 1992-1997. L'indagine è consistita essenzialmente in:

- 15 sondaggi con profondità fino a 35.00 m da p.c.;
- prove penetrometriche dinamiche tipo SPT;
- 11 prove penetrometriche statiche;
- installazione di celle piezometriche;

– prove di laboratorio.

Sulla base dei dati disponibili la situazione stratigrafica è stata così ricostruita:

- **da 0.0 a 10.0÷12.0 da p.c.**, presenza di una formazione di natura piroclastica costituita da pozzolane a granulometria prevalentemente sabbiosa-ghiaiosa e/o sabbiosa-limosa alla quale sono state assegnate le seguenti caratteristiche meccaniche:
 $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$
 $\phi' = 33^\circ$
 $c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$ (valore medio-fasi esecutive)
 $c' = 0$ (valore minimo-fase finale statica e sismica)
- **da 10.0÷12.0 a 25.0 m da p.c.**, presenza di una formazione di tufo cineritico talvolta terroso, vacuolare, con grado di cementazione e fessurazione variabili al quale sono state assegnate le seguenti caratteristiche meccaniche:



Figura 8 – Posa in opera degli elementi prefabbricati del concio FB4

$$\gamma = 17.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 20\div 30 \text{ kPa (valore medio-fasi esecutive)}$$

$$c' = 15 \text{ kPa (valore minimo-fase finale statica e sismica)}$$

- **oltre 25.0 m da p.c.**, presenza di una formazione di natura piroclastica, addensata con intercalazioni di livello di tufo terroso e livelli a consistenza semilapidea.

3.3 Modalità costruttive

Eseguite le paratie di pali laterali e, ove previsto, le paratie di pali centrali con le relative travi di coronamento, si è proceduto alla messa in opera dei tegoli prefabbricati (Figg. 8,9) in c.a.o./c.a.p., dei panni di polistirolo interposti e dell'armatura di completamento. Eseguito, poi, il getto di completamento e decorsi i tempi di maturazione, è stato avviato lo scavo, sotto copertura (Fig. 10), all'interno della galleria fino alle quote di fondo di imposta dei solettoni ferroviari. La realizzazione di questi ultimi e delle rifodere di rivestimento dei pali ha completato la sezione strutturale.

A fronte del disagio nelle operazioni di cantiere legate allo scavo sotto copertura, si è ottenuta una notevole riduzione delle sollecitazioni e delle deformazioni nelle palificate che trovano nei solettoni di copertura un contrasto in testa praticamente indeformabile.

L'accesso al cantiere all'interno della galleria è stato localizzato, oltre che in corrispondenza degli imbocchi, in corrispondenza di due finestre alle progressive 211+990 e 212+217 (Figg. 11, 12).

Le finestre sono state realizzate interrompendo il getto di 4 pali laterali alla quota di fondo scavo e prevedendo, quindi, un portale costituito dalle restanti palificate e da un travone, su di esse poggianti, a sostegno dell'impalcato di copertura.

A fine lavori, la sezione di progetto è stata ricostituita con un muro che spicca dalle paratie interrotte connesso all'impalcato mediante manicotti filettati.

3.4 Modelli matematici

Le analisi strutturali, per le 14 sezioni tipologiche, sono state eseguite mediante modelli matematici agli elementi finiti, che tengono conto dell'interazione terreno-struttura mediante un letto di molle con comportamento elastico, assumendo ampi campi di variabilità delle caratteristiche di rigidezza (Figg. 13, 14).

Per le gallerie a due luci, in particolare, i valori massimi di deformabilità del terreno per i pali centrali sono stati associati ai valori minimi dei pali laterali e viceversa, ottenendo le massime sollecitazioni nodali attese.

Si è tenuto conto, inoltre, della redistribuzione delle sollecitazioni a lungo termine dovute alla variazione dello schema statico degli impalcati, operato per garantire la continuità strutturale.

L'impalcato, infatti, che è chiamato ad assorbire a $t = 0$ il peso proprio degli elementi prefabbricati e del getto di completamento, viene in seguito solidarizzato ai piedritti.

La struttura risulta, quindi, a "vincoli posticipati" che, nel tempo, impediscono le rotazioni nodali insorgenti per fenomeni di fluage con ritrasferimento delle sollecitazioni dalla sezione di mezzzeria alla sezione di appoggio dell'impalcato.

La galleria ricade in zona sismica con grado di sismicità $S = 9$, per cui le correlative azioni orizzontali sono state



Figura 9 – Posa in opera elementi prefabbricati IBD



Figura 10 – Scavo in galleria sotto copertura



Figura 11 – Finestra di accesso al Km. 211+990



Figura 12 – Rampa di accesso al Km 211+990

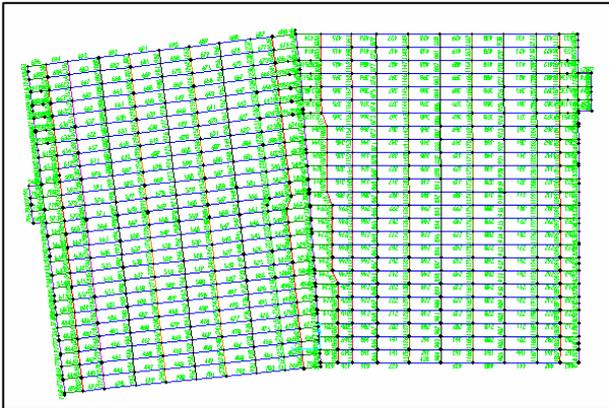


Figura 13 – Modello matematico dell'impalcato - pianta

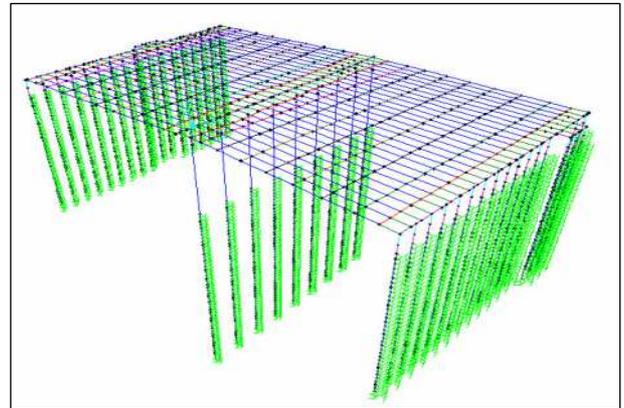


Figura 14 – Modello matematico globale

associate al peso proprio, al peso del terreno di ricoprimento (variabile tra 18 e 54 kN/mq), e alle spinte del terreno nelle combinazioni più sfavorevoli.

I modelli ad elementi finiti, implementati per le 14 sezioni tipologiche, sono stati sottoposti alle combinazioni di carico in grado di massimizzare le sollecitazioni nelle sezioni più critiche dei vari elementi strutturali. In tal senso le spinte laterali del terreno, con relativo sovraccarico, sono state assunte con coefficiente di spinta a riposo per ottenere le sollecitazioni più critiche nel fusto dei pali e nei nodi degli impalcati di copertura, ovvero sono state ridotte del 40% in assenza di sovraccarico per massimizzare le sollecitazioni nella campata degli impalcati.

Nelle citate combinazioni sono stati associati valori di modulo di reazione verticale, alla base di appoggio dei pali, variabili tra 100000 e 200000 kN/m per i pali laterali e tra 900000 e 1900000 kN/m per i pali centrali in modo da amplificare la ricerca delle massime sollecitazioni di progetto.

In figura 15 è riportato l'involuppo delle sollecitazioni flettenti per la sezione tipologica "A".

Alcuni impalcati sono stati sottoposti a prove di carico, riscontrando un ottimo accordo tra i valori delle deformazioni misurate e le deformazioni attese.

4. CONCLUSIONI

L'opera, di per sé semplice nei suoi elementi strutturali costituiti da palificate, a guisa di piedritti, da impalcati di sostegno della copertura e di contrasto delle palificate,

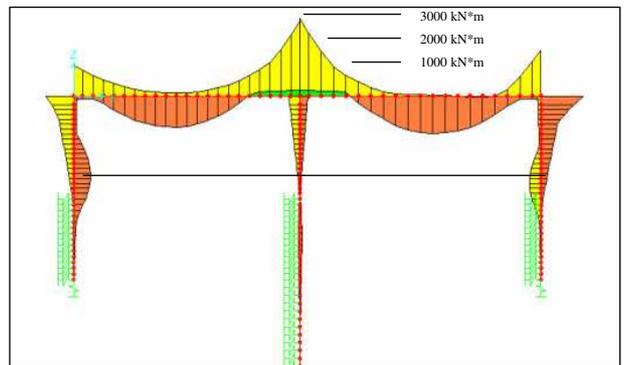


Figura 15 – Diagramma involuppo delle sollecitazioni flettenti

da solettoni ferroviari e rifodere di rivestimento dei pali, è il risultato di un profondo studio di ottimizzazione per contemperare le problematiche legate alle notevoli variabilità geometriche – dovute ad un tracciato plano-altimetrico molto articolato – e alle forti differenze di carico dovute ai rinterrati di ricoprimento decisamente diversi.

L'interferenza con sottoservizi e infrastrutture viarie, tra le quali l'Autostrada A16 Napoli-Bari, ha inoltre comportato un accurato studio delle fasi di cantiere aggiungendo un ulteriore elemento di approfondimento progettuale.

LINEA FERROVIARIA ALTA VELOCITÀ BOLOGNA-MILANO PONTE STRALLATO SUL FIUME PO

Mario Paolo Petrangeli¹, Giuseppe Traini², Luigi Evangelista², Enrico Cipolloni³

1 Facoltà di Ingegneria, Università "La Sapienza" di Roma

2 Italferr SpA (Gruppo FS)

3 Mario Petrangeli & Associati Srl

SOMMARIO

La nuova linea AV/AC (Alta Velocità/Alta Capacità) Bologna Milano attraversa il Po un chilometro a valle di Piacenza, ove l'alveo di magra ha una larghezza di circa 350m e una distanza tra gli argini maestri di oltre 1km. L'obliquità dell'attraversamento di circa 22° rispetto al fiume ha portato ad un ponte della lunghezza di 1200m da argine ad argine, di cui circa 400 necessari per lo scavalco dell'alveo di magra. Le esigenze imposte dalla futura navigabilità del fiume e la forte valenza paesaggistica dell'opera hanno indirizzato la scelta su un ponte strallato con una campata centrale di 192m, che, una volta in esercizio, sarà tra i maggiori al mondo tra quelli a servizio di treni ad Alta Velocità.

SUMMARY

The new Bologna Milano High Speed/High Capacity railway line crosses the river Po one kilometre after Piacenza, where the ordinary riverbed is 350m wide and the distance between the main embankments is more than 1km. The 22° angle between the crossing and the river meant the construction of a 1,2km long bridge, with 400m necessary to cross the riverbed. The need to meet navigability and environmental requirements brought to the choice of a cable stayed bridge with 192m long main span that, once in service will be one of the longest in the world for High Speed railways.

