

PREMI aicap 2016 REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO



I testi degli articoli di presentazione, le foto e i disegni delle opere sono tratti dalla documentazione presentata con la candidatura ai Premi **aicap** 2016

PREMI aicap 2016
REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

CATEGORIA EDIFICI

***NUOVO OSPEDALE DEL MONSELICE – ESTE.
APPLICAZIONE DI SOLAI POST TESI IN OPERA***

***PADIGLIONE DEL BAHRAIN “ARCHEOLOGIE DEL VERDE”
A EXPO 2015 MILANO***

EDIFICIO UNICREDIT PAVILION IN MILANO

CATEGORIA OPERE INFRASTRUTTURALI

***VIADOTTO COLLE ISARCO SULL’AUTOSTRADA DEL BRENNERO.
CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE DELL’IMPALCATO***

***VIADOTTO PRECOMPRESSO A PIASTRA SUL FIUME ADDA –
S.S. N.38 VARIANTE S. LUCIA (BORMIO)***

***MANHATTAN – 9TH AVENUE DEVELOPMENT.
COSTRUZIONE DI UNA PIATTAFORMA IN C.A.P.***

***FERROVIA SAIDA-MOULAY SLISSEN (ALGERIA).
IMPALCATO A CASSONI CELLULARI PER VIADOTTI CONTINUI A SPINTA***

PREMI aicap 2016
REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

EDIFICI

Premio conferito a:

**PADIGLIONE DEL BAHRAIN “ARCHEOLOGIE DEL VERDE”
A EXPO MILANO 2015**

“L’edificio ha una struttura interamente prefabbricata con pannelli verticali e orizzontali della copertura parziale, a sviluppo non piano.

Vi si combinano brillantemente le soluzioni relative all’aspetto architettonico, alla qualità esecutiva, alle studio delle forme, alla cura dei particolari e alla funzionalità anche in vista delle diverse collocazioni a cui è destinato.

E’ rilevante l’uso di elementi prefabbricati in calcestruzzo con cemento bianco, smontabili (ed effettivamente smontati) ai fini del ripristino rapido della disponibilità dell’area provvisoria, e trasportabili per un riutilizzo successivo dell’opera oltremare. Tutti aspetti che sono da sottolineare anche nei confronti della sostenibilità ambientale.”



NUOVO OSPEDALE DEL MONSELICE – ESTE. APPLICAZIONE DI SOLAI POST TESI IN OPERA



1. DESCRIZIONE DI SINTESI DELL'OSPEDALE

Il nuovo complesso ospedaliero è costituito da edifici a più piani in calcestruzzo armato: si compone di un corpo ospedale centrale, composto a sua volta da 9 blocchi strutturalmente indipendenti, denominati A1, A2, A3, B1, B2, B3, C1, C2, C3. Ad esso, tramite cunicoli interrati, sono collegati il locale servizi mortuari (SM) e il polo tecnologico adibito agli impianti (T1, T2, T3).

I blocchi C1, C2, C3 si compongono di 4 piani calpestabili (livelli 0÷3); i blocchi A1, A2, A3, B1, B2, B3 si compongono invece di 3 piani calpestabili (livelli 0÷2), ad eccezione dei corpi A1 e B3, per il quali è presente un livello 3 non esteso a tutta la pianta.

Al di sopra della struttura di calcestruzzo è disposta una copertura metallica "ad onda" che caratterizza architettonicamente il fabbricato e che si collega alla sottostante struttura di calcestruzzo in corrispondenza dei pilastri. Tra i corpi C3 e B3 è presente un edificio adibito a luogo di culto realizzato in legno lamellare.

In corrispondenza del corpo A2, il quale presenta le maggiori irregolarità geometriche, è previsto un auditorium a forma tronco-conica a base ellittica in struttura metallica con relativa scala elicoidale di accesso.

Sono infine presenti numerose opere accessorie (scale di sicurezza, pensiline, passerelle di collegamento) tutte realizzate in acciaio.

2. DESCRIZIONE DELLE SOLETTE IN C.A.P.

La struttura dell'edificio in elevazione è costituita da piastre di solaio ordite su luci regolari di lato 8.00 m per 8.00 m e pilastri gettati in opera.

Per le strutture orizzontali di piano si è prevista una tipologia in c.a. precompresso in opera con la tecnologia dei mono-trefoli inguainati e viplati (precompressione interna non aderente).

I solai di piano dell'edificio sono caratterizzati da una precompressione post-tesa diffusa applicata tramite fasci di cavi mono-trefoli con guaina singola in HDPE, scorrevoli e protetti nella guaina mediante grasso passivante (viplatura).

Il tracciato dei cavi è ordito in generale secondo le due direzioni principali d'inflessione delle piastre, con fasci più fitti in corrispondenza degli assi appoggi sui pilastri.

Gli spessori delle solette sono ovunque contenuti entro 24, 32 e 44 cm, a seconda della condizione geometrica e dei sovraccarichi di esercizio previsti.

3. I SOLAI PRECOMPRESSI IN OPERA

Aspetti strutturali e costruttivi

La tipologia di solaio precompresso in opera comporta notevoli vantaggi strutturali rispetto alle soluzioni tradizionali in c.a. gettato in opera con alleggerimenti; comporta una soluzione di getto a sezione compatta ed interamente reagente (appunto grazie alla compressione media minima garantita in condizione di carico quasi-permanente). Oltre a questa

condizione basilare si elencano di seguito ulteriori vantaggi strutturali:

- maggiore omogeneità degli orizzontamenti nelle varie parti dell'edificio;
- struttura monolitica in generale più rigida (in questo caso seppur riducendo lo spessore totale sono state verificate le frecce in condizione SLE rispetto ai minimi requisiti di normativa);
- possibilità di trasferire azioni orizzontali di piano, tipo il taglio sismico, senza avere zone di indebolimento membranale dovuto agli alleggerimenti;
- riduzione dell'armatura ordinaria così da migliorare l'interferro (evitando congestioni d'armatura) e agevolare le fasi di posa in opera e di getto del calcestruzzo, oltre che agevolare il controllo di qualità nell'esecuzione;
- riduzione dei pesi propri strutturali, come conseguenza della diminuzione dello spessore delle solette, con doppio effetto di minori tensioni in esercizio e minore entità di cedimenti sul terreno di fondazione. La diminuzione delle masse strutturali in gioco costituisce inoltre un miglioramento della risposta sismica dell'edificio nel suo complesso;
- si evitano gli alleggerimenti, inclusioni d'aria che nel tempo possono essere veicolo di esposizione non controllata delle armature e conseguentemente punti di degrado in termini di durabilità;
- prestazioni in esercizio superiori rispetto al c.a. ordinario, per assenza del regime fessurato; risulta verificato automaticamente lo stato limite di

- formazione di fessura (oltretutto lo stato limite di apertura di fessura);
- minore deformabilità del solaio e riduzione delle controfrecce di costruzione;
- riduzione degli effetti flessionali dovuti alle azioni permanenti;
- possibilità di disarmo anticipato con riduzione dei tempi di costruzione;
- i fenomeni reologici del calcestruzzo sono mitigati, in particolare il ritiro, che riveste importanza in rapporto alle apprezzabili estensioni dei singoli edifici, risulta contrastato dalla coazione impressa a livello membranale nelle solette. Ciò fra l'altro avviene in tempi brevi, a pochi giorni di maturazione.

Introducendo infatti la tecnologia della precompressione, le fasi realizzative degli orizzontamenti di piano consentono elevati livelli di resa, in quanto i sistemi di cassetatura adottati sono di tipo modulare e permettono di ridurre i tempi normali di maturazione del getto del calcestruzzo effettuandone il disarmo anticipato: gli elementi di cassetatura infatti non costituiscono elemento portante per il solaio, ma solamente un contenimento fisico al getto. Il sostegno della struttura non ancora performante viene garantito da precisi schemi di puntellazione, posizionati nei punti strategici di flessione del solaio.

La tecnologia della post-tensione permette già dopo 2 giorni dal getto di tendere i trefoli a circa il 60% del valore di tesatura finale, quando il calcestruzzo ha raggiunto una resistenza su provino cubico contenuta (circa 180-200 kg/cm²), rendendo la struttura autoportante.

I trefoli impiegati sono in acciaio a basso rilassamento: ogni trefolo è singolarmente ingrassato e rivestito con una guaina in polietilene che ha funzione di ridurre l'attrito del cavo durante la tesatura e di proteggere l'acciaio da ogni possibile ossidazione. Nel solaio i cavi sono disposti secondo un tracciato parabolico. I trefoli, una volta tesati, sono ancorati con piastre che fanno contrasto sulla matrice di calcestruzzo dei solai e sono composte da una piastra di ripartizione e da una sede di alloggiamento di un morsetto di bloccaggio del cavo.

Aspetti funzionali e manutentivi

Dal punto di vista della durabilità la soluzione della soletta precompressa consente come già detto di assolvere "automaticamente" molti livelli di stato limite di esercizio, garantendo una protezione adeguata dell'armatura rispetto ai fenomeni di corrosione/degrado.

Dal punto di vista della protezione all'incendio l'armatura di precompressione

assolve i requisiti prestazionali REI grazie ad un adeguato copriferro, ovviamente maggiore dell'armatura ordinaria.

Se dal punto funzionale le capacità in termini di rigidità e robustezza sono non inferiori ad una soletta di spessore maggiore, ma alleggerita, le prestazioni acustiche non sono minori nel contesto progettuale in cui sono inserite. Infatti la massa di solaio, fin dal progetto definitivo, non è stata mai considerata quale criterio di mitigazione delle vibrazioni/effetti acustici avendo previsto sia il pavimento galleggiante su tutti i solai interpiano dell'ospedale sia strati di elementi isolanti per attutire gli effetti del calpestio. Dal punto di vista manutentivo la soletta precompressa non prevede ulteriori interventi dopo la costruzione, similmente alle solette tradizionali in c.a..

Metodo di calcolo "Equivalent frame method"

Il calcolo delle solette presollecitate con cavi monotrefolo post-tesi è stato condotto in via preliminare con il metodo semplificato dell'approccio a telaio equivalente, tramite l'impiego del software di calcolo ADAPT-PT.

Una volta ottenuto dal programma il quantitativo di precompressione da introdurre nel solaio, per sostenere i carichi di esercizio, dopo aver controllato di rispettare i limiti tensionali ammissibili nei materiali, il quantitativo di armatura da disporre nel solaio è stato ripartito nelle zone di campata e nelle zone in prossimità dei pilastri secondo la trattazione da letteratura delle piastre su singoli pilastri (vedi F.Leonhardt/E.Mönnig "L'armatura nelle costruzioni in cemento armato Vol.III" Ed.Scienza e Tecnica).

Per il calcolo delle solette di spessore 24, 32, 36 o 44 cm ci si è ricondotti all'analisi di un telaio a più campate di luce 8m. Gli appoggi del telaio sono rappresentati dai pilastri ai vari piani e da eventuali setti perimetrali.

Forometrie posteriori alla costruzione

Nell'ambito del progetto costruttivo del solaio in calcestruzzo armato precompresso in opera, previsto nelle solette di piano dell'Ospedale, sono state valutate diverse configurazioni e tipologie di fonometrie che potrebbero essere realizzate a posteriori della fine costruzione.

Tale dettaglio è stato studiato con riferimento sia a possibili fonometrie da realizzarsi in campata di solaio che in prossimità degli appoggi sui pilastri.

Per quanto riguarda le possibili fonometrie nei solai è evidente che esse, similmente alle strutture in c.a. ordinario, potranno essere realizzate nelle zone di campate

esterne alle fasce di solaio individuate dagli assi che uniscono i pilastri.

Infatti la fascia di 2m circa a cavallo dei pilastri e secondo gli assi di orditura dei pilastri ha una funzione portante primaria, simile alle travi nel calcestruzzo armato ordinario, ed essendo caratterizzata da una maggiore densità di cavi di precompressione non può essere interessata da demolizioni che comprometterebbero la stabilità globale.

Si osserva che per la realizzazione di fonometrie nella campata del solaio è indispensabile preliminarmente condurre un'indagine di rilievo sperimentale al fine di ricostruire l'effettivo schema del tracciato cavi. Queste indagini sono facilmente conducibili con l'impiego di strumentazioni di rilievo tipo "radar".

Si esaminano pertanto di seguito queste diverse tipologie mettendo in evidenza le sequenze di lavorazione previste.

Forometrie in prossimità dei pilastri

Al fine di consentire la realizzazione di una serie di fonometrie a fini impiantistici in vicinanza dei pilastri si prevede l'inserimento di risparmi circolari, in tubi metallici, nello spessore di solaio in corrispondenza delle quattro facce del pilastro tipo 60x60cm.

Tali tubi metallici saranno comunque riempiti di calcestruzzo nella fase di costruzione e diverranno punti presenziali di demolizione/perforazione del solaio nelle possibili fasi future di vita utile della struttura in base all'evoluzione delle esigenze impiantistiche.

La necessità di chiusura in cls dei tubi di predisposizione nella fase di costruzione è evidentemente dettata dall'esigenza di garantire la compartimentazione al fuoco fra i vari piani.

Forometrie in campata 105x105cm

Per quanto riguarda possibili fonometrie in campata dei solai si esamina di seguito la dimensione massima possibile 105cmx105cm compatibilmente con il tracciato cavi, ovvero senza la necessità di interruzione dei trefoli di precompressione.

Al fine di massimizzare la dimensione di questa tipologia di asola, potenzialmente la più diffusa per possibili interventi futuri sulla struttura di piano, si sono adottati in campata trefoli non singoli ma bensì sempre accoppiati ad interasse 120cm. Tale configurazione è compatibile con la diffusione della precompressione della soletta di 24-32cm.

L'intervento di demolizione del solaio è in questo caso molto semplice, intervenendo unicamente su elementi in calcestruzzo armato ordinario mediante un taglio con lama o meglio con demolizione.

Si osservi che tale taglio non comporta, per le dimensioni rispetto alla campata tipo 8x8m, una riduzione globale di resistenza flessionale del solaio. Un eventuale ripristino delle armature lente ivi presenti (tipicamente 1+1 maglia $\phi 8/20 \times 20$) potrà essere compensata con l'applicazione di fibre di carbonio al lembo inferiore.

I rinforzi in fibre di carbonio possono essere applicati mediante nastri prefabbricati o fogli di fibre, tipicamente unidirezionali, rese solidali al calcestruzzo con resina epossidica. Tale intervento ha lo scopo di incrementare la resistenza longitudinale delle fibre di calcestruzzo al perimetro della forometria prevenendo possibili effetti di fessurazioni che si potrebbero determinare nelle zone maggiormente soggette a trazioni principali, quali ad esempio gli spigoli.

Si noti che la dimensione 105x105cm di asola è ampiamente sufficiente per un passo d'uomo o lo sbarco di una scala.

Forometrie in campata 225x225cm

Nel caso fosse necessario realizzare una forometria maggiore si è considerato una dimensione pari al doppio del modulo d'interesse dei trefoli accoppiati, ovvero 225x225cm.

In questo caso l'interruzione dei trefoli sarebbe gestibile mediante alcune fasi di demolizione specifiche:

- banchinaggio della soletta;
- demolizione parziale della soletta per creare delle tasche a cavallo dei cavi di precompressione;
- rimozione parziale della guaina in HDPE, e messa a nudo dei trefoli;
- inserimento di elementi di testata a piastra metallica con cono di bloccaggio lungo il bordo del foro in corrispondenza del trefolo;
- taglio dello spezzone di trefolo, isolato fra due testate a piastra lungo i due bordi contrapposti;
- completamento della demolizione;
- ripristino del bordo con getto di emaco, a protezione della piastra.

Ai fini del ripristino degli elementi resistenti del solaio è possibile, similmente al caso precedente, applicare una serie di rinforzi in fibre al lembo inferiore.

Forometrie in campata 600x600cm

E' possibile realizzare una forometria massima globale di 600x600cm, tale da eliminare completamente la zona di campata di un solaio.

La procedura di interruzione dei cavi è simile a quanto illustrato in precedenza. E' evidente che questo intervento non necessita di rinforzi aggiuntivi lungo il bordo avendo contestualmente eliminato

sia l'elemento portante di solaio che la quantità di carico globale ivi residente.

Si osservi che tale macro-forometria è del tutto simile a quella già presente negli edifici A1 e A3 in corrispondenza dei cortili interni.

4. OTTIMIZZAZIONE DELLE FONDAZIONI SU PALI SPECIALI

Uno degli argomenti principali di affinamento del presente progetto riguarda le opere di fondazione.

In particolare al fine di cogliere il comportamento completo delle opere sia in elevazione che in fondazione (plinti e pali) si è adottata una modellazione ad elementi finiti che consente di raccogliere in un solo calcolo entrambe le parti. Questa soluzione di calcolo consente di esprimere un giudizio non disaccoppiato fra elevazioni e sottostrutture, cosa che nella condizione di carico sismica risulta determinante a causa della modesta rigidità orizzontale del terreno superficiale e del conseguente sistema resistente dei pali. In questi termini è stata implementata una procedura di calcolo che considera l'interazione suolo-struttura, particolare di non trascurabile importanza per il contrasto di rigidità fra il suolo deformabile e l'edificio in elevazione irrigidito da notevoli controventature.

Allo scopo di introdurre criteri di ottimizzazione delle opere di fondazione si è pertanto agito non solo arricchendo i modelli di calcolo, ma adoperando anche:

- una valutazione più mirata delle portate dei pali per ciascun corpo di edificio;
- una verifica di portata dei pali con coefficienti di sicurezza il più possibile uniformi;
- una scelta differenziata di spessori di plinti/platee così da allocare meglio capacità resistenti nelle zone maggiormente sollecitate;
- un collegamento sismico delle fondazioni di tipo diffuso, tipo soletta controterra, anziché concentrato di tipo cordolo.

Campagna di indagini integrativa

E' stata eseguita una campagna d'indagine geognostica integrativa con lo scopo principale di verificare l'effettiva variabilità di quota del sub-strato di sabbia portante dei pali, onde affinare le lunghezze degli stessi che come previsto si immorsano in tale strato resistente per circa 1.5-2m.

In aggiunta sono state previste 8 prove CPT nei corpi principali A-B-C ed indagini complementari inerenti i corpi tecnologici T1-T2-T3 ed il corpo SM.

In aggiunta è stato previsto anche un sondaggio profondo, fino alla quota di -

50m dal p.c., al fine di individuare le caratteristiche del substrato resistente che risulta interessato globalmente da un regime di sollecitazione indotto dalla notevole estensione degli edifici che compongono l'ospedale.

Pali di fondazione

L'ottimizzazione dei pali di fondazione ha come oggetto il numero degli stessi, nel senso che si è ricercato un tasso di sfruttamento (coefficiente di sicurezza) il più possibile omogeneo nei vari gruppi di fondazioni, sia essi riferiti ad elevazioni su pilastri che elevazioni su pareti.

Un esempio è dato dai pilastri di facciata che con quasi metà dell'area d'influenza dei carichi sono stati portati da plinto su quattro pali a plinto su tre pali.

Plinti e platee

Come anticipato lo spessore degli elementi di fondazione è stato differenziato al fine di allocare maggiori spessori/resistenze dove richiesto dalle sollecitazioni.

In particolare i plinti per pilastri sono stati definiti in due tipologie:

- pilastri interni: quadrati con 4 pali ad interasse 1.9m, lato 3.1m e spessore 1.1m
- pilastri di facciata: triangolari con 3 pali ad interasse 1.9m, spessore 1.1m

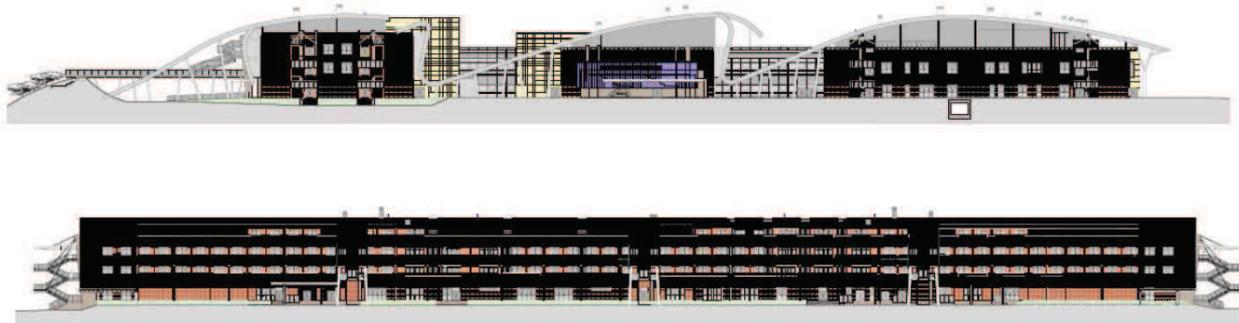
Le platee di fondazione sono state ottimizzate nello spessore a 0.9m uniforme in corrispondenza di pareti e nuclei; in alcuni tratti regolari dei cunicoli interrati lo spessore della piastra non interessata da pali è stato ridotto a 0.4m.

Si noti inoltre che la quota dei plinti/platee nelle zone di vespaio è stata tralata in alto ad una quota d'imposta di 6.5m; in tale modo la costruzione delle stesse avviene in assenza di falda e a partire dal piano di sbancamento/testa pali. Tale intervento non modifica l'altezza utile del vespaio pari a 1.95m; la riduzione puntuale dei plinti non compromette comunque la funzionalità dello stesso vespaio e del possibile passaggio impianti.

Il vespaio è inoltre corredato di una soletta continua armata di spessore 15cm che assolve lo scopo di piano rustico di camminamento, diversamente dal terreno vergine previsto nel progetto definitivo.

Tale soletta assolve inoltre la funzione di collegamento orizzontale sismico delle fondazioni semplificando notevolmente la fase realizzativa rispetto ai cordoli originariamente previsti.

■



Stazione Appaltante:

Azienda ULSS n. 17 ed il Concessionario EUGANEA SANITA' S.p.A.

Progetto definitivo:

STEAM (Capogruppo), SCAU S.A., SANSON & ASSOCIATI, FAVERO & MILAN INGEGNERIA, STUDIO STRIOLO, FOCHE SATO & PARTNERS e Dott. Geol. FRANCO SERGAS.

Progetto esecutivo:

NET ENGINEERING S.p.A. (capogruppo), PROGETTISTI ASSOCIATI TECNARC S.r.l., PRISMA ENGINEERING S.r.l. e ARTECO ARCHITECTURE ENGINEERING CONSULTING S.r.l.

Progetto costruttivo:

Lombardi Ingegneria s.r.l. (fondazioni ed elevazioni in cap e cao), Ing. Michele Defina (SACAIM), Prof. Ing. F. Colleselli (geotecnica), Studio di Ingegneria RS S.r.l. (strutture metalliche)

Commissione di collaudo:

Ing Mariano Carraro di Zelarino (Presidente), Ing. Silvano Vernizzi e Avv. Maria Antonietta Greco

RUP:

Ing. Clemente Toniolo

Direzione dei Lavori:

STEAM Ingegneria e Architettura

Direttore dei Lavori:

Prof. Ing. Mauro Strada

Direzione operativa opere edili:

STEAM Ingegneria e Architettura

Direzione operativa opere

strutturali:

F&M Ingegneria

Direzione operativa impianti Meccanici ed Elettrici:

Studio Sanson & Associati

Direzione Artistica:

SCAU (Societe de Conception d'Architecture et d'Urbanisme)

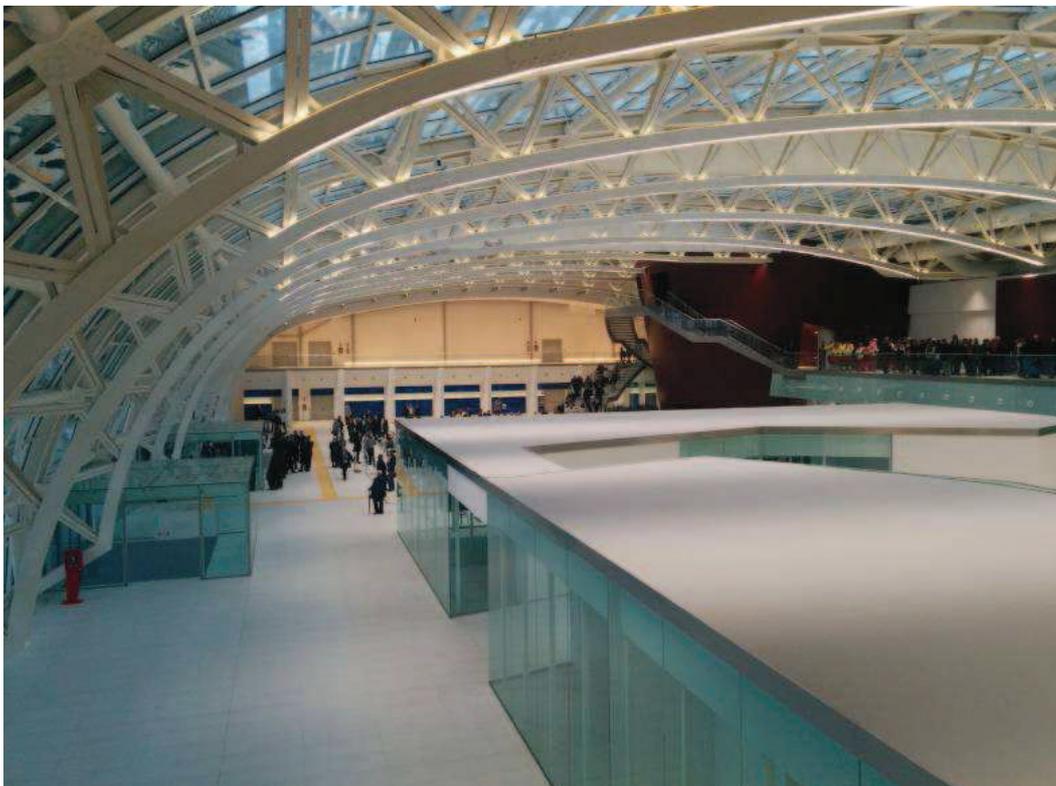
Coordinatore della sicurezza in fase di esecuzione:

Ing. Bruno Sanson

Inaugurazione

05 novembre 2014





PADIGLIONE DEL BAHRAIN A EXPO 2015 MILANO



ORIENTE E OCCIDENTE SI INCONTRANO NEL PADIGLIONE DEL BAHRAIN

La società Restaura sceglie Magnetti Building quale partner d'eccellenza per la realizzazione del Padiglione del Regno di Bahrain, opera dello Studio Anne Holtrop in collaborazione con l'architetto paesaggista Anouk Vogel. Materiali naturali ed ecosostenibili compongono l'architettura secondo un linguaggio formale che prende spunto dalla storia del Paese, pur conservando un carattere proprio.

A partire dalla tradizione architettonica e iconografica orientale, il design si snoda attraverso 1.500 mq di superficie con semplici linee rette e curve che si intervallano, in un gioco di richiami mai espliciti, ma intuitivamente connessi all'Oriente per una rilettura contemporanea dell'esistente.

Il Padiglione è costituito da ambienti culturali, locali di servizio, al fine di divulgare la tradizione agroalimentare del Regno. Il disegno dell'opera si compone di elementi verticali e orizzontali, coperture, terrazzi e percorsi pedonali, realizzati da Magnetti Building con elementi su misura prefabbricati in calcestruzzo. Il trattamento in superficie di tale materiale rievoca gli antichi reperti storici del Bahrain, come sabbia e pietra portati dal vento.