1. PREMESSA

L'attraversamento in oggetto avviene in prossimità di Piacenza, poco a valle dell'attuale ponte dell'autostrada MI-NA. In questo tratto la distanza tra gli argini maestri è superiore ad 1Km e l'alveo di magra ha una larghezza di circa 350m. Due lunghi viadotti di approccio, di tipologia corrente, precedono e seguono questa opera.

Una serie di vincoli ha guidato il progetto, tra i quali i principali hanno riguardato (i) la navigabilità, (ii) l'erosione del fondo alveo, (iii) l'impatto ambientale e (iv) la sismicità della zona.

Una luce navigabile netta di 70 era necessaria per la navigabilità, il che portava ad una distanza tra le pile di 90m che tiene conto anche dell'obliquità del tracciato. Il progetto preliminare proponeva quattro campate di 96m, con due soluzioni selezionate dopo i primi studi, ma, per questioni ambientali, fu deciso di eliminare la pila centrale, portando così la campata principale a 192m.

La scelta di ridurre il numero di pile in alveo si è rivelata corretta anche nei riguardi dell'elevata erosione prevista, fino a 16m, che accresce il costo delle fondazioni. Va infine menzionata la bassa sismicità della zona: le locali analisi di rischio condotte prima dell'emissione della nuova Ordinanza

Ministeriale, avevano già indicato un PGA di 0.15g per un periodo di ritorno di 500 anni.

2. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'OPERA

2.1 L'impianto generale

Nell'attraversamento sono presenti tre tipi di strutture oltre ai viadotti di avvicinamento standard posti al di fuori degli argini maestri: il ponte strallato, 12 campate a travate appoggiate per il viadotto in golena destra e due viadotti costruiti a sbalzo, a trave continua, necessari allo scavalco degli argini. (Fig.1)

Gli impalcati sono suddivisi in modo tale che sono necessari due giunti di binario per mantenere la lunghezza d'espansione entro i limiti consentiti. Questa è l'unica eccezione lungo tutta la rete ferroviaria AV italiana.

2.2 Scavalco degli argini e viadotto golendale

La legge italiana proibisce qualsiasi tipo di costruzione a meno di 10m dalla base degli argini dei fiumi maggiori e questo vincolo, aggiunto alla forte obliquità, ha significato grandi luci anche per le campate di scavalco degli argini maestri.

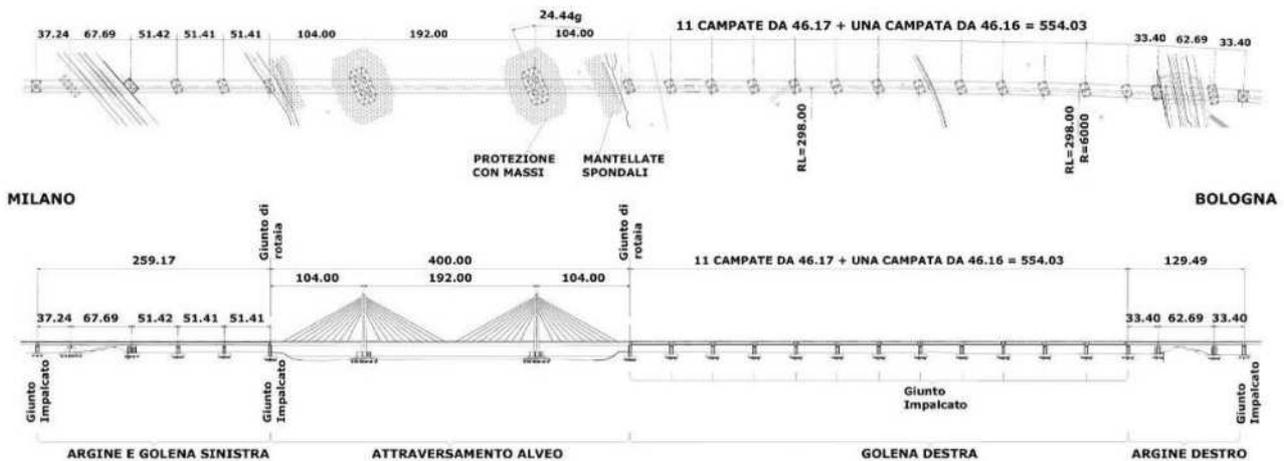


Figura 1 – Pianta e prospetto generale dell'opera

Gli impalcati di queste tratte sono stati costruiti a sbalzo per conci successivi gettati in opera: in riva sinistra queste campate si prolungano fino alla pila di attacco del ponte strallato, formando così una trave continua a cinque luci: 37-67.69-51.4x3. In riva destra si hanno solo tre luci di 33.4-62.7-33.4. La sezione dell'impalcato è in tutto simile a quella del viadotto in golena in modo da avere un prospetto unitario per tutto il ponte. (Figg. 2a, b)

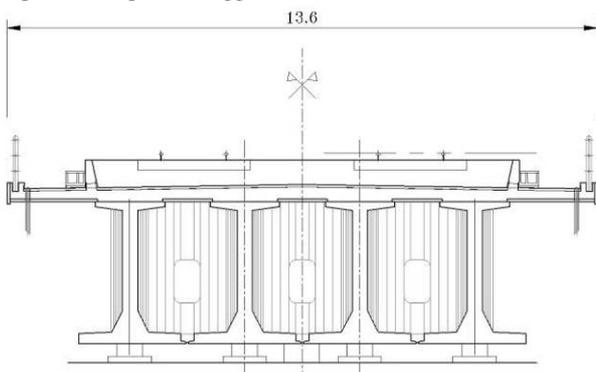


Figura 2a – Sezione impalcato viadotto di golena



Figura 2b – Un concio testa pila in costruzione

2.3 Il ponte strallato

Questo elemento è costituito da una campata centrale da 192m e due campate di riva da 104m.

L'impalcato è una trave continua con appoggio fisso su una torre ed appoggi scorrevoli sull'altra e sulle pile di riva: ne discendono lunghezze dilatabili di 296m e 104m che, come già detto, richiedono giunti di rotaia.

L'altezza dell'impalcato a cassone è costante nella campata centrale e pari a 4.7m (L/40); variabile nelle campate di riva fino a portarsi a 3.7m in modo da raccordarsi agli impalcati adiacenti.

In corrispondenza degli ancoraggi degli stralli si hanno setti trasversali precompressi. In questi tratti anche le anime esterne del cassone sono precomprese verticalmente.

La larghezza complessiva è di 15.7m, superiore quindi di 2.1m rispetto alla sezione corrente. Ciò consente di avere il piano degli stralli esterno ai sostegni della linea elettrica e con un franco molto elevato rispetto alla rotaia più vicina.

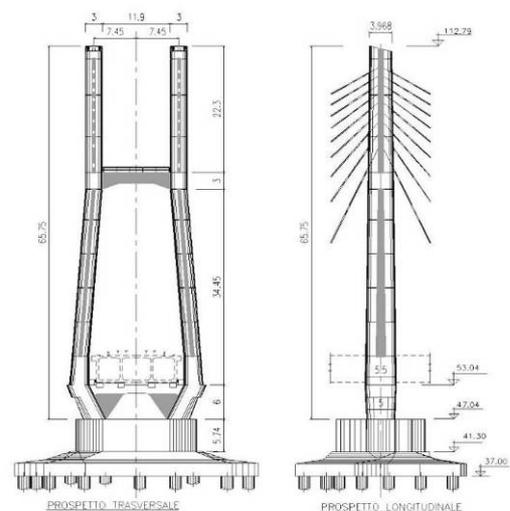


Figura 3 – prospetti delle torri

Le torri hanno una altezza complessiva di m 60, di cui m 51 al disopra dell'impalcato (Fig.3).

La forma singolare della parte inferiore di queste antenne deriva dalla necessità di avere il basamento e la fondazione orientati secondo la corrente, per ovvii motivi idraulici, mentre la parte superiore deve essere normale all'asse dell'impalcato, cioè ruotata di 22° rispetto al basamento.

Nella parte superiore, ove sono ancorati gli stralli, le torri sono a struttura mista con una scatola interna in acciaio, cui è affidato il compito di assorbire le componenti orizzontali dei tiri negli stralli, e la parte esterna in calcestruzzo cui vengono trasferite, attraverso i connettori, le componenti verticali. Questa soluzione, ormai adottata in quasi tutti i ponti strallati di recente costruzione, ha il vantaggio di evitare l'ingorgo delle armature in una zona critica e di facilitare le operazioni di montaggio.

Gli stralli sono formati da trefoli da 0.6" zincati e singolarmente protetti da grasso e guaina in p.v.c., collocati in numero variabile da 55 a 91 in un'unica guaina esterna in PoliEtilene ad Alta Densità (HDPE) di colore grigio molto chiaro. La guaina in HDPE era inizialmente prevista iniettata con malta di cemento ma le prove di fatica eseguite hanno consigliato di eliminare queste iniezioni. La quantità di acciaio totale degli stralli è di 410t corrispondenti a circa 66kg per metro quadro di impalcato.

Le fondazioni di ciascuna torre sono costituite da una zattera, opportunamente sagomata per motivi idraulici, poggiata su 28 pali di 2m di diametro e 65m di lunghezza.

3. CRITERI PROGETTUALI

Oltre agli usuali criteri di progettazione prescritti dall'Eurocodice prEN 1991-2 per i ponti ferroviari con armamento su ballast, ITALFERR ha richiesto il rispetto di alcune norme più restrittive [1].

Costruzione a conci degli impalcati in c.a.p. di scavalco degli argini: nelle sezioni di ripresa di getto tra concio e concio, nelle condizioni più severe di esercizio, si deve avere una compressione residua di almeno 0,5 MPa (1 MPa se non si considerano gli effetti termici). In ogni caso queste sezioni devono essere comunque attraversate da un dato quantitativo di barre di armatura ordinaria

Deragliamenti di treni con rottura di stralli: si sono considerati due possibili scenari

- il treno deragliato rompe due stralli consecutivi. In questa situazione il ponte deve rimanere in esercizio consentendo il transito di un treno " di progetto" sul binario adiacente agli stralli rotti e di un treno passeggeri (40 KN/m) sull'altro binario, senza considerare gli effetti termici;
- il treno deragliato rompe tre stralli consecutivi. Il ponte deve rimanere in esercizio consentendo il transito di un solo treno " di progetto" sul binario adiacente agli stralli rotti, essendo l'altro scarico.

Erosione del fondo alveo. Anche in questo caso si sono considerati due scenari possibili.