Suggestivi giardini suscitano nei visitatori atmosfere di contemplazione e riflessione per un'esperienza multisensoriale. La tradizione agreste del Bahrain è rappresentata da una selezione di dieci diverse essenze da frutto, disposte in modo variabile lungo tutti i percorsi del padiglione. Veri e propri giardini ipogei, con un complesso sistema di irrigazione

incassata, richiameranno in maniera univoca il continuum interno-esterno che l'opera trasmette.

DAL PROGETTO ALLA REALIZZAZIONE

Il Regno del Bahrain partecipa a Expo Milano 2015 con un Padiglione tutto suo per esplorare il tema Nutrire il Pianeta, Energia per la Vita. Grande circa 2.000 mq, il Padiglione nazionale del Regno, è intitolato Archeologie del verde - riflessione sul patrimonio agrario e archeologico del paese, unico nel suo genere.

Il Padiglione del Bahrain, Archeologie del verde, è concepito come un paesaggio continuo di frutteti, uno per ogni principale albero da frutta originario del Bahrain. Separati l'un l'altro da spazi chiusi, i frutteti raccontano il ricco patrimonio agrario dell'arcipelago e costituiscono la parte principale del Padiglione.

Nel febbraio 2014, il Ministero della Cultura, che ha commissionato il Padiglione del Bahrain per l'Expo Milano 2015, ha lanciato il bando di concorso per la sua progettazione. Le imprese chiamate a partecipare sono state: X-Architects, Senan Abdelkader, Baukuh, Studio Anne Holtrop e Francesco Librizzi Studio. La giuria, composta dalla S. E Scejca May Al Khalifa, Noura Al Sayeh, Bernard Khoury e Luca Molinari, ha scelto il progetto realizzato dall'architetto olandese Anne Holtrop in collaborazione con l'architetto paesaggista Anouk Vogel, poiché meglio rispecchiava i parametri del bando di concorso, il quale richiedeva che il progetto evocasse un'atmosfera paesaggistica.

In quattro mesi, i vincitori hanno finalizzato i disegni tecnici del progetto insieme a

SCE Projects, BREED Engineering e Mario Monotti Engineering e a fine luglio 2014, le autorità italiane hanno concesso le autorizzazioni per la costruzione. I primi di settembre, la società appaltante italiana Restaura SAL ha incominciato i lavori per la costruzione del Padiglione, e li ha terminati a tempo di record, prima fra tutti gli altri padiglioni degli stati partecipanti. Denominato Archeologie del verde, il Padiglione, fatto di pannelli prefabbricati di calcestruzzo di colore bianco, è una struttura smontabile e riutilizzabile, al termine dell'Expo infatti, sarà trasportato nel Bahrain e trasformato in un giardino botanico, ideato con lo scopo di avvicinare il pubblico locale e internazionale al patrimonio agricolo dell'arcipelago, che è stato a lungo trascurato. Le giunture, che uniscono le parti della struttura, si rifanno alle forme tipiche presenti nell'archeologia del Bahrain. Il Ministero della Cultura e i collaboratori hanno voluto un Padiglione che restituisse un'immagine raffinata e affascinante al patrimonio culturale agreste del paese. Insomma, un ritratto composito e realistico del paesaggio agricolo che esalta il suo patrimonio ed esamina gli sforzi intrapresi per affrontare le sfide connesse all'approvvigionamento d'acqua, alla mancanza di terreni arabili e alla sicurezza alimentare.

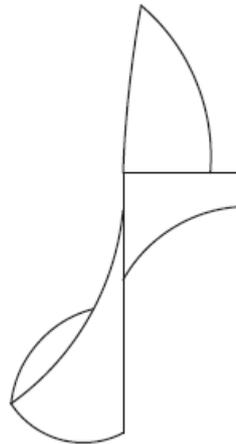
Nei frutteti è stata allestita una mostra di manufatti archeologici provenienti dalle antiche civiltà di Dilmun e Tylos che segnalano le pratiche agricole di quell'epoca e i miti dell'arcipelago. E' stato inoltre proiettato un cortometraggio sull'attuale paesaggio agricolo del Bahrain, realizzato dal regista e fotografo Armin Linke.

Analogamente in linea con gli interessi dell'Ente bahreinita per le antichità e i beni culturali consistenti nel far conoscere il Bahrain e il suo patrimonio singolare all'Expo, il Padiglione ha fatto affidamento sul pregevole artigianato italiano. Il materiale in ottone è stato realizzato da

Marzorati Ronchetti: azienda a conduzione familiare, è una sartoria di metalli dove prendono forma i desideri e le visioni dei maggiori artisti, designer, architetti della nostra epoca.

Invece Magnetti Building, un'impresa edile italiana fondata 200 anni orsono, ha

costruito i pannelli prefabbricati in calcestruzzo; e infine Viabizzuno, un'azienda di lighting design, ha progettato, fornito e sponsorizzato i sistemi di luce.



Commissario:

Ministero della Cultura, Regno del Bahrain

Progettista:

Arch. Anne Holtrop, Amsterdam

Coordinamento progetto:

SCE Project, Milano

Strutture:

Ing. Mario Monotti, Locarno - Ing. Gilbert Van Der Lee, Amsterdam

Progettista impianti:

Ing. Giorgio Destefani, Milano

Progettista giardini:

Arch. Anouk Vogel, Amsterdam

Impresa esecutrice - General contractor:

Restaura, Vimercate

Opere prefabbricate:

Magnetti Building, Carvico

Impianti elettrici e meccanici:

Milani Impianti, Osnago

Ubicazione:

Area espositiva EXPO 2015, Milano

Completato:

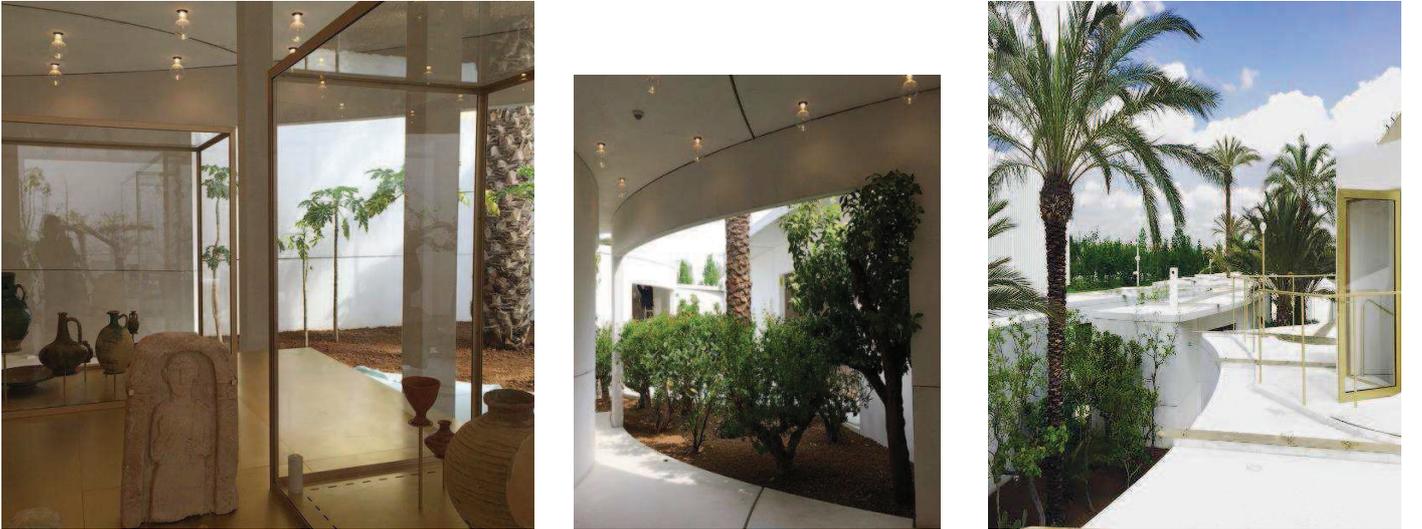
Maggio 2015











EDIFICIO "UNICREDIT PAVILION" IN MILANO



IL PROGETTO ARCHITETTONICO

L'UniCredit Pavilion è il nuovo spazio d'incontro polifunzionale di UniCredit, costruito nei pressi dell'Headquarter del gruppo. Il progetto di Michele De Lucchi è risultato uno dei due vincitori del concorso di architettura indetto da Hines Italia SGR nel 2013 per il completamento urbanistico di Piazza Gae Aulenti a Milano.

L'edificio racchiude in sé, grazie alla particolare configurazione modulabile degli ambienti interni, differenti funzioni quali, auditorium, spazi per eventi, meeting e conferenze, esposizione d'opere d'arte.

A completamento degli spazi, racchiusi nella particolare geometria e dall'involucro in legno lamellare, vi è anche un asilo nido fruibile sia dai dipendenti del gruppo che dalla cittadinanza del nuovo quartiere. Complessivamente sono oltre 3.500 i metri quadrati coperti, suddivisi su 6 livelli. Al piano terreno è collocata una sala conferenze polifunzionale – con capienza massima di circa 700 posti – modificabile in differenti configurazioni a seconda della richiesta; al piano primo – lato viale Melchiorre Gioia l'asilo e a seguire spazi tecnici a servizio della sala polifunzionale. Al terzo piano sono collocati uffici e spazi di rappresentanza. Essendo l'edificio circondato da fabbricati molto alti, gli impianti primari dello stesso sono stati concentrati all'interno della volumetria tecnica posta al secondo piano, risultando così invisibili per un osservatore esterno. UniCredit Business Integrated Solutions Scpa, ha deciso di certificare il fabbricato secondo il protocollo Leed 2009 for «New Construction and Major Renovations», ottenendo la certificazione Gold.

IL PROGETTO STRUTTURALE

Il progetto strutturale dell'Unicredit Pavilion è a firma degli Ingegneri Danilo Campagna ed Alessandro Aronica ed è stato redatto dalla MSC Associati S.r.l. di Milano.

Il progetto è iniziato nell'estate del 2013 ed è stato completato e consegnato alla committenza nella primavera del 2014.

Le attività di progettazione sono state sviluppate in stretta collaborazione con i progettisti dello studio aMDL in quanto le strutture portanti del guscio esterno risultavano l'elemento caratteristico posto alla base dell'idea architettonica.

La complessa forma dell'edificio ha richiesto l'elaborazione di un modello geometrico di coordinamento tra i progetti architettonico, impiantistico e strutturale. Tale modello è stato elaborato con tecnologia BIM (Building Integrated Model) utilizzando il software Revit; ciò ha permesso un coordinamento continuo delle tre discipline progettuali.

Sulla scorta delle geometrie desunte dal modello BIM, è stato poi elaborato un modello strutturale ad elementi finiti realizzato con il software Midas GEN; in esso sono stati dapprima implementati i carichi previsti dalle NTC2008 e poi verificati gli elementi strutturali utilizzando le sollecitazioni agenti così calcolate.

SOLUZIONI TECNICHE PER UN PROGETTO COMPLESSO

Il fabbricato, che presenta un'altezza variabile tra 11,40 e 22,00 m, una larghezza massima di 30,50 m, sviluppandosi su una lunghezza di 64,00 m, è stato costruito sull'esistente edificio "Podio", dotato di tre piani interrati, già ultimato e collaudato al momento

dell'inizio dei lavori. Poco sotto il piano fondazionale del Podio era poi presente la galleria a doppio binario della linea MM4 tra le stazioni Isola e Garibaldi.

La collocazione del Pavilion all'interno della piazza Gae Aulenti è stata dettata da vincoli prettamente urbanistici slegandosi completamente dalle griglie strutturali del sottostante edificio esistente. Inoltre il nuovo edificio è risultato a cavallo del giunto strutturale presente tra i due corpi di fabbrica sottostanti.

Scartata per motivi architettonici l'ipotesi di riportare il suddetto giunto strutturale anche all'interno nel nuovo edificio, si è deciso di progettare quest'ultimo come un nuovo fabbricato monolitico, del tutto slegato dal layout dell'esistente Podio e costruito "a ponte" sul sottostante giunto strutturale. Tale soluzione è stata realizzata impiegando isolatori sismici di tipo elastomero, prodotti da Tensacciai Spa, usualmente utilizzati come sistema di protezione degli edifici costruiti in siti ad alta pericolosità sismica e creando di fatto un edificio fuori terra "sliding" rispetto a quello sottostante.

La particolare geometria del fabbricato, profondamente diversa dalla regolare maglia strutturale del sottostante Podio, ha richiesto la realizzazione di una nuova fondazione posta al di sopra del livello della piazza e poggiata puntualmente sui pilastri sottostanti.

La nuova platea fondazionale, di spessore variabile tra 45 ed 80 cm, è stata realizzata con calcestruzzi di medio-alta resistenza tipo C40/45 nelle zone più sollecitate mentre, attraverso opportuni giunti per la ripresa dei getti, sono stati utilizzati calcestruzzi di tipo alleggerito

Lc35/38 con massa volumica pari a 19 kN/m³ ciò al fine di limitare il carico verticale da trasferire alle sottostanti strutture.

Così pure i muri dei core controventanti delle scale ed ascensori, ai quali è delegato il compito di sorreggere gli impalcati dei tre piani fuori terra e di garantire l'equilibrio delle forze orizzontali (vento e sisma), hanno spessore mediamente pari a 25 cm e sono stati realizzati con calcestruzzi strutturali di tipo leggero Lc35/38.

I solai orditi tra i suddetti muri presentano una luce media di circa 16 m e sono caratterizzati da intradosso ed estradosso piano, mai interrotto da elementi di irrigidimento per consentire il passaggio degli impianti nei controsoffitti e nei pavimenti galleggianti.

La soluzione strutturale è stata quella di prevedere una piastra bidirezionale in calcestruzzo gettato in opera, alleggerita con elementi di polistirolo. Questa tecnologia ha consentito di ottenere uno spessore strutturale pari a soli 60 cm per la zona a destinazione impianti ed uno spessore pari a 50 cm per le zone destinate ad uffici ed asilo.

Per realizzare i corridoi di collegamento laterali, sono stati progettati solai in lamiera grecata sorretta da un traliccio di travi primarie e secondarie in acciaio connesse ai muri in calcestruzzo armato e alle laterali colonne in legno lamellare.