Per la massima erosione valutata in 16m, in corrispondenza di una piena con un periodo di ritorno di 500 anni, il ponte rimane in esercizio escludendo le azioni sismiche e considerando solo un binario caricato con il treno di progetto. In questo caso, pur essendo assicurata la

sicurezza, non è garantito il comfort dei passeggeri poiché la struttura è molto deformabile.

Per uno scalzamento di 8m, considerato " frequente ", sono soddisfatti tutti gli Stati Limite di Esercizio ed Ultimi.

Analisi Dinamiche Si sono considerati tre differenti treni (ETR 500, TGV, ICE) conducendo le analisi in tre passi: (i) un modello semplificato che considera solo forze in movimento ha consentito di individuare i casi più critici per velocità crescenti da 150 a 360km/h; (ii) una analisi globale non lineare, considerando il comportamento dinamico dei veicoli, la loro massa e le irregolarità dei binari, ha consentito di valutare i coefficienti dinamici per i vari elementi strutturali nonché il comfort dei passeggeri; (iii) una analisi di interazione dinamica locale nelle zone prossime agli appoggi ed ai giunti ha infine permesso di controllare la sicurezza nei riguardi del deragliamenti o del ribaltamento dei treni. Queste ultime analisi sono state sviluppate solo per ETR 500 e per due velocità: 280 e 360Km/h (velocità di progetto) in collaborazione con la soc. C.R.M. di Milano. La massima amplificazione dinamica del momento flettente in mezzera della grande luce è risultata di 1,64 mentre quella della freccia, nella stessa sezione, di 1,45. L'accelerazione di picco nella carrozza, per velocità di 360km/h, è risultata essere di circa 1 m/s^2 and è dovuta principalmente alle irregolarità del binario che sono presenti anche fuori dal ponte. Anche i coefficienti di deragliamenti e ribaltamento massimi con giunto aperto e vento laterale sono risultati all'interno dei limiti di tolleranza.

Interazione binario-struttura. Poiché in queste analisi la deformabilità delle fondazioni ha un ruolo importante a causa delle incertezze proprie di questa materia, i calcoli sono stati svolti per due valori limite di questa grandezza, considerando tutte le azioni variabili indicate dalla già citata norma prEN 1991-2. La figura 4 mostra la tensione massima nella rotaia (sopra) ed lo spostamento longitudinale relativo tra il binario e l'impalcato (sotto), entrambi ben all'interno dei limiti consentiti.

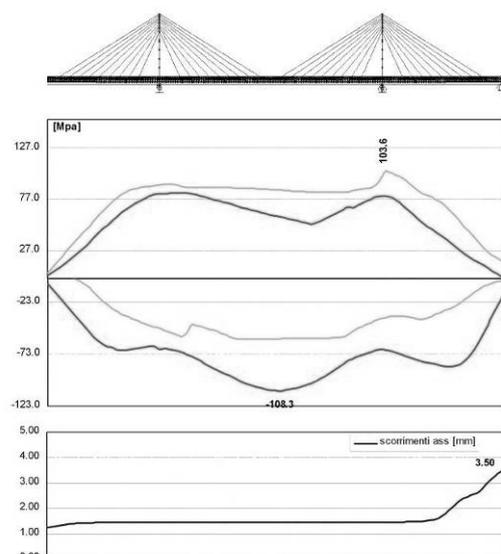


Figura 4 – Tensioni massime nel binario e spostamento relativo tra binario e impalcato

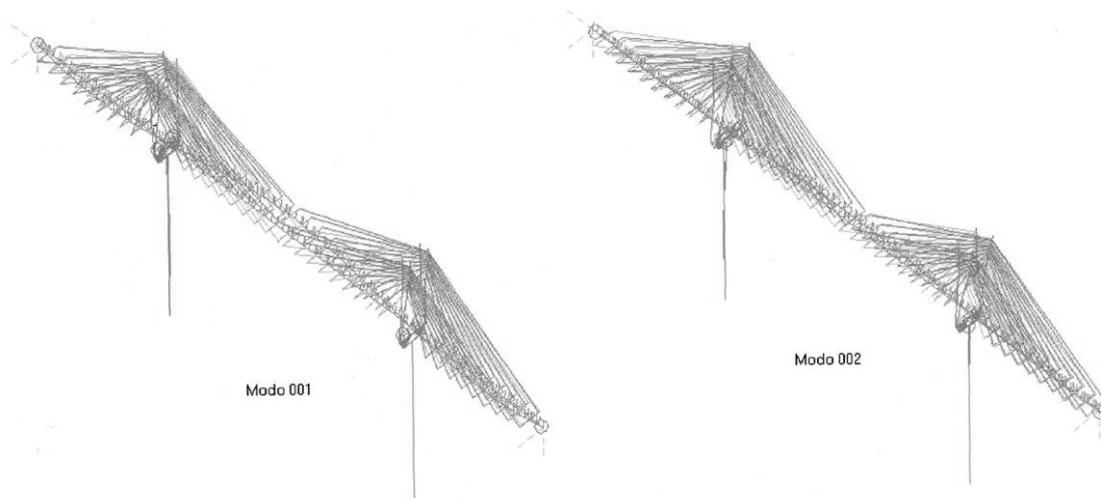


Figura 5 – I primi due modi di vibrazione

Analisi sismiche. Queste sono state condotte in campo elastico, linearizzando il modulo di elasticità di ciascuno strallo intorno al valore permanente del tiro, in accordo con l'EC8.

Si sono presi in conto i primi cinquanta modi di vibrare. Il modo fondamentale è chiaramente dovuto all'oscillazione verticale dell'impalcato mentre il secondo è correlato al suo spostamento longitudinale. (Fig. 5)

Come richiesto dalle Ferrovie Italiane [2] alla massa dei carichi permanenti è stata aggiunta quella di due treni del peso di 80 e 40 KN/m, senza considerare però, sulla base di uno studio probabilistico, la contemporanea presenza dell'erosione del fondo alveo.

Stante la bassa sismicità considerata, le azioni sismiche non hanno influenzato il progetto delle varie membrature, fatta eccezione per alcune sezioni di sommità delle torri, mentre sono risultate rilevanti nel dimensionamento di appoggi e giunti. Il vincolo longitudinale della struttura è stato realizzato mediante degli stopper di tipo elastomerico. (Fig. 6)

4. MODALITÀ COSTRUTTIVE

4.1 Le fondazioni delle torri

Inizialmente, operando da pontoni, sono state vibroinfisse le camicie dei pali ed il palancoato che contornava la fondazione. Si sono quindi ricavate due isole artificiali con un impalcato provvisorio, in sommità delle palandole, fatto di travi d'acciaio e lastroni di cemento rimovibili. (Fig. 7)

Un grosso escavatore, posto su questo impalcato, ha eseguito i pali da 2m di diametro, lunghi 65m con l'acqua ancora presente all'interno del palancoato. E' stato poi gettato sul fondo un tappo di calcestruzzo magro di 4m di spessore ed infine l'acqua è stata pompata all'esterno. (Fig. 8)

Poiché il peso di questo tappo non era sufficiente a contrastare le sottospinte in caso di massima piena, i pali sono stati dotati di camicie con risalti in modo da chiamare in causa anche il loro peso.

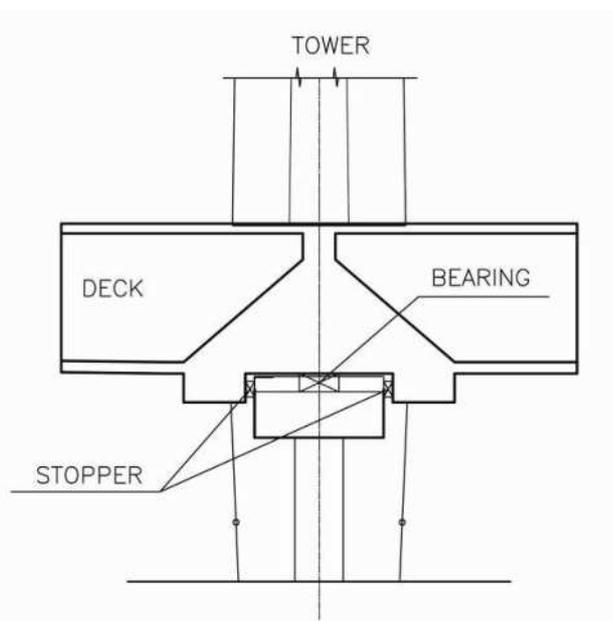


Figura 6 – schema dei vincoli per l'appoggio fisso



Figura 7 – Costruzione delle fondazioni in alveo

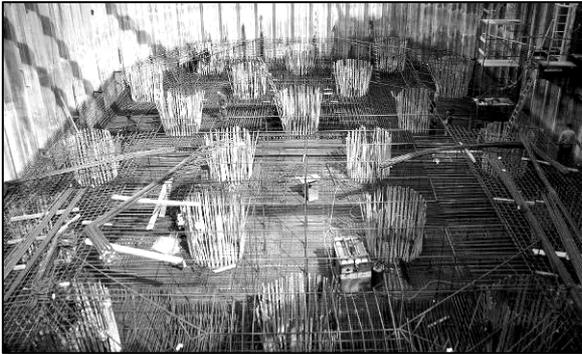


Figura 8 – Fondazioni dopo il pompaggio dell'acqua

4.2 Gli impalcati

Tutti gli impalcati sono stati costruiti a sbalzo per conci successivi gettati in opera (Fig. 9), tranne quelli delle 12 campate a travate appoggiate. Queste sono costituite da quattro travi prefabbricate a doppio T unite e precomprese trasversalmente in modo da ottenere una sezione scatolare.



Figura 9 – Costruzione a sbalzo dell'impalcato

Ogni concio del ponte strallato pesa 2600KN ed è lungo 4,5m in modo tale che ogni due conci sia presente un blocco d'ancoraggio stralli. (Fig. 10)



Figura 10 – costruzione dell'impalcato strallato

La tipica sequenza costruttiva era la seguente:

- getto in situ del concio con ancoraggio ed avanzamento del carro autoavante;
- prima tesatura dello strallo corrispondente;
- avanzamento del carro varo e getto del concio privo di ancoraggio;
- seconda tesatura dello strallo appena montato.

Un'ultima regolazione di tutti gli stralli è poi stata fatta al completamento dell'intero impalcato, così che su ogni strallo si è intervenuti tre volte.

Alla fine della costruzione la distribuzione del momento flettente nell'impalcato è quello mostrato dalla Figura 11, a bilanciare parzialmente quello d'esercizio dovuto alla massicciata ed ai treni. Ciò ha consentito di limitare i cavi di precompressione, circa 40kg/m², necessari per garantire la compressione residua richiesta nelle condizioni più severe.