L'involucro esterno in legno lamellare, prodotto dalla WoodBeton di Iseo (Bg), costituisce l'elemento più significativo ed iconico dell'edificio. Lo studio delle colonne e delle travi in legno lamellare è risultato essere una delle fasi più complesse della progettazione, in quanto le geometrie sezionali dovevano coniugare contemporaneamente le richieste estetiche del progetto architettonico e quelle di resistenza e rigidità del progetto strutturale.

Il guscio esterno è stato quindi realizzato con strutture in legno lamellare di larice di categoria strutturale GI28h.

I principali elementi costituenti il suddetto involucro risultano:

- colonne verticali;
- travi orizzontali di copertura;
- travi orizzontali di controvento mediane.

La larghezza della sezione delle colonne è pari a 32 cm mentre l'altezza è pari a 80 cm. Sui lati lunghi della sezione è stata realizzata un'apposita fresatura per l'alloggiamento del sistema di movimentazione delle lamelle frangisole.

Le travi di copertura sono caratterizzate da luci fino ad oltre 28 m; in mezzera presentano un'altezza di 100 cm

rastremandosi in prossimità delle colonne ad un'altezza di circa 80 cm; la larghezza risulta costante pari a 32 cm.

Nella zona open space dell'edificio, travi e colonne in legno lamellare sono collegati con nodi di forza, dimensionati a momento, taglio e azione assiale, costituendo in tal modo un arco iperstatico con due cerniere a terra.

Risultando molti di questi elementi in vista, una grande attenzione è stata dedicata allo sviluppo dei dettagli strutturali che, così realizzati, sono diventati parte integrante del design dell'edificio.

Tra questi dettagli, uno dei più significativi è risultato essere il nodo di connessione tra le colonne verticali in legno e la platea in cemento armato, oggi chiaramente visibile lungo il perimetro dell'edificio.

Le travi anulari di copertura, che hanno la funzione di riportare sui muri in cemento armato le forze orizzontali con direttrice ortogonale al piano degli archi, sono state invece realizzate con profili tubolari in acciaio, successivamente rivestite con carter realizzati in legno. Particolare attenzione è stata dedicata alla progettazione di questi elementi, in quanto essi non dovevano svolgere la sola funzione portante, ma anche integrarsi nel progetto delle facciate e dell'involucro in genere.

Nella zona a doppia altezza dello spazio adibito a conferenze e mostre, è stata allestita lungo il perimetro dell'edificio una passerella metallica strallata composta da una trave reticolare piana in acciaio tipo S275J0. Questa struttura si raccorda ai corridoi laterali del piano primo consentendo di realizzare uno spazio espositivo affacciato direttamente sulla sala principale del Pavilion.

Per consentire l'accesso alla suddetta passerella è stata realizzata dalla Fontanot di Cerasolo Aula (Rn) una scala elicoidale in acciaio autoportante, il cui peso è risultato di quasi 50 tonnellate. Tale elemento è costituito da una struttura portante con sezione a cassone, in grado di fornire la necessaria rigidità torsionale, oltre che flessionale. Le carpenterie metalliche sono state pre-assemblate in conci in officina e poi definitivamente saldate a piè d'opera in cantiere.

Nelle facciate della volumetria espositiva anteriore sono state realizzate due grandi aperture di altezza pari a 7,1 m e larghezza di 10,44 m, caratterizzate dalla presenza di due portelloni, incernierati superiormente, con apertura complessiva pari a circa 165° sull'asse orizzontale. Su questi portelloni sono stati poi installati due grandi video wall che permettono la

proiezione sia all'interno, quando i portelloni sono chiusi, che all'esterno quando essi risultano aperti. In adiacenza a tali aperture, la struttura portante i portelloni, colonne e travi, è stata realizzata con sezioni composte in acciaio di classe S355J0, rivestite poi in legno per integrarsi con il resto della struttura portante in legno lamellare. In particolare le sezioni delle colonne del telaio risultano essere a cassone, 200 x 650 mm e con spessore 20 mm. La trave sommitale, sempre con sezione a cassone, presenta una base di 300 mm x 650 mm di altezza con spessori 20/30 mm. La rotazione dei portoni è permessa grazie all'installazione di riduttori elettrici di derivazione nautica, prodotti da Brevini Power, in grado di fornire la necessaria coppia torcente pari a 1528 kNm.

L'edificio risulta infine caratterizzato dalla presenza, su tutto il perimetro, di lamelle frangisole che permettono di controllare in modo automatico l'oscuramento interno regolando non solo l'intensità luminosa, ma anche l'ombreggiamento e conseguentemente la climatizzazione. Tali frangisole sono costituiti da profili in lega di alluminio rivestiti in legno di larice e vengono orientati da motorini elettrici presenti nelle scanalature laterali interne alle colonne in legno lamellare. La definizione di queste scanalature è risultata complessa in quanto, diminuendo la sezione portante delle colonne, hanno condizionato il regime statico delle colonne stesse.

L'ISOLAMENTO SISMICO ALLA BASE

La necessità di poggiare il nuovo edificio su quello esistente attraverso apparecchi di appoggio scorrevoli, atti a risolvere il problema legato alla presenza del giunto strutturale nei corpi di fabbrica del sottostante Podio, ha suggerito di utilizzare elementi di tipo isolatori elastomerici, piuttosto che semplici apparecchi di appoggio.

Adottando tale soluzione si è allora dato corso alla progettazione di un edificio di tipo "isolato" tipicamente realizzato in aree di maggior pericolosità sismica. Tale circostanza ha richiesto una "corsa" degli apparecchi di appoggio relativamente modesta, pari a soli 150 mm, in relazione alla bassa sismicità del Comune di Milano. Operando in tal modo, il periodo proprio dell'edificio isolato è diventato oltre due volte superiore rispetto a quello che si sarebbe avuto nel caso di connessione rigida tra il Pavilion e il sottostante Podio. Il beneficio direttamente riscontrabile, relativamente al maggior periodo proprio di vibrazione, è stato una netta riduzione

del tagliante sismico alla base dell'edificio. L'installazione degli isolatori sismici ha poi reso necessaria la progettazione di particolari carpenterie metalliche, inserite nello spessore della platea fondazionale, atte a consentire l'ispezionabilità e la sostituzione degli apparecchi di appoggio nel corso della vita utile dell'edificio.

La riduzione del tagliante sismico da trasferire al sottostante Podio, ha permesso di ridurre considerevolmente i rinforzi da realizzare sulle strutture esistenti che si sono limitati a locali irrobustimenti di alcuni elementi portanti verticali.

Gli isolatori sismici sono stati testati mediante prove di carico statiche assiali e prove dinamiche di scorrimento che hanno deformato gli apparecchi di appoggio con spostamenti orizzontali pari alla loro massima corsa di progetto.

Tali prove, che hanno permesso di qualificare ed accettare gli apparecchi di isolamento, sono state eseguite presso i laboratori di ricerca dell'Università degli Studi di Potenza.

IL CANTIERE E LA COSTRUZIONE

La complessità tecnica della progettazione non è stata l'unica sfida per l'UniCredit Pavilion. Una volta consegnato il progetto alla committenza nella primavera del 2014, si è deciso di mettere in esercizio l'edificio già nell'estate del 2015 per renderla fruibile e visitabile a molti dei milioni di visitatori transitati in Milano per EXPO 2015. La gara di appalto è stata vinta dall'impresa edile Italiana Costruzioni che ha assunto il ruolo di

General Contractor per la costruzione dell'edificio. Il cantiere è stato ufficialmente aperto nel Luglio 2014 e, dopo soli 12 mesi di intensi lavori, è stato possibile inaugurare il Pavilion per renderlo disponibile agli eventi della città.

I rinforzi ed irrigidimenti delle strutture esistenti sono stati realizzati mediante getti complementari in calcestruzzo armato, connessi agli esistenti con oltre 9000 fioretti inghisati con resina epossidica.

Contemporaneamente all'esecuzione dei lavori ai piani interrati, si è proceduto con la realizzazione della nuova platea isolata posta a livello della piazza.

Per quanto concerne la prefabbricazione delle strutture in legno lamellare, la fase costruttiva è partita immediatamente all'aggiudicazione dei lavori; questo per permettere di analizzare con cura e attenzione tutti i dettagli progettuali relativi a questi elementi costruttivi e le interferenze con il progetto delle facciate.

Tutte le travi in legno lamellare di larice sono state assemblate presso un centro di trasformazione di Losanna (CH) nel quale hanno preso forma gli elementi poi forniti in opera attraverso speciali trasporti eccezionali.

Gli elementi così realizzati sono stati dapprima levigati con speciali frese e, successivamente, torniti con un'apposita macchina a controllo numerico capace di lavorare in un'unica sessione elementi di grande dimensione.

Gli elementi lamellari così prodotti sono stati trasportati e stoccati in cantiere per poi essere montati sulla struttura

realizzata in opera mediante connessioni di tipo bullonato.

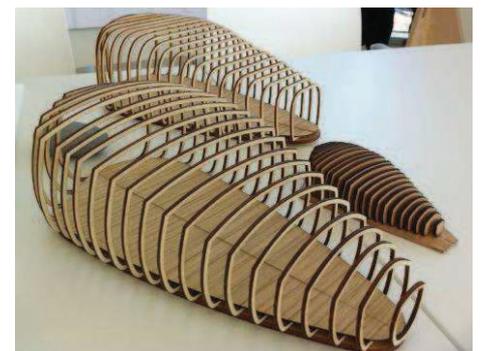
CONCLUSIONI

La progettazione e la costruzione dell'UniCredit Pavilion è risultata complessa in relazione alle molteplici problematiche che si sono dovute affrontare per permettere di collocare l'edificio nel contesto urbanistico indicato dalla committenza. L'adozione del sistema di isolamento alla base, oltre a portare i benefici tecnici precedentemente descritti, ha permesso di realizzare un edificio realmente appoggiato sull'esistente Podio, concretizzando l'idea progettuale di Michele De Lucchi, il quale ha sempre immaginato questo edificio come "un sasso poggiato sulla piazza Gae Aulenti".

La costruzione in un tempo molto ristretto di un edificio così complesso è stata in molti momenti densa di emozioni e problemi che si sono potuti risolvere grazie al grande impegno e professionalità di tutte le figure responsabili coinvolte.

Oggi l'UniCredit Pavilion si configura come una vetrina presente nel centro del nuovo district di Milano e ospitando moltissimi eventi, spesso aperti gratuitamente alla città, costituisce un punto di aggregazione per i Milanesi e per chi viene a visitare Milano. La grande affluenza di pubblico, sia nei giorni settimanali che in quelli festivi, testimonia l'apprezzamento che le persone hanno della nuova piazza Gae Aulenti, di cui il Pavilion è ormai elemento caratterizzante.

■



Committente:

UniCredit Spa

Construction Management:

COIMA Srl

General contractor:

Italiana Costruzioni Spa

Progetto architettonico:

aMDL, architetto Michele De Lucchi Srl

Progetto strutture:

Msc Associati Srl

Direttore lavori:

arch. Favero Enrico, Fvr Engineering Srl

Progetto impianti:

Ariatta Ingegneria dei Sistemi Srl

Strutture lignee:

WoodBeton Spa

Progetto facciate:

Eurodesign Sas di Adriano Crotti & C.

Progetto antincendio e sicurezza:

Gtp Srl

Progetto illuminotecnico:

Gruppo C14 Srl

Progetto acustico:

Studio di ingegneria acustica Marcello Brugola

Quantity surveyor:

J&A Consultants Srl

Pratiche edilizie:

Tekne Spa

Consulenti Leed:

Greenwich Srl





PREMI aicap 2016
REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

OPERE INFRASTRUTTURALI

Premio conferito a:

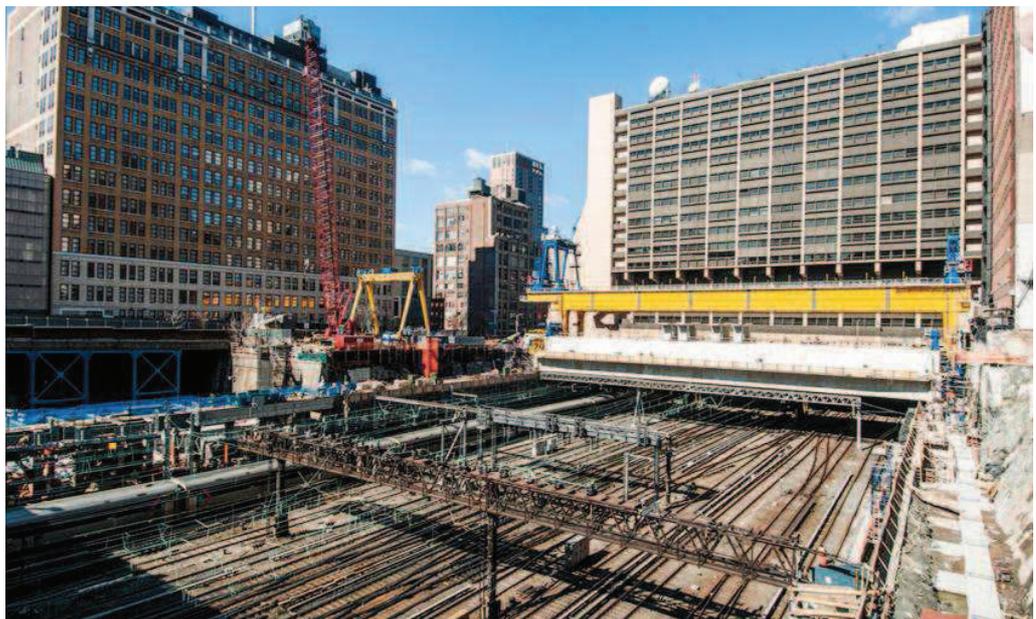
**MANHATTAN – 9TH AVENUE DEVELOPMENT:
COSTRUZIONE DI UNA PIATTAFORMA IN C.A.P.**

“La piattaforma serve come base fondale per la costruzione di edifici alti e ha requisiti prestazionali molto severi, in relazione alla inusuale destinazione d’uso.

L’opera si segnala per le sue dimensioni, per il contesto urbano con elevatissima densità di costruzioni in cui è stata realizzata, in condizioni logistiche estremamente complesse per il trasporto dei conci prefabbricati di grandi dimensioni attraverso il traffico urbano, e per l’innovazione costruttiva.

Gli elementi sono assemblati con post-tensione di cavi di grande portata, messi in opera con attenzione particolare alla protezione contro la corrosione.

Il montaggio dei conci è stato operato in modo da limitare al massimo l’interruzione di un intensissimo traffico ferroviario su un fascio di oltre venti binari.”



VIADOTTO COLLE ISARCO SULL'AUTOSTRADA DEL BRENNERO CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE DELL'IMPALCATO



INFORMAZIONI GENERALI SULL'OPERA

- Ubicazione dell'opera: Autostrada A22 - Modena Brennero prog. km 8+957, in comune di Vipiteno (BZ)
- Viadotto autostradale in schema gerber di lunghezza totale di 345 metri con due campate laterali da 91m e una campata centrale di 163m con trave sospesa di 45m di luce.
- Sistema di precompressione esterno che, per particolarità e dimensioni, costituisce una nuova struttura vera e propria destinata al consolidamento dell'impalcato.
- Lunghezza massima dei cavi: 150 metri
- Carico esterno di precompressione: 46216 kN

Committente e proprietario:

A22 - Autostrada del Brennero Spa,
via Berlino 10 38121 Trento

Progettazione:

Ing. Carlo Costa - Ing. Paolo Joris,
Direzione Tecnica A22 (BZ)
Ing. Massimo Viviani, SE.I.CO. srl (LU)

Direzione dei Lavori:

Ing. Stefano Vivaldelli,
Direzione Tecnica A22 (BZ)

Impresa esecutrice:

BRUSSI COSTRUZIONI srl (GRUPPO
GRIGOLIN), via Foscarini, 2/A, 31040
Nervesa della Battaglia (TV).

Ultimazione dei lavori:

Dicembre 2015

1. IL VIADOTTO COLLE ISARCO

In vicinanza del confine di Stato con l'Austria, il tracciato dell'Autostrada del Brennero attraversa una ampia vallata per tramite di un viadotto in calcestruzzo armato precompresso, dotato, in corrispondenza dell'incisione più profonda, di una campata della luce di 163 metri, alta 100 metri sul fondo valle e raccordata con due luci di 91 metri alla restante parte del viadotto. L'opera, progettata negli anni 1968 e 1969 è costituita da una trave gerber tipo Niagara di primato assoluto per gli anni in cui fu realizzata [1].

Il viadotto è ubicato a più di 1100 metri sul livello del mare, in un luogo connotato da rigide condizioni ambientali che si traducono per le strutture, in severissime condizioni di aggressione chimica, con particolare riferimento a quella esercitata dai cloruri contenuti nei sali disgelanti cosparsi sulla soletta nelle stagioni invernali. Unitamente alle singolarità costruttive sopra riportate va anche segnalato che l'infrastruttura si colloca nell'ambito delle infrastrutture strategiche del nostro paese. Stanti tali circostanze il viadotto è sempre stato oggetto di controlli tempestivi ed attenti durante i quali sono stati evidenziati alcuni effetti della corrosione con aggressione di alcune barre di precompressione per le quali, in un ridotto numero di casi si è giunti alla rottura.

E' stata quindi predisposta una progettazione di consolidamento dell'impalcato volta a integrare la riduzione di precompressione presente ed attesa a causa dei fenomeni corrosivi già citati. La soluzione adottata riguarda l'inserimento di una precompressione esterna aggiuntiva in grado di sostituire, se necessario, la perdita di una parte considerevole della precompressione di progetto.

2. IL PROGETTO DI CONSOLIDAMENTO

La precompressione esterna è apparsa subito come la migliore scelta progettuale in relazione alle dimensioni dell'opera e alla sua accessibilità. Durante i controlli eseguiti è stata verificata la presenza di attacchi corrosivi alle barre di precompressione originaria poste sullo strato più superficiale che costituisce circa il 40% dell'intera armatura resistente; tali attacchi corrosivi, in alcuni casi, avevano

portato alla rottura. La scelta è stata quindi calibrata sulla possibile perdita di precompressione dell'intero strato superficiale, maggiormente vulnerabile sia per la vicinanza con la pavimentazione sia per gli effetti di intaglio degli attacchi già subiti. Il contesto di verifica della sicurezza è rappresentato dalle nuove Norme Tecniche NTC 2008.

L'entità della precompressione da prevedere imponeva lo studio geometrico di dettaglio di ogni particolare sia di tracciato dei cavi sia di posizionamento e ingombro delle testate. La scelta è ricaduta su cavi in trefoli compatti tipo dyform con area di 165 mmq ingrassati e inguainati in modo da rendere sostituibile tutto il sistema di pretensione. L'applicazione dei carichi esterni alla struttura è stata calibrata in relazione alle necessità strutturali derivanti dal rispetto delle condizioni attuali, assunte con assenza di rotture, e in condizioni limite, con la massima perdita per corrosione. Il sistema di precompressione è caratterizzato da tre serie di cavi da 15 e 19 trefoli per un tiro complessivo di oltre 46000 kN. La parte principale è costituita da sei (quattro+due) cavi da 19 trefoli posti in condotti in PeAd che partono dalla testata principale, in corrispondenza della prima pila di appoggio per arrivare, senza alcuna interruzione, all'estremità dello sbalzo posto a circa 150 metri di distanza. Sulla testata principale convergono anche una doppia serie di tre cavi ancorati a testate intermedie poste all'incrocio tra la soletta d'impalcato e le pareti laterali. Il sistema è completato da una ulteriore serie di quattro cavi che, partendo dalla testata terminale dello sbalzo più corto arrivano all'altra testata terminale attraverso la testata di scambio ricavata in aderenza alla testata principale. Il collegamento tra la nuova e la vecchia struttura è costituito da connettori in barre ordinarie B450C associate ad un sistema di precompressione trasversale in modo da garantire il trasferimento in perfetto equilibrio tra le nuove forze trasmesse dai cavi esterni e la vecchia struttura. Particolare attenzione è stata rivolta alle deviazioni, sia quelle accidentali sia quelle di progetto. Per le prime si è fatto ricorso a strutture secondarie, in parte metalliche, capaci di garantire la sicurezza per le azioni secondarie derivanti da errori e/o imperfezioni; per le seconde, sono stati studiati i tracciati dei cavi in modo da utilizzare, per quanto possibile, i diaframmi esistenti e concentrando le deviazioni di tutti i cavi nei medesimi punti.

I risultati del rinforzo della struttura sono di estremo interesse e così riassumibili:

- mantenimento delle condizioni di sicurezza secondo le previsioni della normativa NTC 2008 anche in presenza di una perdita diffusa del 40% della precompressione originaria;
- parziale recupero dell'inflessione della struttura principale a mensola per circa 90 mm.

3. L'ESECUZIONE DELL'INTERVENTO

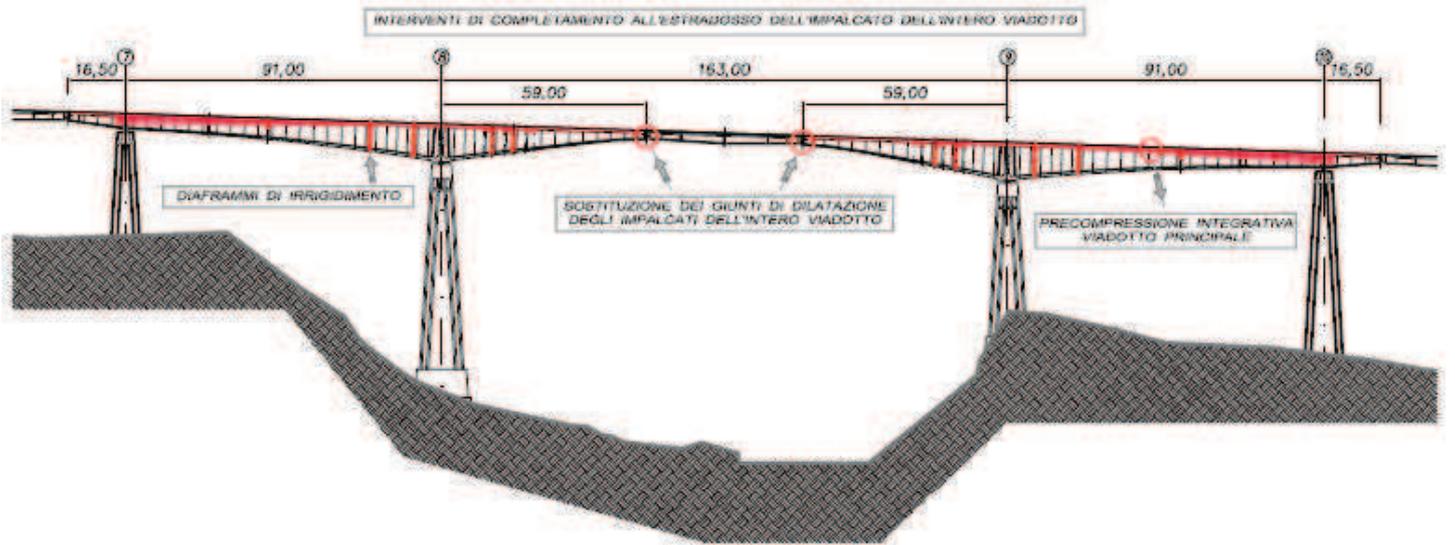
Il progetto di consolidamento è stato calibrato sulla struttura esistente in modo da ridurre al minimo i possibili errori esecutivi. Le scelte progettuali hanno quindi imposto lavorazioni e metodi assolutamente non ordinarie sia per le dimensioni sia per i luoghi di realizzazione. La realizzazione dei connettori ha richiesto uno scandaglio con Georadar di tutte le parti in calcestruzzo interessate dalle perforazioni; Il calcestruzzo utilizzato per le nuove opere è del tipo, C35/45 autocompattante, con trasporto e posa in opera a mezzo di un complesso sistema di tubazioni e di chiusure. Il tracciato dei cavi è stato rettificato in corso d'opera sulla base dei rilievi strumentali della parte interna della sezione trasversale. L'infilaggio dei trefoli, trattandosi di lavori in quota e di cavi di estrema lunghezza, ha richiesto lo studio di apposite attrezzature. La tesatura dei cavi è stata costantemente monitorata in relazione sia a carichi trasmessi sia agli spostamenti globali della struttura nei suoi punti caratteristici. Tutte le operazioni sono state oggetto di prove di qualifica sia con riferimento agli obblighi normativi sia con modelli al vero, sulla struttura esistente, per la verifica dell'efficienza delle connessioni e della resistenza dei materiali.

4. CONCLUSIONI

L'intervento di consolidamento del viadotto Colle Isarco costituisce sicuramente un'opera di notevole rilievo nel panorama attuale. Le particolarità della progettazione unite alle difficoltà incontrate nella sua realizzazione rappresentano un punto fondamentale nella tecnica di consolidamento delle strutture esistenti di grandi dimensioni.

BIBLIOGRAFIA

- [1] B. Gentilini, L. Gentilini "Il viadotto di Colle Isarco per l'Autostrada del Brennero", L'industria Italiana del Cemento, n.5/1992





VIADOTTO PRECOMPRESSO A PIASTRA SUL FIUME ADDA – S.S. N.38 VARIANTE S. LUCIA (BORMIO)



- Ponte precompresso in opera a campate multiple con tipologia a piastra a spessore variabile;
- Impalcato misto calcestruzzi normali e leggeri ad alta resistenza;
- Metodologia di costruzione con casseri speciali e fasi di getto alternate fra campata (cls leggero) e pila (cls normale)
- Alta durabilità e alte prestazioni dell'impalcato
- Pregio architettonico e di inserimento paesaggistico/ambientale

CARATTERISTICHE DEL PONTE

Si evidenziano le caratteristiche peculiari del progetto delle opere strutturali e fondazionali del viadotto a scavalco sul fiume Adda in località Bormio, realizzato tra le progressive 0+009 m e 0+239 m.

Il viadotto, a travata continua, possiede una lunghezza di 230.00 m misurata tra gli assi di appoggio delle due spalle ed è costituita da quattro campate intermedie rispettivamente di luce 44-44-44-50 m e due campate laterali di luce 24 m.

L'impalcato ha una larghezza di 11.5 m suddiviso in una carreggiata centrale di 10.5 m più due cordoli laterali di larghezza 0.5 m, si mantiene costante fino in prossimità della spalla SP1 dove è presente un allargamento a creare il

raccordo planimetrico con la limitrofa rotatoria in progetto. Il viadotto ha un tracciato planimetrico rettilineo per il tratto SP1-P1-P2-P3-P4 e curvilineo per il tratto P4-P5-SP2. In tale curva la pendenza dell'estradosso impalcato risulta variabile modificandosi in modo continuo da -2.5% a +3.76%. Sui cordoli sono presenti barriere di sicurezza bordo ponte con vincolo a piastra tipo H2B.

Strutturalmente il viadotto è realizzato in c.a/c.a.p con impalcato a piastra gettata in opera e precompressa tramite cavi di post-tensione interni iniettati ad andamento parabolico. La sezione dell'impalcato è di geometria variabile; l'altezza risulta essere costante e pari a 1.50m nel tratto centrale delle campate mentre si incrementa fino a 2.50m in corrispondenza delle pile. La larghezza dell'anima della piastra risulta pari a 6.00m, rimane costante per tutto lo sviluppo del viadotto ad eccezione della prima campata in corrispondenza della spalla SP1 dove si allarga fino ad arrivare a 9.60m. Nelle campate centrali e inoltre previsto un alleggerimento dell'impalcato mediante l'utilizzo di calcestruzzo leggero strutturale e alleggerimenti realizzati tramite 1+1□1000 tubi in lamierino metallico.