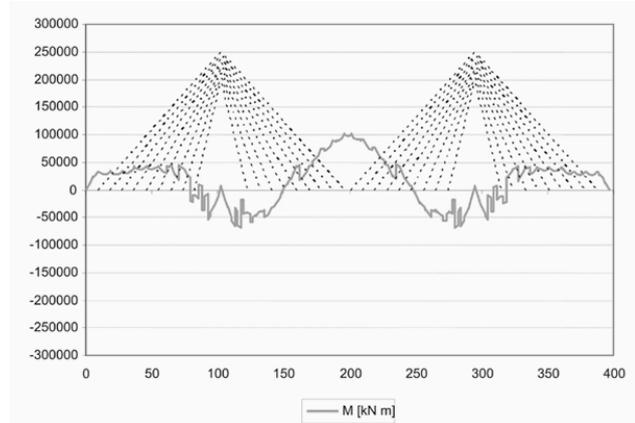


Figura 11 – Distribuzione del momento flettente

5. PROVE E MODELLI

Una serie di prove su modelli fisici sono stati eseguiti al fine di provare gli assunti teorici. Esse sono state:

a) *prova Osterberg* su due pali appositamente costruiti, di 2m di diametro e rispettivamente lunghi 50m e 55m, che sono stati sottoposti ad un carico fino a 20.8MN (1.37 volte il massimo carico di servizio). Gli assestamenti misurati si sono rivelati in accordo con quelli attesi, con differenze minori del 10%;

b) *prova su modello in scala 1:2 di un concio di impalcato con blocco di ancoraggio strallo* [3]. Questa prova è stata condotta in cantiere (Figg. 12a, b, 13a, b) con lo scopo di investigare la diffusione delle tensioni attorno all'ancoraggio; sono stati utilizzati circa 400 estensimetri e si è applicato l'equivalente di una volta e mezzo il massimo carico di esercizio. Gli estensimetri sono stati applicati al modello, distribuiti in maniera appropriata sulle barre, all'interno del calcestruzzo e sulla superficie esterna. Un controllo preliminare sul sistema di misurazione e sulla stabilità della strumentazione si è svolto tramite l'esecuzione di una lettura ogni 15 minuti in assenza di carico. La tolleranza degli strumenti è stata fissata a $\pm 35\mu\epsilon$; un estensimetro si è considerato affidabile se se ne riscontravano errori minori

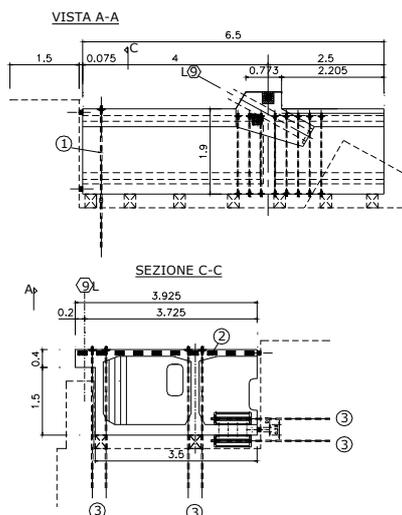


Figure 12a e 12 b – Disegni del modello di concio in scala e modello durante le prove

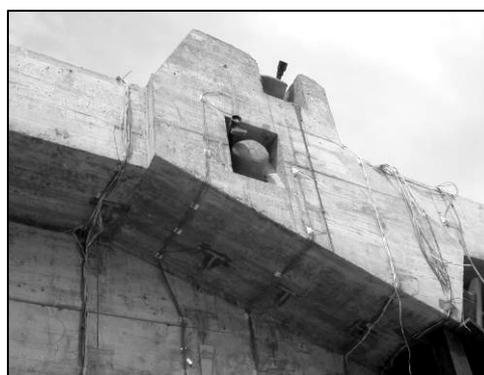


Figure 13° e 13b – Basamento di prova prima dell'appoggio del modello e dettaglio del blocco di ancoraggio

della tolleranza per un periodo di tempo pari a quello della prova [4].

Dopo di questo, l'affidabilità degli estensimetri durante le prove veniva considerata buona se il valore relativo misurato era entro i due limiti definiti dalla misura teorica ϵ_{ex} , derivata da un modello agli EF, più o meno una deviazione Δ fissata pari a:

$$\Delta = (0.2\epsilon_{ex} + \epsilon_0)$$

ϵ_0 è la tolleranza strumentale già menzionata di $35\mu\epsilon$.

Le tensioni misurate hanno confermato l'analisi teorica in maniera più che soddisfacente fin quanto la forza negli stralli è risultata minore di quella massima di esercizio; oltre questo limite sono apparse alcune locali non linearità, ma non si sono mai verificate fessure nel corso di tutta la prova;

c) *prove di fatica su modello in scala reale della struttura metallica* posta nella sommità delle torri per l'ancoraggio degli stralli [5].

Queste prove sono state condotte dalla Divisione Strutture (ELSA) del Joint Research Centre (JRC) della Comunità Europea, ed è stata applicata una forza variabile tra

6700 e 7900KN per due milioni di cicli al modello mostrato nella Figura 14.



Figure 14 – modello in scala reale dell'ancoraggio strallo sulla torre

Anche in questo caso è stato riscontrato un buon accordo tra il modello fisico e quello matematico. In queste prove, si è raggiunta una forza pari a 1.3 volte quella prevista per l'esercizio (limite imposto dagli attuatori), senza alcun danno rilevabile negli strumenti o nelle connessioni saldate;

d) *prove di fatica per tre stralli* (da 55, 73 e 99 trefoli da 0.6'') completi di ancoraggio. Anche queste prove da due milioni di cicli sono state svolte dal Laboratorio ELSA

secondo la procedura derivata dalle norme statunitensi PTI [6], ed è stata la prima volta che un test ufficiale di fatica su uno strallo da 99 trefoli si svolgeva in Europa.

Uno dei tre campioni è stato sottoposto simultaneamente allo sforzo longitudinale principale e ad uno secondario trasversale che simulasse l'effetto del vento. (Fig. 15)

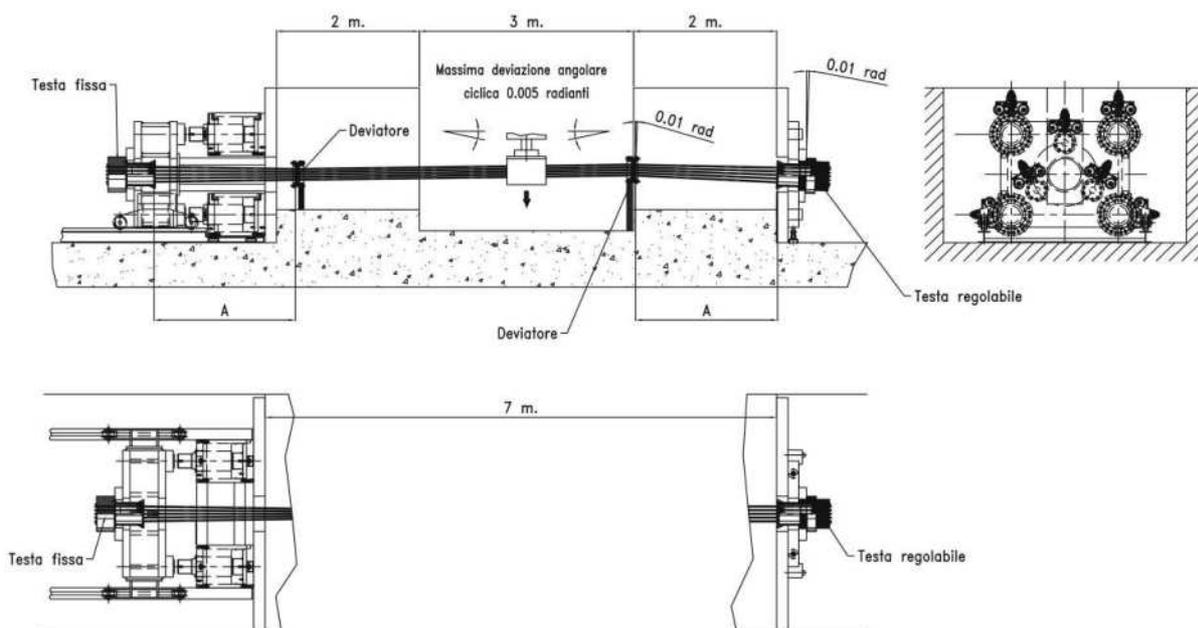


Figura 15 – Schema della prova su strallo con forza trasversale

La prova sullo strallo da 55 trefoli è stato condotto con incluse anche tutte le parti non strutturali, quali il grasso dell'ancoraggio, il rivestimento e così via. Come già detto, inizialmente se ne prevedeva anche l'iniezione con malta di cemento, che era dunque presente nel modello; i risultati ottenuti in queste prove hanno consigliato di eliminarla poiché è risultata avere un effetto negativo sulla vita di protezione del singolo trefolo.

In questo caso quindi, la prova è stata non solo significativa nel controllo della forza dello strallo, ma anche nella validazione della procedura di costruzione e dell'affidabilità delle protezioni contro la corrosione;

d) *prove su un modello in scala 1:50 per la valutazione dell'erosione* (Fig. 16). Queste prove sono state condotte nel laboratorio di Padova della PROTECNO Srl; il previsto profilo di erosione è stato confermato, mentre l'entità della stessa è stata rilevata inferiore del 20% rispetto alla proiezione teorica.

nelle vicinanze delle pile in alveo tramite sonar ed equipaggiamento magnetico.

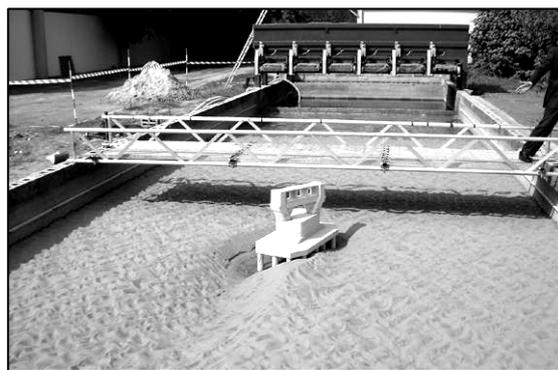


Figura 16 -Modello per prove idrauliche

6. MONITORAGGIO PERMANENTE

Data la grande importanza del ponte, su di esso sono stati posti un gran numero di sensori. I dati monitorati sono: il carico sui pali, la forza negli stralli, tensioni e temperatura nelle sezioni più rappresentative dell'impalcato e delle torri, spostamenti degli impalcati e delle torri ed infine l'erosione

Tutte le misurazioni sono raccolte all'interno del ponte strallato e da lì trasmesse ad un ufficio remoto che controllerà tutti i ponti della linea AV/AC BO-MI. Il costo dell'equipaggiamento è risultato circa l'1.5% del costo totale del ponte.