L'impalcato è dotato di 1+1 appoggi per pila/spalla, gli appoggi sono del tipo classico in teflon acciaio che consentono

una elevata durabilità e minima necessità di ispezione. Il vincolo degli appoggi è differente nella fase di costruzione e nella fase di esercizio:

1. durante la fase di costruzione, fino al posizionamento degli appoggi fissi sulla pila P3, si dispongono degli appoggi provvisori in corrispondenza della pila P1 che bloccano lo spostamento in direzione longitudinale.
2. nello schema finale si considerano gli appoggi in corrispondenza della pila centrale P3 come fissi, mentre la coppia di appoggi delle restanti pile e delle spalle sono di tipo multidirezionale e unidirezionale longitudinale.

Le pile hanno un'altezza variabile compresa tra 3.87-6.14m, una sezione circolare costante di diametro 3 m e si innestano su plinti di fondazione circolari di diametro 8.00 m impostati a quota di sicurezza ai fini dello scalzamento idraulico. Le spalle posseggono una forma estremamente compatta e poco invasiva, contraddistinta da un paramento di 2-3m di altezza fondato su un plinto di forma rettangolare.

Al fine di migliorare le caratteristiche di portata del terreno, in particolare con riferimento alla riduzione dei cedimenti, si prevede, in corrispondenza di pile e spalle, un trattamento di consolidamento attraverso colonne jet-grouting.

Il pacchetto della sottostruttura stradale nel caso specifico è costituito da: manto di impermeabilizzazione, binder, manto d'usura.

ELEMENTI DISTINTIVI DELLA FASE DI PROGETTO ESECUTIVO

Il progetto ha condotto a scelte migliorative in termini di durabilità e manutentibilità dell'opera, infatti dal punto di vista della sagoma e aspetto estetico del viadotto non sono state introdotte alcune differenze, in particolare la vista laterale del viadotto risulta ugualmente ad altezza variabile (min 1.5 mezzera + max 2.5m asse pila) mantenendo lo stesso impatto visivo rispetto al fiume o rispetto alle strade di approccio circostanti.

La protezione sismica dell'impalcato è stata demandata alla risposta "elastica" delle pile, senza attivare né la duttilità delle pile stesse (molto tozze e per cui con poca capacità di spostamento) né appoggi sismici dissipativi (quali dispositivi ad attrito). La soluzione di progetto adottata consente quindi di evitare ogni forma onere di manutenzione a seguito di azioni sismiche elevate:

- per la duttilità => eventuali riparazioni del calcestruzzo nelle pile;
- per gli appoggi sismici => l'efficienza nel tempo del dispositivo, l'assenza di oneri accessori di ispezione e controllo.

Pertanto in termini di prestazioni in caso di terremoti estremi il viadotto esibisce un comportamento "elastico" ovvero reversibile e senza alcun stato di danneggiamento.

Dal punto di vista della sezione in campata alleggerita si è adottato una soluzione costruttiva che consente di avere il medesimo volume di calcestruzzo ma una sagoma più favorevole per evitare imprevisti in caso di piene del fiume Adda. Infatti la massima piena idraulica prevede un franco minimo di 1.0m dall'intradosso dell'impalcato, tale per cui il possibile trasporto solido (tronchi e rami) potrebbero sporgere e interferire maggiormente con lo stesso.

La precompressione è stata introdotta nell'impalcato tramite 5+5 cavi in trefoli (31/27 super) dotati di guaina metallica ed iniettati tramite malta specifica a ritiro compensato. Si è riusciti a raggiungere un livello "ragionevole", dell'ordine di 60-80 kg/cm², di "compressione" media nel calcestruzzo delle sezioni più sollecitate in condizione quasi permanente. Questo ha un effetto benefico sul comportamento a "lungo termine" della struttura precompressa, il risultato è stato raggiunto

anche grazie all'adozione di calcestruzzi leggeri strutturali nelle zone di campata, che garantiscono resistenze pari al calcestruzzo normale ($R_{ck} = 500 \text{ kg/cm}^2$). Per la finitura del bordo impalcato è stato inoltre definito un cordolo prefabbricato; l'esigenza della disposizione di un cordolo prefabbricato è stata dettata dalla necessità di poter "regolare" in fase di varo la quota finale dello sbalzo onde evitare possibili "spezzate" della linea continua di bordo ponte dovute alle tolleranze in fase di getto dell'impalcato (sia localmente dello sbalzo che globalmente per effetto di peso proprio e precompressione). Si noti che la possibilità di gettare in opera, tramite ponteggio da sotto, il cordolo non consentirebbe una "regolazione" altrettanto fine delle quote aggiungendo ulteriori tolleranze anche in funzione della variabilità del piano campagna imposta dal ponteggio.

Una importante miglioria che è stata apportata e relativa alla gestione della sezione trasversale dell'impalcato in corrispondenza del tratto in curva planimetrica (P5-SP2) dell'impalcato. In particolare lo sbalzo esterno lungo questo tratto del viadotto cambia pendenza mantenendo sempre lo stesso spessore di pavimentazione. Questa soluzione, diversamente a quanto previsto in precedenza (sezione a "schiena d'asino" anche in curva), consente di minimizzare il dispendio e quindi l'onere di manutenzione della pavimentazione senza dover affrontare "ricariche" e una gestione più complessa della stessa a lungo termine.

Una ulteriore miglioria che è stata apportata riguarda la finitura del giunto sulle spalle; infatti in previsione di un utilizzo del viadotto in condizioni climatiche invernali estreme, si richiedono allo stesso particolari attenzioni nei riguardi dei fenomeni di danneggiamento, principalmente dovuto alle basse temperature (ghiaccio e cloruri) e al transito di mezzi di rimozione neve che solitamente impiegano pale a raso pavimentazione che potrebbero danneggiare il giunto dopo ripetuti passaggi.

Il progetto è stato redatto nell'ambito delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/1/2008; in particolare le condizioni di carico statiche e sismiche e le verifiche strutturali e geotecniche sono state impostate nell'ambito della teoria degli Stati Limite (S.L.U. e S.L.E.).

Stazione Appaltante:

Provincia di Sondrio

Project Manager:

Ing. Rodolfo Bernardini

Progetto definitivo:

Raggruppamento temporaneo di Imprese:

Enel-NewHydro (Mandataria),

AI Engineering Srl, AI Studio,

Ing. M. Bormioli Bonacolsi,

Prof. G. Macchi,

Ing. S. Macchi,

Net Engineering SpA (Mandanti)

Progetto esecutivo:

Raggruppamento temporaneo di

Progettisti:

Lombardi Ingegneria Srl (Mandataria),

Lombardi SA, Ingegneri Consulenti

(Svizzera) (Mandanti)

Commissione di collaudo:

Ing. Claudio De Lorenzo (Presidente),

Ing. Stefano Rossi (Collaudatore),

Ing. Demetrio Nava (Collaudatore)

RUP:

Dott. Quirino Gianoli

Direzione dei Lavori:

Ing. Stefano Torresani

e ATI formata da SWS Engineering SpA,

Pegaso Ingegneria Srl,

GDP Consultants-Studio Associato

Coordinatore della sicurezza in fase di esecuzione:

Arch. Maria Manuela Tasso

e ATI formata da SWS Engineering SpA,

Pegaso Ingegneria Srl,

GDP Consultants-Studio Associato

Direzione di Cantiere:

Geom. Arduino Lucchini

Esecutori dei Lavori:

ATI formata da

Intercantieri Vittadello SpA (Capogruppo),

Cantieri Valtellina Srl (Mandante),

Edil Lampo Srl (Mandante)

Completamento viadotto:

2016

PRINCIPALI QUANTITÀ DI MATERIALI

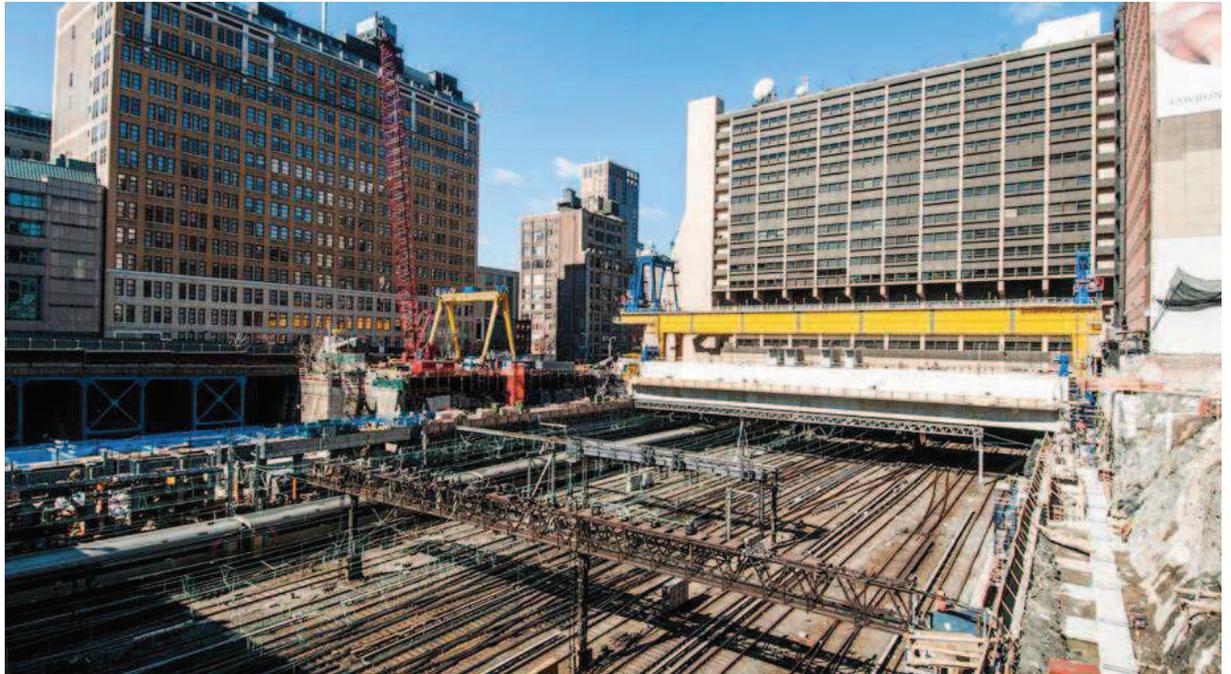
- Calcestruzzi 3.787 mc (di cui 671 in fondazione, 372 in elevazione (pile e spalle), 87 nei pulvini, 1.453 nell'impalcato e 1.205 alleggerito)
- Acciaio B450C 377.953 kg (81.002 in fondazione, 38.924 in elevazione (pile e spalle), 9.736 nei pulvini, 248.291 nell'impalcato)
- Acciaio in trefoli 86.627 kg

Acciaio per barre di precompressione Ø 40 3.129 kg





MANHATTAN – 9TH AVENUE DEVELOPMENT COSTRUZIONE DI UNA PIATTAFORMA IN C.A.P.



SOMMARIO

Nel novembre 2014 è stata completata il varo delle 16 campate che accostate formano la Manhattan West Platform. La piattaforma costituisce la prima fase dello sviluppo immobiliare di 450.000 metri quadrati per uffici ed altri spazi ad uso pubblico e privato nella zona medio-occidentale di Manhattan, in piena espansione, promosso da Brookfield Properties Inc.

Per realizzare piattaforma sopra il corridoio ferroviario, di circa 11.000 metri quadrati di superficie, è stata utilizzata la tecnologia, tipica dei ponti, dei conci prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso. Una volta completata, la piattaforma sarà utilizzata parzialmente come parcheggio coperto ed anche come piazza pubblica tra le torri residenziali e commerciali.

1. INTRODUZIONE

1.1 Caratteristiche dell'intervento

Ad inizio 2013 sono iniziati i lavori di costruzione di Manhattan West, ovvero un intervento immobiliare collocato sulla Nona Avenue tra la 33a e la 32a strada, promosso e gestito da Brookfield Properties, di quasi 500.000 metri quadrati

tra uffici ed abitazioni. Nei rendering che raffigurano l'intervento si notano le due torri gemelle di 60 piani, la terza torre residenziale più bassa e la piazza pubblica che sarà inserita tra le torri gemelle. Il progetto architettonico finale è tuttora in fase di evoluzione e la configurazione definitiva potrebbe ancora subire qualche modifica.

L'area oggetto dell'intervento si trova in corrispondenza del corridoio ferroviario più trafficato degli Stati Uniti d'America e che occupa circa il 60% dell'intera area di cantiere. Questo corridoio è composto da 15 binari in esercizio, posti circa 21 m al di sotto del livello stradale, gestiti dalle compagnie Amtrak, Long Island Rail Road (LIRR) e NJ Transit e che trasportano circa 1.400 treni al giorno dalla Penn Station verso tutto il nord-est degli Stati Uniti.

L'impronta planimetrica delle torri si sovrappone parzialmente con i tracciati ferroviari, ne consegue che una parte delle strutture portanti verticali dovranno ancorarsi al terreno tra i binari delle linee in esercizio.

Per consentire la costruzione delle torri e l'infissione dei relativi pali di fondazione, è stato quindi necessario elaborare una

soluzione per realizzare una piattaforma di protezione di 75 m di luce libera, richiesta per lo scavalco dei 15 binari, e circa 160 m in direzione perpendicolare per la copertura dell'intero corridoio. Lo scopo della piattaforma è quello di minimizzare le attività di cantiere a livello del piano rotabile evitando ogni possibile interferenza con il traffico ferroviario.

1.2 La piattaforma

Per la costruzione della piattaforma è stata adottata la tecnologia, tipica dei ponti, dei conci prefabbricati in calcestruzzo armato e precompresso. Tecnologia che minimizza i disturbi alla circolazione dei treni sottostanti.

La piattaforma è costituita da 16 cassoni affiancati, per un totale di 612 conci prefabbricati del peso di 53 tonnellate (medie) ciascuno. La piattaforma è suddivisa in 16 campate, di cui 10 sono composte da 39 segmenti e 6 sono più corte per ospitare il nucleo della futura torre NE e sono composte da 37 segmenti. Il peso dei conci è stato determinato dai vincoli di transito per i mezzi di trasporto dal cantiere di prefabbricazione, localizzato nel vicino stato del New Jersey, al cantiere di

costruzione a midtown Manhattan.

La precompressione di una singola campata è costituita da 20 cavi da 37 trefoli da 0.6 " e 14 cavi da 31 trefoli, con alloggiamenti per 4 cavi da 31 trefoli per precompressione futura.

Ogni campata contiene quasi 80 tonnellate di acciaio di precompressione e, una volta varata, pesa in media 2.000 tonnellate.

La piattaforma poggia su due cordoli di fondazione in calcestruzzo armato, gettati su pali trivellati del diametro di 1066 mm.

La prefabbricazione dei conci è iniziata nel gennaio 2013, le attività di costruzione delle fondazioni sono iniziate nel mese di giugno 2013 mentre le attività di assemblaggio e varo dei conci di impalcato è iniziata nel dicembre 2013. La prima campata di impalcato è stata varata il 15 gennaio 2014.

1.3 I vincoli del progetto

Come si può facilmente osservare nelle figura 3, il cantiere di lavoro si trova in corrispondenza di una delle aree più congestionate e difficili dell'intero pianeta. A questa, che già di per se rappresenta un grosso vincolo per lo studio delle fasi costruttive, si aggiungono altre criticità specifiche qui di seguito elencate:

- i conci che costituiscono ogni singola campata devono essere assemblati, incollati, post-tesi ed iniettati al di sopra di una "temporary protection platform", ovvero di una struttura che impedisca la possibile caduta di qualunque oggetto sul parco ferroviario;
- la finestra di tempo disponibile per lo spostamento della campata preassemblata dalla zona di stoccaggio a quella finale è di 2 ore a settimana. Questo vincolo è stato parzialmente modificato in fase di montaggio mediante un sistema di controllo del traffico ferroviario per cui il calaggio delle campate si interrompe al passaggio dei treni, questo ha consentito di estendere la finestra di lavoro a 4-5 ore;
- la finestra di tempo disponibile per lo spostamento trasversale dell'attrezzatura di varo è di 45' ogni notte;
- l'area di stoccaggio degli conci prefabbricati è limitata all'area sud-est dell'intera superficie di cantiere, non utilizzata dai tracciati ferroviari;
- limite di peso dei conci per il trasporto 53 tons;
- tutte le strutture temporanee e permanenti sopra le ferrovie devono essere dimensionate tenendo conto di un coefficiente moltiplicativo dei carichi aggiuntivo pari ad 1.5.

Alcune delle criticità sopra descritte, soprattutto quelle relative alle finestre temporali, che hanno comunque condizionato la concezione dell'intero progetto, sono state poi modificate durante le fasi esecutive per rendere la costruzione maggiormente efficiente.

2. IL PROGETTO DELL'IMPALCATO

2.1 Le criticità del progetto

La struttura di impalcato doveva essere progettata per una vita utile di 100 anni. Per ottenere questo risultato sono state adottate le seguenti misure:

- limitazione della aperture delle fessure a 0.25mm utilizzando un fattore di esposizione 0.60 nella formula AASHTO 5.7.3.4-1. Tale limite non si applica in direzione longitudinale essendo non ammesse tensioni di trazione per nessuna delle combinazioni di carico;
- utilizzo di soletta in cls da 150 mm di spessore, gettata in seconda fase sopra le campate, e utilizzo di membrana di impermeabilizzazione collocata tra la soletta e la futura pavimentazione. La miscela del calcestruzzo della soletta determinata nel rispetto delle specifiche "DuroCrete General Guidelines for the Design and Redesign, The European Union".
- calcestruzzo per i conci prefabbricati di classe 9500 psi (65 MPa)
- utilizzo di apparecchi di appoggio sferico.
- utilizzo di giunti di espansione trasversali in due sole posizioni.

In aggiunta ai requisiti di vita utile della struttura, si segnalano le seguenti ulteriori criticità del progetto:

- campate di 75 m semplicemente appoggiate, record di lunghezza per questa tipologia di strutture;
- 37kN/mq di carico totale distribuito sull'impalcato;
- 2600kN di carico puntuale sull'impalcato;
- 9mq di aperture per ventilazione da garantire nella sezione trasversale del singolo cassone;
- aperture per la ventilazione distribuite lungo le anime dei cassoni;
- aperture da 1,50x1,50m da prevedere in posizioni precise per la realizzazione delle future colonne dei grattacieli;
- interferenze con le catenarie di alimentazione delle linee ferroviarie;
- percentuale di precompressione pari a tre volte la quantità tipica utilizzata per una struttura da ponte con simili caratteristiche;
- tensioni di compressione nella fibra inferiore del cassone prossime ai limiti

di normativa all'atto della tesatura dei cavi di precompressione.

2.2 Descrizione della struttura

Come accennato in precedenza, l'impalcato è formato da 16 campate affiancate, in calcestruzzo armato precompresso, realizzate mediante conci prefabbricati coniugati. La sezione della singola campata è a cassone monocellulare di 3.45m di altezza (11'-4"). La larghezza del fondo del cassone è di 5.03m (16'-6"), lo spessore delle anime variabile da 60cm (2') in campata a 120cm (4') in prossimità degli appoggi. La soletta inferiore è di spessore costante e pari a 60cm (2'), spessore richiesto sia per poter inserire le guaine dei 38 cavi di precompressione necessari, sia per resistere alle enormi tensioni di compressione in corrispondenza della fibra inferiore che si verificano all'atto della tesatura dei cavi.

Le campate sono trasversalmente collegate da due diaframmi continui in corrispondenza dei conci di estremità. Tali diaframmi sono in c.a. gettato in opera e trasversalmente precompressi. E' inoltre previsto il getto di una soletta superiore dello spessore di 15.2 cm (6") a completamento degli impalcati. L'intera piattaforma è divisa in tre elementi trasversalmente continui, separati da giunti di dilatazione.

La precompressione è realizzata utilizzando cavi da 37 e 31 trefoli da 15 mm di diametro. Le guaine sono in polietilene nervato. La sigillatura tra i giunti dei conci viene realizzata con resina epossidica. Gli apparecchi di appoggio sono del tipo a cerniera sferica e sono in numero di 4 per ogni campata.

3. LE FASI COSTRUTTIVE

3.1 La prefabbricazione

La prefabbricazione dei conci viene eseguita presso lo stabilimento di Jersey Precast, in ambiente chiuso e controllato, da manodopera altamente specializzata.

Essendo questo tipo di prefabbricazione fuori dallo standard normale di produzione dello stabilimento, lo studio della disposizione delle cassaforme all'interno dei capannoni, la progettazione e la costruzione delle cassaforme e dei carrelli di manipolazione dei conci, il sistema di tracciamento geometrico e le procedure di prefabbricazione sono stati prodotti dalla DEAL di Udine, utilizzando l'esperienza maturata nella realizzazione di impalcati da ponte utilizzando la medesima tecnologia.

Le cassaforme utilizzate sono tre per la realizzazione dei conci tipici ed una per i

conci di testata e sono del tipo "short line", ovvero con testata fissa e spostamento del concio gettato alla posizione di concio di controstampo ad ogni ciclo di getto. I conci sono coniugati tra loro. La prefabbricazione della campata inizia dal concio di mezzzeria e procede verso una delle due estremità della campata. Dopo aver prodotto il secondo concio della semi-campata, il concio di partenza viene spostato su un altro cassero, ruotato di 180°, per iniziare la produzione dell'altra metà della campata.

Il trasporto dei conci dallo stabilimento al cantiere di varo avviene con speciali pianali ribassati, trainati da motrici, lungo la viabilità stradale ordinaria.

3.2 L'assemblaggio della campata

I conci vengono prima temporaneamente parcheggiati in una piccola area di stoccaggio in corrispondenza collocata nell'angolo sud-est dell'area di cantiere. L'area è sufficiente per lo stoccaggio dei conci di una campata. Per la movimentazione degli elementi all'interno dell'area di stoccaggio viene utilizzato un carrellone gommato.

L'assemblaggio dei conci a formare la singola campata avviene in tre fasi distinte:

- I conci vengono prelevati dall'area di stoccaggio mediante la gru a portale montata sulle travate dell'attrezzatura di varo ed appoggiati, uno per uno, sulla piattaforma temporanea di protezione (TPP).
- Una volta che l'intera piattaforma è stata caricata, i conci vengono spalmati di resina epossidica in corrispondenza delle facce coniugate, portati a contatto utilizzando un carrello manipolatore che trasla longitudinalmente sulla TPP ed infine viene applicata la precompressione temporanea necessaria per lo schiacciamento della resina.
- Al completo incollaggio della campata, si procede all'infilaggio dei cavi di precompressione, alla tesatura e all'iniezione. Dopo aver varato un certo numero di campate la campata viene solo parzialmente post-tesa mentre è ancora sulla TPP. Successivamente viene sollevata con l'attrezzatura di varo e posata temporaneamente sopra una delle campate già varate dove si procede con il completamento della tesatura e con le operazioni di iniezione. In tal modo si possono sovrapporre le lavorazioni di due campate velocizzando i tempi di costruzione.

Dopo aver varato 3 campate, la

attrezzatura di assemblaggio dei conci viene spostata dalla TPP a cavallo delle campate 3 e 4. In tal modo la TPP può essere smantellata e si può procedere al varo della campate 1 e 2.

3.3 La traslazione della campata

Per la traslazione dell'intera campata si utilizza la medesima attrezzatura di varo impiegata per l'assemblaggio dei conci. La campata è vincolata all'attrezzatura per mezzo di 8+8 barre del diametro di 75 mm, che collegano i due conci di estremità al sistema di calaggio. Tale sistema consente il sollevamento e l'abbassamento dell'intera campata, mentre per la traslazione trasversale si utilizzano dei carrelli su rotaie. L'operazione di spostamento della campata dalla sua posizione di stoccaggio alla sua posizione finale deve essere completata in una finestra temporale di sole 2 ore a settimana. Questo vincolo è stato condizionante nel progetto dell'intera attrezzatura, descritto nel capitolo seguente.

4. L'ATTREZZATURA DI VARO

4.1 I criteri di progettazione dell'attrezzatura

L'attrezzatura di varo è stata progettata per le seguenti condizioni di carico:

- massima luce della campata: 72.50m
 - peso massimo della campata: 19730 kN
 - peso massimo singolo concio: 530 kN
 - eccentricità trasversale max. campata: 350 mm
 - eccentricità trasversale max. concio: 450mm
 - controfrecchia max. campata: 115mm
 - vento massimo in servizio: 20.0 m/s
 - vento massimo di fuori-servizio: 36.1 m/s
 - accelerazione sismica (NYBC): 0.365 g
- Nel dimensionamento della struttura è stato tenuto conto di un coefficiente di sicurezza addizionale $K=1.5$ da applicarsi a tutti i carichi appesi. Dispositivi di sincronizzazione sono installati sui carrelli motorizzati di traslazione al fine di rendere trascurabili i carichi derivanti dal serpeggiamento.

4.2 Descrizione dell'attrezzatura

L'attrezzatura è composta dai seguenti elementi:

- Le due travate principali
- Le gambe di estremità, una incastrata e l'altra pendolare.
- I carrelli di traslazione sincronizzati controllati dal cervello elettronico del sistema (PLC) che invia istruzioni di comando ai motori in funzione della

posizione dei carrelli sulle rotaie

- La gru a portale, dotata di carrelli di traslazione longitudinale su rotaie fissate alle travate principali, argano e forca di sollevamento.
- I due sistemi di calaggio. Il calaggio della campata si realizza per step di 600 mm utilizzando martinetti idraulici sincronizzati dal cervello elettronico del sistema (PLC) che garantisce la planarità della campata durante le operazioni. Piattoni forati e spinotti di fissaggio vengono impiegati per la realizzazione del vincolo tra campata ed attrezzatura tra uno step e l'altro.

A causa dell'esiguità dell'area di cantiere, che non consente il posizionamento di autogru di grosse dimensioni, per l'assemblaggio dell'intera attrezzatura di varo sono state utilizzate delle torri temporanee dotate di sistema di sollevamento. Le travate principali dell'attrezzatura di varo sono state assemblate ad una delle due estremità della TPP, fatte scorrere su rulliere fino all'estremità opposta e quindi sollevate ed ancorate sulle gambe utilizzando le torri di sollevamento temporanee.

Durante le sequenze di traslazione e calaggio, il team di assistenza remota, che si trova in Italia, tiene monitorati i dati forniti dagli oltre venti sensori installati sull'attrezzatura, che misurano velocità, posizione, pressione idraulica e sistema elettrico. In tal modo ogni possibile anomalia di funzionamento può essere analizzata e risolta in tempo reale, limitando ogni possibile impatto al traffico ferroviario.