Figura 17 – Vista del ponte terminato (E' ancora presente il palancolato intorno alle fondazioni in alveo)

Tutta questa strumentazione è stata utilizzata fin dalle fasi costruttive. I risultati hanno mostrato come la temperatura giochi un ruolo essenziale nella comprensione del comportamento del ponte in queste fasi. Si sono registrate grandi differenze di temperatura non solo tra stralli e impalcato, o tra superfici superiori ed inferiori del cassone, come di consueto, ma anche tra diversi conci. Ciò è probabilmente dovuto alla diversa circolazione dell'aria all'interno del cassone a seconda della distanza dalla sezione a sbalzo libera.

7. CONCLUSIONI

Il ponte sul Po ha confermato gli stralli come una soluzione economica e di valore estetico anche per strutture destinate a linee ferroviarie di Alta Velocità. (Fig. 17) La rigidità richiesta a questi ponti al fine di garantire il confort dei passeggeri a velocità fino a 350km/h, può essere ottenuta con ponti relativamente snelli anche nei casi in cui si utilizza c.a.p.

I ponti strallati si dimostrano quindi una valida soluzione alternativa ai ponti ad arco o a travi reticolari d'acciaio.

NOTE

TAV SpA è la compagnia a totale partecipazione di RFI, Rete Ferroviaria Italiana, costituita per la costruzione e mantenimento di tutta la rete AV italiana.

ITALFERR SpA, anch'essa partecipata da RFI, è stata supervisore della progettazione e costruzione del ponte sotto nomina di RFI.

CEPAV 1, un consorzio capitanato dall'ENI, è stato il General Contractor per l'intera linea Bologna – Milano. ASG Scarl (AQUATER, SNAMPROGETTI e GRANDI LAVORI-FINCOSIT) è stata incaricata della costruzione da CEPAV 1.

TENSACCIAI SpA ha fornito gli stralli.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ferrovie dello Stato. 1996. Istruzioni tecniche per manufatti sotto binario da costruire in zona sismica. - *Istruzione 44B del 14.11.96*
- [2] Ferrovie dello Stato-ASA Servizi di Ingegneria. 1997. Sovraccarichi per Il calcolo dei Ponti Ferroviari-Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e Il collaudo *Istruzione n.I/SC/PS-OM/2298 del 2 giugno 1995.*
- [3] Petrangeli MP, Polastri A. 2004. Prove su modello di impalcato del nuovo ponte strallato sul Po. *Ingegneria Ferroviaria N. 1 - January 2004.*
- [4] Petrangeli MP, Evangelista L, Polastri A, Vittozzi A.2004. Prove a fatica su un conccio di torre del nuovo ponte strallato sul Po. *Costruzioni metalliche N. 4 - July-August 2004.*
- [5] Petrangeli MP, Cipolloni E. 2005. Preliminary tests and monitoring system for the new cable – stayed railway bridge over the Po river. *Proceedings of the Ninth International Conference on Structural Safety and Reliability – ICOSSAR'05, Rome, June 19-23, 2005.*
- [6] Post-Tensioning Institute. 2001. Recommendations for Stay Cable Design,Testing and Installation. *PTI Guide Specification Fourth Edition.*

IL NUOVO PONTE AD ARCO IN SISTEMA MISTO SUL FIUME SERCHIO

Massimo Viviani

SE.I.CO. Servizi Ingegneria e Consulenza srl, Lucca

SOMMARIO

Il ponte ad arco in sistema misto oggetto della presente nota costituisce l'opera d'arte principale del progetto di completamento della viabilità provinciale di Lucca con il collegamento della via "Fondovalle" alla strada statale SS12 "del Brennero". Il ponte della luce di 132.00 metri è realizzato con un impalcato in c.a.p. di altezza di 2.40 metri ed arco sottile in acciaio con freccia pari a 17.50 metri per un corrispondente ribassamento di 1/7.54. La cortina di sospensione è posta centralmente ed è costituita con funi spirroidali chiuse. La struttura di arco sottile e trave irrigidente ha consentito di risolvere il tema progettuale con il pieno rispetto dei vincoli idraulici e stradali e con un risultato tecnico-economico ed estetico di sicuro interesse.

SUMMARY

The arch bridge with c.a.p. girder and steel arch is a main structure about the project to join the "Fondovalle" road to SS12 "Brennero" in the Lucca environment. The bowstring structure has the girder of prestressed concrete box section 2.40 m high for the all span of 132.00 meters. The arch sag is 17.50m with a ratio span/sag of only 1/7.54. The steel arch is positioned in a central plane of the section with full locked coil strand placed at 5.00 meters. The use of prestressed concrete for the girder and steel for the arch reach a good accordance with all the ties from the river Serchio and the roads intersection.

1. INTRODUZIONE

Nell'ambito del progetto di completamento della viabilità provinciale di collegamento tra la città di Lucca e la Garfagnana, l'attraversamento del fiume Serchio è stato realizzato con una struttura ad arco trave a via inferiore con una luce netta di 132.00 metri. Nel seguito sono riportate le principali scelte eseguite sia per il progetto sia per l'esecuzione, in modo da rispettare, per quanto possibile, i vincoli di natura tecnica ed economica.

2. L'ATTRAVERSAMENTO STRADALE

Il collegamento tra le due sponde ha rappresentato fin dall'inizio della progettazione della variante stradale il tema di maggiore impegno. La rete stradale è costituita da una viabilità provinciale della larghezza di 10.50 m organizzata in una corsia per ogni senso di marcia della larghezza di 3.75 metri affiancate da banchine di 1.50 m; la strada statale SS12 del Brennero, in sponda opposta è stata oggetto di recente adeguamento con larghezza della carreggiata comparabile con la via provinciale. I punti delle due strade da unire, poste sulle sponde opposte, si presentano con forte obliquità rispetto al corso d'acqua e con quote del piano viabile con una differenza di circa 7.00 metri. Il fiume Serchio, nel tratto interessato, ha una larghezza modesta in relazione alle piene attese e non consente riduzioni della sezione di deflusso (Fig.1).

La soluzione progettuale è stata impostata, per necessità idrauliche, con luce di ampiezza tale da mantenere libera la sezione idraulica del fiume. La quota di deflusso della piena con tempo di ritorno duecentennale imponeva strutture a via inferiore escludendo soluzioni ad arco o a portale che inevitabilmente sarebbero state investite dalla corrente.

A fronte di questi vincoli idraulici il nuovo ponte doveva consentire l'innesto della strada provinciale in sponda destra con la strada statale sulla sponda opposta. Sfruttando la differenza altimetrica presente tra le due vie è stato impostato lo svincolo sovrapponendo le due strade unite poi successivamente da corsie di accelerazione/decelerazione secondo uno schema di estrema compattezza e risultato di



Figura 1- Planimetria attraversamento

modesto impatto ambientale.

La soluzione studiata risolve con completezza il ventaglio dei vincoli imposti: lo schema di ponte ad arco a via inferiore con luce netta di 132.00 metri mantiene libera la totalità della sezione di deflusso in piena; l'altezza d'impalcato, limitata a 2.40 metri, consente di organizzare lo svincolo in perfetta sovrapposizione mantenendo la quota viabile senza modifiche altimetriche rilevanti e assicurando la corretta funzionalità di sottopassaggio alla strada statale; la sospensione centrale utilizza al meglio la necessità di suddividere la carreggiata in due corsie per il collegamento tra le due strade e mantiene libera la visuale a destra.

La sezione stradale, a carreggiate separate in sponda sinistra si unifica con gradualità partendo dalla divaricazione in corrispondenza dello svincolo sulla SS12 del Brennero fino al congiungimento, dopo il ponte ad arco, con la viabilità provinciale di Fondovalle. Il tratto stradale sul ponte è organizzato con unica carreggiata a doppia corsia separata da

barriere stradali di protezione in corrispondenza del piano centrale di sospensione. La carreggiata sul ponte ha una larghezza fuori tutto di 16.10 metri con due corsie di 3.75 metri di larghezza affiancate da banchine sul lato destro di marcia di 1.50 m e 0.50 metri verso il centro. Il ponte è perfettamente orizzontale con corsie pavimentate in pendenza del 2.50% verso l'esterno. L'andamento plano-altimetrico del tracciato presenta una trave d'impalcato rettilinea ad altezza costante che non consente il superamento del fiume con schemi a travata semplice o continua senza ricorrere ad una serie di pile in alveo in contrasto con le indicazioni dell'Autorità di Bacino. La ridotta altezza d'impalcato ha quindi imposto lo studio di schemi strutturali composti tipo arco-trave o strallati in modo da mantenere la geometria d'impalcato fissata dal progetto stradale e di rispettare i vincoli idraulici presenti.

Durante la progettazione definitiva sono state sviluppate una serie di soluzioni alternative da cui è emersa la scelta approfondita in sede esecutiva e successivamente realizzata.

Il nuovo attraversamento è costituito da due viadotti di accesso della lunghezza di 40.00 m in struttura mista con travi parallele in acciaio e soletta superiore in calcestruzzo gettato in opera su coppelle prefabbricate. Il ponte centrale, della lunghezza di 132.00 metri tra gli appoggi per un totale, tra i giunti di 137.00 metri, è rappresentato da una struttura ad arco sottile in acciaio e trave irrigidente in c.a.p. con arco a tracciato parabolico con freccia centrale di 17.50 metri. I rapporti geometrici del sistema strutturale rappresentano dei valori caratterizzati da estrema leggerezza ed eleganza con risultati di sicuro interesse. Il ribassamento, F/L è pari a $1/7.50$ e rappresenta un valore elevato per strutture a via inferiore e consente un sensibile miglioramento delle condizioni di stabilità generale a prezzo di un incremento della spinta d'impalcato. La snellezza H/L è pari a $1/55$, in linea con strutture similari, evidenzia una leggerezza complessiva, infine il rapporto di allungamento B/L pari a $1/8$, caratterizza una struttura equilibrata con trave d'impalcato di lunghezza prevalente rispetto alle altre due dimensioni in piena aderenza al sistema statico studiato. Le sottostrutture sono realizzate in c.a. normale con fondazioni in pali di medio diametro (80 cm) per la sponda destra spinti fino all'imposta della roccia e da fondazioni dirette per la parte in sponda sinistra dove è stato possibile impostare il piano di posa su roccia compatta. Le due pile di appoggio sono state posizionate in modo da non essere investite dalla corrente di piena del fiume.

3. IL PONTE SUL SERCHIO

Il nuovo ponte è stato realizzato in struttura mista, acciaio per l'arco e c.a.p. per l'impalcato dopo attente valutazioni su possibili alternative. Per l'arco la realizzazione in acciaio non presenta alternative comparabili, espresse in termini di rigidità, resistenza e stabilità globale. Per l'impalcato sono state studiate soluzioni in acciaio a piastra ortotropa ed a struttura mista. L'analisi dei risultati, espressi in termini di peso di acciaio e tempi di realizzazione, non ha mostrato vantaggi rispetto alla soluzione in c.a.p. che rappresenta per luci medie, la migliore alternativa tecnico economica.

L'impalcato in c.a.p. è del tipo a cassone con anima centrale e anime laterali leggermente inclinate verso l'esterno. La larghezza del cassone è pari a 16.10 metri con due sbalzi di 2.23 m ed anime inclinate di 56.31 deg. L'altezza del cassone è pari a 2.40 metri in asse e costante per tutta la lunghezza.

Particolare attenzione è stata rivolta alla definizione degli spessori in modo da limitare, per quanto possibile, i carichi permanenti portanti. Le anime e le solette, inferiori e superiori hanno spessore pressoché costante e pari a 25 cm. L'anima centrale, destinata alla connessione tra la pendinatura di cortina e l'impalcato, ha uno spessore costante di 60 cm fatta eccezione per i punti di inserimento dei cavi che presentano un ringrosso localizzato. Il sistema scatolare così studiato viene completato da una serie di traversi posti ad equidistanza di 15.00 metri e spessore di 70.00 cm destinati a garantire la forma della sezione ed il trasferimento dei carichi dalle nervature laterali alla centrale. Le due parti terminali rappresentano i traversi di testata che trasferiscono i carichi dell'impalcato al sistema vincolare e garantiscono l'efficienza della connessione arco-trave. La struttura è esternamente isostatica con due vincoli posti in asse al ponte e destinati a trasferire il carico centrato alle sottostrutture; per le azioni torcenti, ciascuna spalla è caratterizzata da una coppia di vincoli a semplice effetto che costituiscono con l'appoggio principale un sistema isostatico con vincoli sempre compressi.

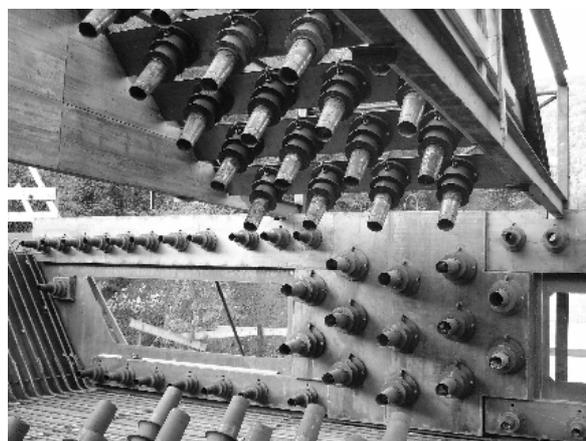


Figura 2 - Particolare testate

La precompressione dell'impalcato è stata ottenuta con un sistema di cavi da 15 e 31 trefoli 0.6" S con testate di ancoraggio di produzione ALGA per complessivi 663 trefoli. Tenendo presente l'inviluppo delle sollecitazioni flettenti che, per le strutture ad arco a via inferiore, ha la classica forma a farfalla con l'allargamento centrale in caso di estensibilità di cortina, è stata prevista una precompressione pressoché baricentrica con cavi a tracciato rettilineo. Nelle parti terminali, a causa dell'aumento di sezione per il traverso di testata, la presollecitazione è stata incrementata con ulteriori cavi in modo da mantenere la tensione normale pressoché costante. I traversi interni sono pretesi con 3 cavi da 19 trefoli 0.6" S con tracciato parabolico concavo verso il basso. Il trasferimento dell'azione dell'arco all'impalcato è stato ottenuto attraverso un doppio sistema di cavi di precompressione. Il primo, disposto nel piano dell'arco, è costituito da una serie di 24 cavi da 31 trefoli 0.6" S inclinati in opposizione alla tangente dell'arco all'imposta in modo da contrastare l'azione tagliante arco-impalcato e trasferire la componente orizzontale della spinta all'impalcato; il secondo sistema, costituito da 10 cavi da 31 trefoli 0.6" S, riporta la

trazione dell'impalcato dalla sua estremità fino a sufficiente distanza dall'attacco dell'arco in modo da garantire al sistema arco-impalcato una sufficiente distribuzione dell'azione concentrata trasmessa dalla piastra di acciaio dell'arco alla sezione in c.a.p. dell'impalcato (Fig. 2).

L'arco in acciaio è costituito da una sezione scatolare a forma rettangolare dell'altezza di 1.20 metri e larghezza di 2.50 metri costanti per tutta la lunghezza. La sezione è irrigidita con diaframmi trasversali in corrispondenza della pendinatura e nei punti intermedi unitamente ad una serie di irrigiditori longitudinali in grado di assicurare la compattezza della sezione senza pericoli di instabilità locale delle lamiere. In corrispondenza delle parti terminali di appoggio la sezione è irrigidita con lamiere di maggior spessore in grado di riportare la risultante dell'azione normale alla condizione di distribuzione uniforme sulla piastra di appoggio.

Il sistema di sospensione è stato studiato in modo da garantire, per quanto possibile, il funzionamento ad arco-trave secondo lo schema classico di arco sottile e trave irrigidente. I pendini sono stati realizzati con coppia di funi spiroidali chiuse di produzione TENSOTECHI del diametro di 72 mm poste ad interasse di 5.00 metri. La distribuzione della sospensione ha mostrato un buon accordo tra l'ipotesi di inestensibilità della cortina e l'effettivo andamento dell'involuppo della caratteristica flettente.

I cavi di sospensione sono stati pretesi al termine del montaggio ottenendo il completamento del sistema combinato arco-trave con la limitazione, per quanto possibile, della caratteristica flettente nell'impalcato.

Da un punto di vista statico la struttura presenta caratteristiche di rigidità tali da far ricadere il sistema nelle ipotesi poste alla base del sistema Langer di arco sottile e trave irrigidente. L'arco ha un rapporto di rigidità estensionale con l'impalcato $(EA)_a/(EA)_t$ pari a 1/3.7 ed il parametro di rigidità flessionale $(EJ)_a/(EJ)_t$ è pari a circa 1/17. Il ventaglio di analisi compiute sia in ambito lineare sia in ambito non lineare con il codice di calcolo SAP2000 ver.8, ha mostrato un buon accordo con i risultati ottenuti applicando la teoria classica [1]. La condizione di struttura mista, con arco in acciaio e impalcato in c.a.p. ha imposto lo studio di dettaglio degli effetti viscosi nel sistema sia per quanto riguarda il livello tensionale acciaio/calcestruzzo, sia per la deformazione globale dell'impalcato perfettamente connesso all'arco in acciaio.

4. LA COSTRUZIONE

La costruzione di una struttura combinata arco-trave a via inferiore pone sempre dei problemi legati essenzialmente alla carenza di rigidità e resistenza dei suoi elementi: arco e trave.

Per i ponti a via superiore la posizione dell'arco, impostato su fondazioni proprie, consente metodi costruttivi economicamente validi e veloci anche nei casi di volta sottile facendo uso del banchinaggio di realizzazione. I ponti a via inferiore presentano il vantaggio della propria isostaticità esterna che ne consente, quando possibile, la movimentazione [2]. Tuttavia, in via generale, un sistema strutturale combinato ad arco sottile e trave irrigidente presenta un impalcato incapace di sostenersi per tutta la luce ed un arco assolutamente inadatto a trasferire carichi concentrati comunque disposti, anche di piccola entità. Una tale condizione di partenza impone lo studio della costruzione essenzialmente secondo due direttrici: la prima, realizzazione

dell'intero ponte fuori opera e trasferimento successivo nella sua posizione definitiva; la seconda, realizzazione dell'impalcato su pile provvisorie, costruzione dell'arco e completamento del sistema con la pretensione della cortina di sospensione [3]. Per il caso in esame non esistevano alternative alla costruzione tradizionale su pile provvisorie e successivo completamento.

Lo studio della modalità di realizzazione dell'impalcato ha richiesto un'attenta analisi dei costi e dei tempi di esecuzione. La sezione costante e la particolare tipologia di precompressione consentiva il lancio dell'impalcato partendo da una spalla; tuttavia la lunghezza da realizzare, pari a circa 100 metri, ne rendeva il sistema antieconomico. La costruzione su banchinaggio con tecniche tradizionali presentava una serie di vantaggi operativi anche se richiedeva un forte impegno espresso in termini di attrezzature per il peso non trascurabile del ponte da realizzare. La soluzione che ha rappresentato un corretto equilibrio tecnico economico è stata quella di una parziale prefabbricazione in cantiere, fuori opera, di segmenti d'impalcato, posti su pile provvisorie successivamente completati in opera con cassetta sostenuta dagli stessi pezzi prefabbricati (Fig. 3)



Figura 3 - Montaggio conci

La connessione tra i vari elementi prefabbricati, già realizzata su opere similari [4], è stata ottenuta con barre configurate ad anello sovrapposto. La sovrapposizione delle barre d'armatura è stata verificata direttamente con un modello in scala reale con risultati pienamente soddisfacenti.

In definitiva la costruzione del ponte è avvenuta in due tempi: nella prima parte sono stati realizzati i pezzi costituenti l'impalcato in un cantiere di prefabbricazione allestito nei pressi del nuovo ponte e successivamente montati su pile provvisorie nella loro posizione definitiva. La seconda fase è rappresentata dal completamento con i getti in opera partendo dalla testata per poi proseguire con i getti integrativi delle solette superiore ed inferiore e dei traversi intermedi. Particolare attenzione è stata rivolta alle fasi di getto in modo da limitare, per quanto possibile, effetti reologici eccessivi: il calcestruzzo costituente l'impalcato è stato variato a seconda della fase costruttiva passando da una classe Rck 45 MPa per i pezzi prefabbricati alla classe Rck 50 MPa per i traversi intermedi e testata terminale infine, con calcestruzzo Rck 50

MPa a ritiro controllato per i getti di completamento della soletta superiore ed inferiore.

Al termine della costruzione dell'impalcato sono stati realizzati, pretesi ed iniettati tutti i cavi di precompressione partendo dai traversi e così in successione, cavi longitudinali e cavi corti di trasferimento delle azioni concentrate.

La fase di realizzazione dell'arco metallico non ha comportato difficoltà particolari fatta eccezione per le normali attività legate alla saldatura in opera di lamiere di elevato spessore. L'altezza dell'arco è limitata a 17.50 metri ed è facilmente raggiungibile con attrezzature ordinarie sia per il sostegno dei conci con pile provvisorie sia per il personale con balconi di lavoro fissi o cestelli idraulici (Fig. 4).

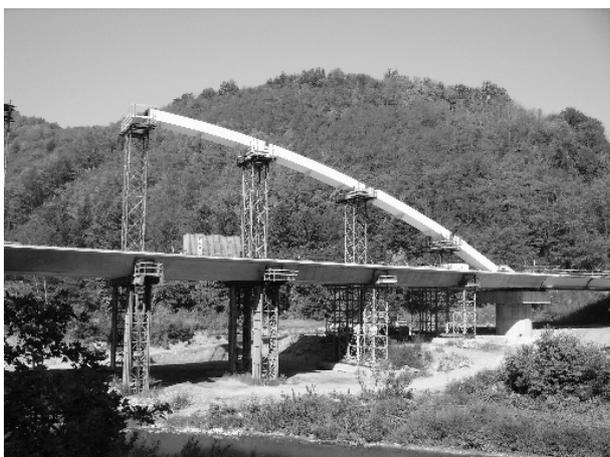


Figura 4 - Montaggio arco

L'arco solidarizzato all'impalcato è stabile anche senza alcuna fune di sospensione ed ha permesso il posizionamento di tutta la cortina dei pendini con il controllo della geometria e dei dettagli di ancoraggio.

La fase di tesatura ha rappresentato la condizione più impegnativa per le varie membrature: durante le varie operazioni di tiro, i pendini sono stati sollecitati con carichi superiori alle massime azioni in esercizio; l'arco è stato impegnato da azioni concentrate da cui sono derivati campi di tensione limitati all'ambito dei valori ammissibili ma superiori ai tassi di lavoro in esercizio; parimenti, dal punto di vista della stabilità, la fase di pretensione ha rappresentato il massimo impegno dell'arco a causa della ridotta connessione di cortina durante le presollecitazioni dei primi pendini.

Deve essere altresì osservato come le fasi di tesatura abbiano operato una verifica indiretta della stabilità del sistema in caso di rottura o sostituzione di uno o più pendini. Con l'attivazione della sospensione il sistema combinato arco trave è stato completato e l'impalcato si è distaccato dai sostegni provvisori in alveo. La condizione vincolare è stata successivamente integrata con i vincoli torsionali disposti ai lati ed il ponte è stato oggetto delle opere di finitura: protezioni, pavimentazioni e giunti.

5. CONCLUSIONI

Il nuovo ponte sul fiume Serchio è rappresentato da una struttura ad arco sottile e trave irrigidente di tipo misto con trave d'impalcato in c.a.p. ed arco in acciaio. La luce del ponte

è pari a 132 metri con una freccia dell'arco parabolico di soli 17.50 metri. L'altezza della sezione trasversale a cassone con anima centrale e due laterali inclinate è pari a 2.40 metri con una snellezza di 1/55. Il piano di sospensione centrale completa la struttura secondo uno schema caratterizzato da una lettura statica diretta e da un equilibrio geometrico di sicuro interesse (Fig. 5-6).



Figura 5 - Vista generale



Figura 6 - Scorcio prospettico

BIBLIOGRAFIA

- [1] F. Cafarella (1975) – *Sulla statica dei sistemi combinati di funicolare e di trave irrigidente* – Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni dell'Università di Pisa, Vol. XIV
- [2] M. Viviani, A. Tonacci (2001) – *Tipologie strutturali in sistema misto acciaio-calcestruzzo per la sostituzione dei ponti danneggiati dall'alluvione in Versilia* – Atti XVIII Congresso CTA, Venezia
- [3] M. Viviani (2005) – *Nuovo ponte sul fiume Soligo a Pieve di Soligo* – Costruzioni Metalliche 6, 2005
- [4] F. Martinez y Cabrera et. Al. (1987) – *I Viadotti Granuda e Casello per l'autostrada Carnia-Tarvisio realizzati con assemblaggio longitudinale* – L'Industria Italiana del Cemento 609/87

IL NUOVO PONTE SUL SERCHIO A TURRITE CAVA

Massimo Viviani

SE.I.CO. - Servizi Ingegneria e Consulenza srl, Lucca

SOMMARIO

Il nuovo ponte sul Serchio a Turrîte Cava è una trave continua in c.a.p. organizzata su quattro luci: 45.00 – 60.00 – 60.00 – 45.00 metri con una pendenza longitudinale costante del 4.5%. La struttura è del tipo a trave continua semplicemente appoggiata con sezione trasversale a cassone monocellulare di altezza costante di 2.80 metri e con una larghezza totale di 10.70 metri. Le pile sono a fusto singolo con fondazioni a pozzo e spalle di estremità. La struttura, posta in zona sismica, è stata vincolata in modo da migliorare, per quanto possibile, le proprie capacità dissipative. La realizzazione è avvenuta con la tecnica di lancio utilizzando pile provvisorie metalliche, necessarie vista la notevole snellezza della struttura.

SUMMARY

The new bridge at Turrîte Cava is a continuous beam of four spans, 45.00-60.00-60.00-45.00 meters with longitudinal slope of 4.5%. The structure is a prestressed bridge with monocellular section of 2.80 meter high and 10.70 meters wide. The piers has shaft foundation and the abutment are on piles. Due to seismic area the bearing has been studied in a way to insure, as possible, the dissipative performance. The construction has been made as launched bridge starting from the low abutment toward the other side by a set of temporary steel piles.

1. INTRODUZIONE

Il fiume Serchio è caratterizzato da due viabilità in affiancamento alle sponde per la quasi totalità del corso d'acqua. In sponda destra la via provinciale ed in sinistra la via Statale SS12 del Brennero e di penetrazione verso la Lunigiana. La presenza dei collegamenti verso valle ha consentito lo sviluppo dei centri urbani su entrambe le sponde con la conseguente necessità di incrementare l'unione tra le rive e quindi la costruzione di nuovi ponti. In questo contesto antropico l'attraversamento del fiume Serchio in corrispondenza di Turrîte Cava è stato oggetto di attenzione e di finanziamento da parte di numerosi Enti Pubblici e Privati in modo da adeguare la vecchia passerella alle nuove esigenze di traffico.

Nel seguito sono riportati i tratti salienti della progettazione ed esecuzione dell'opera, in esercizio dal 15 ottobre 2006.

2. SCELTE DI PROGETTO

Il nuovo ponte sul Serchio a Turrîte Cava sostituisce una vecchia passerella costruita nel 1951 dalla "SELT-Valdarno" (Società Elettrica Ligure Toscana) di larghezza modesta e con struttura a trave continua secondo lo schema Gerber (Fig.1).

Lo studio della struttura esistente, nei riguardi dello stato di conservazione e del possibile adeguamento, non ha mostrato risultati di validità tecnico-economica ed ha indicato la costruzione di un nuovo ponte come la migliore soluzione in linea con tutti i vincoli presenti sia da parte del corso d'acqua sia del traffico di attraversamento attuale e previsto.

Dal punto di vista stradale il ponte realizza il collegamento tra il comune di Coreglia Antelminelli (LU) e la viabilità provinciale di scorrimento, riducendo drasticamente i tempi di trasferimento verso la Piana di Lucca. La carreggiata stradale è del tipo extraurbana secondaria "C2" (D.M. 5.11.2001) organizzata con due corsie di 3.50 m affiancate da banchine di 1.25 m. La diversa quota orografica delle due sponde è risolta con un raccordo verticale con il ponte posizionato nel tratto a livelleta costante della pendenza del 4,5%.



Figura 1 - Vecchia passerella di Turrîte Cava

Dal punto di vista idraulico il fiume Serchio, a carattere torrentizio, presenta un'alveo di sufficiente larghezza in relazione alle piene attese con altezza d'acqua modesta. Le indicazioni dell'Autorità di Bacino imponevano attraversamenti organizzati con luci superiori a 40.00 metri riducendo al minimo le pile in alveo per le quali era richiesto il fusto unico di tipo cilindrico e fondazioni a pozzo.

La lunghezza del collegamento tra le due sponde, pari a circa 350.00 metri coinvolge anche la linea ferroviaria Lucca-Aulla con i corrispondenti vincoli legati all'esercizio rotabile.

In via preliminare sono state vagliate le possibili soluzioni tra gli schemi di travi semplicemente appoggiate, continue ed a sistema combinato arco-trave a via superiore ed inferiore.

La prima progettazione a livello definitivo è stata sviluppata con una soluzione di trave continua in sistema misto acciaio-calcestruzzo. La successiva valutazione economica ha portato a preferire per la progettazione esecutiva una soluzione in c.a.p. a cassone monocellulare in trave

continua organizzata su quattro luci di cui 45.00 metri alle estremità e due centrali di 60.00 metri. L'attraversamento è completato da due spalle passanti in modo da garantire la percorribilità della golenia in sponda destra e la funzionalità della via ferrata in sponda sinistra.

3. IL NUOVO ATTRAVERSAMENTO

L'attraversamento del fiume Serchio è costituito da una serie di manufatti in grado di garantire la massima funzionalità del collegamento e delle infrastrutture presenti. La spalla in destra idraulica, di connessione con la via provinciale è di altezza modesta e conformata in modo da garantire il passaggio attraverso il rilevato. Le fondazioni sono costituite da pali di medio diametro (80.00 cm) spinti a 12.00 metri in grado di trasferire tutte le azioni verticali provenienti dall'impalcato. Per quanto riguarda le forze orizzontali, compresa l'azione sismica, la spalla è stata vincolata con una soletta di trascinamento inserita sotto il rilevato di approdo in modo da garantire con ampio margine di sicurezza i carichi di progetto. Particolare attenzione è stata posta per la definizione del sistema vincolare. Tutte le pile e la spalla in sinistra idraulica, sottopasso ferroviario, sono caratterizzati da appoggi unidirezionali sul lato valle e multidirezionali sul lato monte in modo da limitare le azioni orizzontali in fondazione alla sola quota di competenza. In corrispondenza della spalla lato provinciale il sistema vincolare è articolato in due parti: all'intradosso dell'impalcato sono disposti due vincoli dello stesso tipo delle pile mentre in corrispondenza delle due anime, ad altezza pari all'asse geometrico della sezione, sono disposti due appoggi in neoprene ad elevato spessore e debole armatura, assicurati all'impalcato a mezzo di due cavi passanti composti da 19 trefoli 0.6" in modo da garantire il doppio effetto. Questa condizione vincolare rappresenta da un punto di vista cinematico una cerniera fissa in corrispondenza dell'asse della travata, con notevoli benefici sullo spostamento del giunto dovuto alla rotazione di appoggio; dal punto di vista della resistenza il sistema così studiato consente una maggiore possibilità dissipativa rispetto alla condizione standard, in grado di sopportare azioni orizzontali importanti e di essere facilmente sostituibile con costi limitati (Fig. 2).

Le pile sono caratterizzate da fondazioni a pozzo ottenuto con una serie di pali affiancati della dimensione di 80 cm



Figura 2 – Dettaglio vincolo spalla dx

spinti fino alla profondità variabile tra 6.00 ed 8.00 metri dall'intradosso del plinto di fondazione. La lunghezza dei pali è stata studiata in modo da garantire le fondazioni verso possibili scalzamenti anche in occasione di piene eccezionali.

Il fusto è stato realizzato secondo una forma cilindrica modificata in corrispondenza della sommità in modo da accogliere i vincoli dell'impalcato. Le dimensioni dei pulvini sono state studiate in modo da garantire l'alloggiamento delle slitte di passaggio e da rendere possibile un futuro controllo e/o sostituzione dei vincoli (Fig. 3).



Figura 3 - Dettaglio pila

La spalla lato ferrovia è organizzata come un sottopasso con l'appoggio dell'impalcato su un piedritto. La condizione di scatolare monolitico del manufatto conferisce una notevole rigidità di assieme anche se l'altezza rilevante dei piedritti, in relazione allo spessore, ha imposto uno studio di dettaglio dei carichi in modo da limitare, per quanto possibile, le azioni esterne. Il ponte in c.a.p. verso fiume è stato vincolato allo scatolare con semplici carrelli in modo da limitare le azioni alla sola quota verticale ed alle azioni orizzontali di attrito vincolare e sisma trasversale. La parte lato terrapieno è stata realizzata con terra armata in modo da ridurre drasticamente la spinta del terreno a tergo con conseguente vantaggio deformativo e di resistenza. (Fig. 4).

Il ponte in c.a.p. è costituito da una sezione a cassone monocellulare di altezza massima pari a 2.80 metri in corrispondenza dell'asse longitudinale, con una larghezza fuori tutto di 10.70 metri organizzata con due sbalzi di 2.68 metri. La soletta superiore ha uno spessore variabile tra 44. cm all'attacco dello sbalzo e 30. cm al centro dell'impalcato e costante per tutta la lunghezza. La soletta inferiore ha uno spessore di 20. cm in mezzeria di campata che aumenta in corrispondenza degli appoggi fino a 40. cm. Le anime hanno spessore di 50. cm in campata per aumentare a 80. cm a cavallo degli appoggi in corrispondenza della sovrapposizione dei cavi di precompressione.

La struttura prevede due sistemi di precompressione: il primo destinato a sostenere i carichi durante la fase di varo dell'impalcato; il secondo, di completamento, organizzato in modo tradizionale per il definitivo sostegno dei carichi permanenti ed accidentali.



Figura 4 - Scatolare di attraversamento

Il primo sistema è costituito da una serie di 8 cavi da 13 trefoli 0.6" per la soletta superiore e 4 cavi da 15-19 trefoli da 0.6" per la soletta inferiore. La corrispondente sollecitazione è pressochè baricentrica con piccole perturbazioni dovute alla variazione di asse geometrico. La continuità di tesatura è del tipo alternato secondo lo schema classico in modo da mantenere il concio in guida con metà valore di presollecitazione ed eliminare giunti completi di precompressione.

La precompressione di completamento è ottenuta con cavi da 19 trefoli 0.6" disposti con il classico andamento parabolico e sovrapposti in corrispondenza degli appoggi. Le testate poste a fianco dell'anima, nella parte interna, individuano cavi della lunghezza complessiva di circa 80.00 metri composti e tesati dall'interno al termine delle operazioni di varo.

I traversi in corrispondenza degli appoggi sono del tipo ordinario con spessore di 60. cm e foro centrale per il passaggio fatta eccezione per il primo traverso che è stato modificato per l'inserimento dell'avambecko di varo e delle corrispondenti barre dywidag di collegamento.

I raccordi delle due spalle con la viabilità esistente sono stati realizzati utilizzando rilevati in terra armata a paramento verde o scogliera a secco e/o cementata in modo da graduare l'inserimento del nuovo ponte nell'ambiente circostante. Tutta la superficie di calcestruzzo è stata trattata con vernice tipo epossidica e colore RAL 1013. Il risultato protettivo è conforme con la vita prevista del manufatto parimenti, dal punto di vista estetico, l'opera si inserisce nel contesto circostante con un elevato grado di finitura.

4. LA COSTRUZIONE

Per quanto riguarda la costruzione, la progettazione originaria, vista la lunghezza dell'impalcato limitata a 210.00 metri e la sua altezza da terra, era stata organizzata con la tecnica tradizionale, campata per campata con banchinaggio in alveo. L'impresa esecutrice, seguendo le indicazioni del proprio staff tecnico, ha inteso promuovere una variante alla metodologia costruttiva dalla tecnica span by span al lancio frontale di conci prefabbricati e solidarizzati con apposita precompressione di varo. Questa tecnica presenta alcuni

vantaggi esecutivi in quanto concentra la costruzione del ponte vero e proprio, getto del calcestruzzo e posa dell'armatura metallica, in corrispondenza di un lato con la possibilità di porre in essere attività di prefabbricazione spinta, turni di lavoro liberi da condizionamenti atmosferici e qualità del prodotto più elevata. Il limite economico della tecnica di varo di punta è localizzato proprio attorno alla lunghezza in esame [1], [2], ed è quindi fortemente influenzato dalla tecnologia disponibile dall'impresa esecutrice.

L'impalcato è stato scomposto in sette conci in modo da posizionare i giunti in zone di minore impegno costruttivo e con lunghezze tali da mantenere il concio di prima tesatura all'interno delle guide di lancio. Le lunghezze dei conci sono risultate comprese nell'intervallo di 29.00- 32.00 metri per un totale di 210.0 metri in asse appoggi.

Il cantiere di prefabbricazione è stato equipaggiato con casseri movimentati con pistoni oleodinamici in grado di garantire un agevole distacco delle pareti dal calcestruzzo.

In considerazione dell'altezza d'impalcato, pari a 2.80 metri e delle luci da superare, 45.00 e 60.00 metri, non era possibile organizzare la spinta utilizzando le sole pile definitive, anche facendo ricorso ad avambecki di lunghezza elevata. La soluzione adottata, in linea con la normale pratica costruttiva è stata quella di utilizzare pile provvisorie poste a metà luce in modo da riportare i valori di snellezza intorno ai parametri correnti ($2.80/30.00 = 1/11$) [2].

La pendenza dell'impalcato ha comportato la necessità di operare controlli serrati sulla planarità del piano di slittamento unitamente ad una corretta valutazione delle azioni in sede di verifica strutturale delle fasi di montaggio. Dal punto di vista cinematico tutte le slitte di scivolamento sono state posizionate e verificate con errori limitati a +/- 2 mm. I corrispondenti calcoli di verifica della sicurezza sono stati compiuti considerando i carichi permanenti effettivi unitamente alle azioni derivanti da distorsioni termiche e cedimenti differenziali. Per le variazioni termiche sono state considerate variazioni differenziali tra intradosso ed estradosso dell'impalcato pari a +10/-5 °C; i cedimenti vincolari differenziali attesi sono stati valutati nei limiti di +/- 1 cm dovuti ad errori o a cedimenti fondali delle pile provvisorie (Fig.5).



Figura 5 - Fase di varo

La precompressione di varo è stata realizzata in modo da realizzare, per quanto possibile, un'azione normale baricentrica. L'entità della presollecitazione è stata impostata in modo da ottenere una precompressione parziale in caso di massime azioni sollecitanti. La scelta di parziale precompressione consente di limitare l'entità della pretensione con un leggero aumento dell'armatura lenta ed una riduzione delle azioni dovute alle distorsioni per effetto delle fessurazioni ammesse.

In pratica le verifiche mostrano una precompressione totale in assenza di cedimenti differenziali e variazioni termiche tra intradosso ed intradosso dell'impalcato. Con l'aumento delle sollecitazioni per effetto delle distorsioni impresse la sezione si parzializza mantenendo tuttavia le tensioni all'interno del campo ammissibile.

L'ultima fase di spinta è stata realizzata senza l'avambecco di varo e con il retrobecco necessario a spingere l'impalcato nella sua posizione definitiva oltre la centrale di spinta.

Dopo il posizionamento dell'impalcato, a spinta ultimata, sono state rimosse le slitte di varo e sostituite con gli appoggi definitivi. La successiva precompressione di completamento ha attivato gli appoggi definitivi scaricando gli appoggi posti sulle pile provvisorie. L'impalcato, ultimato dal punto di vista statico, è stato completato nelle sue parti accessorie, iniezioni, giunti e protezioni e soggetto alle prove di carico di collaudo. Lo scatolare di attraversamento della ferrovia è stato realizzato con travi in c.a. normale a T prefabbricate in cantiere, successivamente posizionate e completate con il getto della soletta superiore su coppelle.

I rilevati, semplici ed armati, unitamente alle scogliere di protezione spondale hanno completato l'attraversamento.

Al termine dei lavori e con l'apertura al traffico del nuovo ponte è stata demolita la vecchia passerella, oggetto di studio di identificazione strutturale e successiva demolizione a mezzo di esplosivo [3]

5. CONCLUSIONI

Il nuovo attraversamento del fiume Serchio a Turrîte cava è rappresentato da una trave continua della lunghezza di 210.00 metri organizzata su quattro luci da 45+60+60+45 metri. La sezione è del tipo a cassone monocellulare di 2.80 metri di altezza, costante per l'intera lunghezza dell'impalcato. La metodologia costruttiva adottata ha confermato la validità economica del sistema a spinta anche per lunghezze modeste. L'uso della precompressione parziale in fase di lancio ha ridotto l'entità della presollecitazione senza alcuna riduzione della sicurezza durante le operazioni di varo. Il sistema vincolare studiato, con leggere modifiche rispetto alle configurazioni tradizionali, ha permesso il rispetto cinematico dello schema statico unitamente ad un incremento delle possibilità dissipative del sistema. Le fondazioni con pali e soletta di trascinamento hanno consentito il trasferimento delle azioni orizzontali e verticali senza particolari difficoltà e con ampie garanzie nei riguardi degli spostamenti e di eventuali fenomeni di scalzamento. Tutte le superfici di calcestruzzo sono state protette con vernice di tipo epossidica. L'uso dei rilevati armati e delle scogliere semplici e cementate per le opere di protezione hanno completato l'attraversamento ottenendo un buon inserimento paesaggistico della nuova infrastruttura.

6. DATI CARATTERISTICI

Ponte in c.a.p. a trave continua 45+60+60+45 metri.

Sezione trasversale tipo C2 (1.25+3.50+3.50+1.25)

Altezza della sezione pari a 2.80 m costante per l'intera lunghezza.

Localizzazione dell'opera, Comune di Coreglia Antelminelli (LU) località Turrîte Cava.

Progettazione delle strutture, del varo e Direzione dei lavori eseguita dall'Ing. Massimo Viviani – Lucca.

Attrezzatura di spinta dell'impresa Guerrini Elio srl – Piancamuno (BS)

Lavori ultimati dall'impresa GUIDI GINO Spa (LU).



Figura 6 - Scorcio prospettico

BIBLIOGRAFIA

- [1] Bernhard Gohler , Brian Pearson – (2000) *Incrementally Launched Bridges – Design and Construction* Ernst & Sohn, Berlin.
- [2] Marco Rosignoli – (2002) *Bridge Launching* Thomas Telford, London
- [3] Matteo Pierami – (2007) *Ponte sul Serchio in località Turrîte: identificazione dinamica e progetto della demolizione.* Tesi di Laurea, Facoltà d'Ingegneria, Pisa