5. CONCLUSIONI

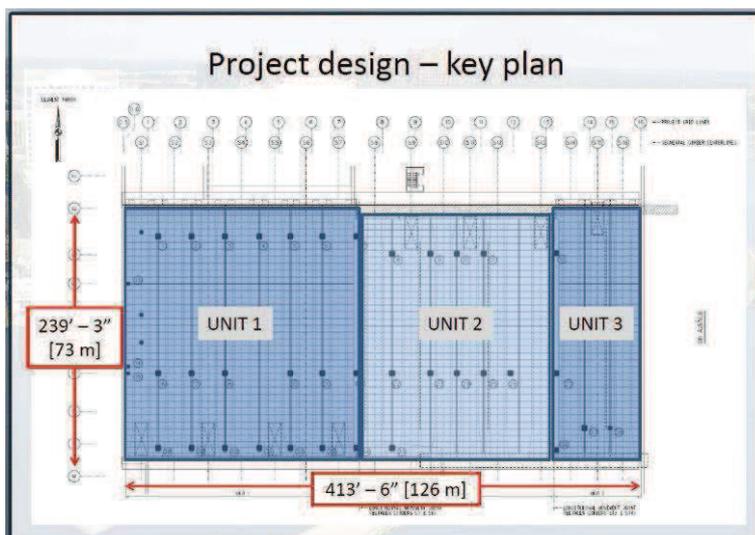
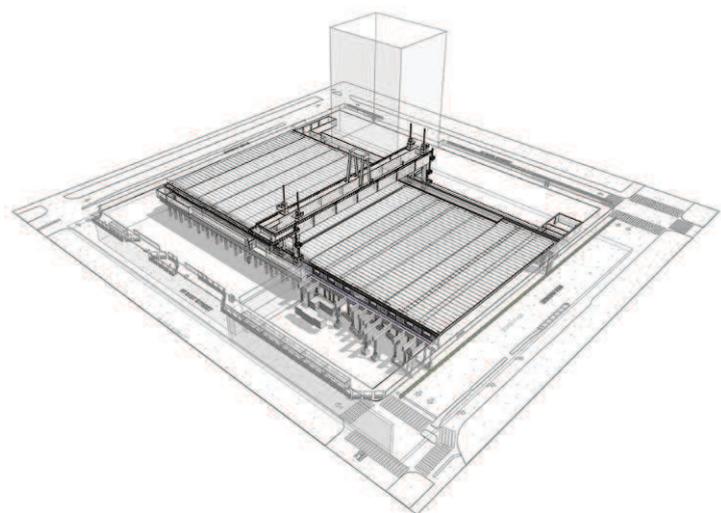
L'intera piattaforma è stata completata nel novembre 2014.

L'attrezzatura è stata smontata e accatastata fino all'eventualità di un futuro riutilizzo.

Il progetto presentato è unico e pionieristico nel suo genere.

Tuttavia esistono situazioni analoghe sparse tra le varie realtà metropolitane, per le quali la soluzione presentata può costituire un valido ed efficiente precedente.

■



Cliente:

Brookfield Properties Inc.

Progettista architettonico:

SOM

Progettista strutturale:

Entuitive Corporation

Progettista specialistico dell'impalcato:

McNaryBergeron associates

Ingegneria di costruzione:

DEAL

Impresa esecutrice:

Rizzani de Eccher USA
con il supporto di
Jersey Precast e Metropolitan Walters

Attrezzature di prefabbricazione e varo:

DEAL

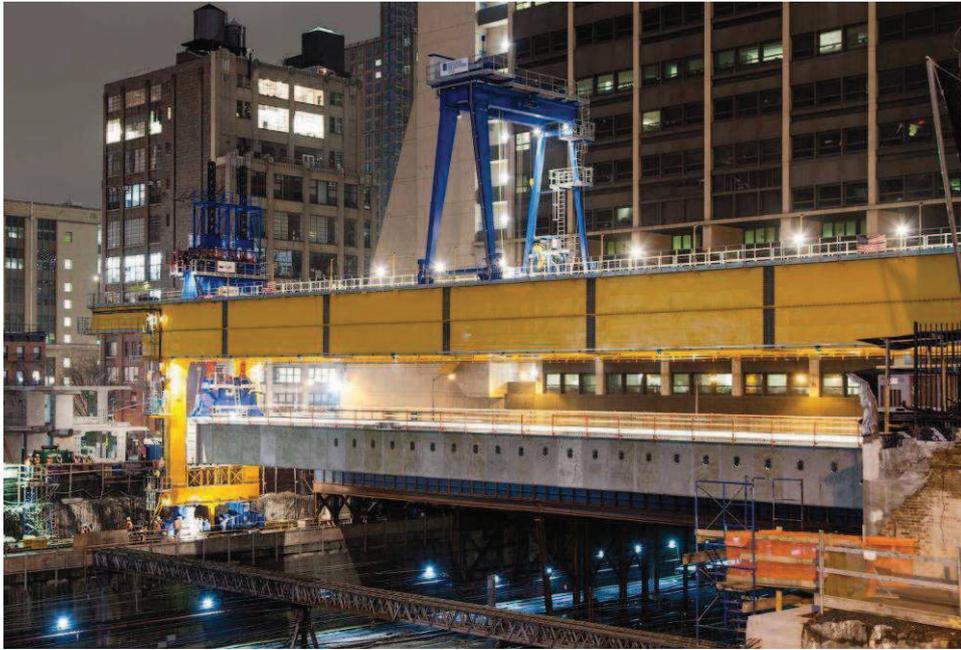
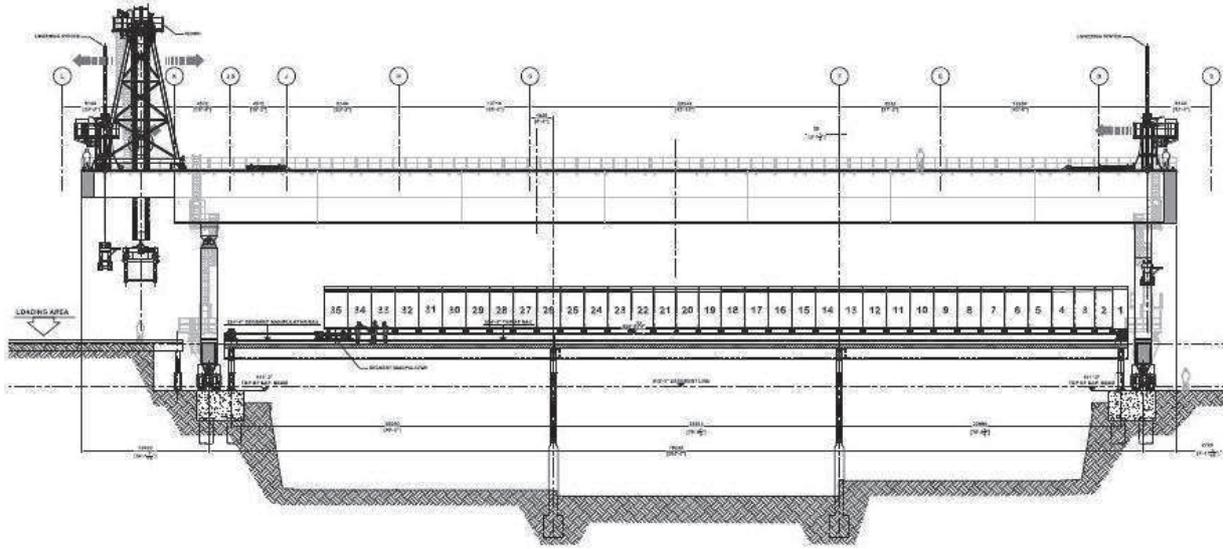
Precompressione:

Tensacciai

Apparecchi di appoggio:

Mageba







FERROVIA SAIDA – MOULAY SLISSEN (ALGERIA). IMPALCATO A CASSONI CELLULARI PER VIADOTTI CONTINUI A SPINTA



1. INQUADRAMENTO DEL PROGETTO

Il progetto della linea ferroviaria Saida–Moulay Slissen (SMS) acquisito da Astaldi S.p.A., è la continuazione del precedente lotto Saida–Tiaret di 150km e si sviluppa per una lunghezza di circa 133km di binario in direzione prevalentemente est-ovest nella zona degli “Hauts Plateaux” algerini, zona collinare pre-desertica caratterizzata da oscillazioni di quota comprese tra 660m e 1010m sul livello del mare. La linea è a singolo binario, predisposta per accogliere in futuro un secondo binario, a percorrenza mista per trasporto passeggeri con 4 treni/giorno con velocità massima di 160km/h e trasporto merci con 2 treni/giorno e velocità massima di 80km/h. L'orografia particolarmente accidentata ha comportato la necessità di eseguire parte del tracciato in viadotto per una lunghezza complessiva di 1.9km.

2. INTRODUZIONE

Per realizzare questa tratta ferroviaria sono stati progettati una serie di viadotti con impalcato a cassone monocellulare in c.a.p. con schema di vincolo iperstatico e tra questi il principale, tenendo conto della lunghezza dell'impalcato e della sua altezza di varo, è il Viadotto identificato come n°12. La realizzazione di queste opere, con impalcato a trave continua,

acquisisce ancor più rilievo in ragione del fatto che il sistema è utilizzato per la prima volta in Algeria per lavori ferroviari, dove si preferisce normalmente l'utilizzo di sistemi isostatici. La scelta di questa tipologia di viadotti in calcestruzzo ha comportato sicuramente una maggiore complessità esecutiva che però ha il grande vantaggio di richiedere minimi interventi di manutenzione in esercizio e di affrontare senza particolari difficoltà le estreme escursioni termiche tipiche di questa zona dell'Algeria.

Il modello di calcolo scelto per l'analisi strutturale è un modello tridimensionale completo, costituito dall'impalcato, dalle spalle, dalle pile, dalle fondazioni e dal terreno di fondazione schematizzato con elementi elastici di opportuna rigidezza dedotta dai parametri geotecnici del terreno in sito, valutando gli effetti delle varie condizioni di carico previste dagli Eurocodici, e quelli delle azioni sismiche secondo le “Règles Parasismiques Algériennes RPA99-Version 2003”, tenendo conto, in tale modo, delle effettive geometrie delle strutture (impalcato, spalle, pile) e caratteristiche del terreno di fondazione.

Nell'ambito delle previste verifiche agli SLS e SLU sono stati anche considerati gli effetti prodotti dagli abbassamenti differenziali di spalle e pile dedotti dalle

caratteristiche del terreno in sito relativamente all'entità dei carichi verticali trasmessi in fondazione.

Il modello di calcolo scelto per l'analisi strutturale è un modello tridimensionale completo, costituito dall'impalcato, dalle spalle, dalle pile, dalle fondazioni e dal terreno di fondazione schematizzato con elementi elastici di opportuna rigidezza dedotta dai parametri geotecnici del terreno in sito, valutando gli effetti delle varie condizioni di carico previste dagli Eurocodici, e quelli delle azioni sismiche secondo le “Règles Parasismiques Algériennes RPA99-Version 2003”, tenendo conto, in tale modo, delle effettive geometrie delle strutture (impalcato, spalle, pile) e caratteristiche del terreno di fondazione.

Nell'ambito delle previste verifiche agli SLS e SLU sono stati anche considerati gli effetti prodotti dagli abbassamenti differenziali di spalle e pile dedotti dalle caratteristiche del terreno in sito relativamente all'entità dei carichi verticali trasmessi in fondazione.

3. CARATTERISTICHE PRINCIPALI

Tale viadotto è complessivamente lungo 342 metri, tra la progressiva chilometrica 51+799 della spalla A e quella 52+141 della spalla B ed è composto di 8 luci (2x36m+6x45m) con un'altezza massima di varo di circa 37m, con tracciato in

pianta a curvatura costante di 3200m di raggio e pendenza longitudinale dell'1,5% (la quota diminuisce dalla spalla B verso la spalla A e questo risulta essere il verso di spinta).

La sezione trasversale del viadotto, prevista per accogliere due binari con intervallata pari a 4,20m, ha le seguenti caratteristiche:

- larghezza totale impalcato 12,70 metri
- altezza totale impalcato 3,45 metri

Il viadotto nella sua interezza (sottostruttura + impalcato) è stato realizzato utilizzando:

- 14.860 m³ di calcestruzzo
- 1.298 ton di armatura passiva
- 274 ton di armatura attiva

L'impalcato, a trave continua, poggia su 7 pile e due spalle che lo suddividono in 8 parti, di cui:

- 2 campate di riva alle estremità di lunghezza 36 metri - 393 m³ di calcestruzzo, 68 ton di armatura passiva, 29 attiva con peso di circa 1.000 ton
- 6 campate intermedie di lunghezza 45 metri - 490 m³ calcestruzzo, 84 ton armatura passiva, 36 attiva - peso di circa 1.350 ton

L'impalcato è sostenuto da apparecchi di appoggio in acciaio a disco elastomerico confinato; in particolare su ciascuna delle due spalle e su ciascuna pila sono disposti un appoggio unidirezionale longitudinale (per le azioni orizzontali trasversali) e un appoggio multidirezionale. Le azioni orizzontali longitudinali sono affidate a dei dispositivi meccanici (trasmettitori di impatto) che connettono la spalla A all'impalcato.

La sottostruttura dell'impalcato è costituita dalle due spalle e dalle 7 pile in calcestruzzo armato con una sezione rettangolare cava (3x6,5m con lati raccordati da curva a doppio raggio di curvatura), con altezze che variano tra i 17,5 e i 37 metri.

Le fondazioni delle spalle e delle pile sono tutte di tipo diretto; per le pile la dimensione massima della fondazione arriva a 1.020 m³ (20x17x3).

4. IL METODO E LE FASI

Per la realizzazione dell'impalcato a cassone l'area scelta per la prefabbricazione è posta nella parte posteriore della spalla B, il successivo varo è effettuato con una doppia coppia di martinetti idraulici (2 per il sollevamento da 600 tonnellate, 2 per la spinta da 600 tonnellate).

L'effettiva realizzazione dell'impalcato è avvenuta attraverso il getto e successiva spinta di 8 conci di calcestruzzo, aventi lunghezza il primo di 25m, quelli intermedi

di 45m e l'ultimo di 47m.

Lo studio dell'opera e la relativa metodologia di varo sono stati concepiti e messi a punto da Astaldi e verificata dalla Società di Ingegneria IN.PR.A. Ingegneria srl, diretta dall'ing. Enrico Casalotti, che si è coordinato con la Società subappaltatrice (Spic Internazionale), il tutto sotto la supervisione e il coordinamento di Astaldi Spa.

Nell'area di prefabbricazione e spinta, larga 25 metri e lunga 200 metri, si sono realizzati tutti i conci e si è provveduto alla successiva spinta.

Il cassero per la realizzazione del concio ha le caratteristiche geometriche (curvatura e pendenza) necessarie per rispettare le caratteristiche progettuali.

La gabbia di armatura, realizzata in un'apposita dima retrostante il cassero, è inserita tramite le due gru a portale di servizio.

Per le varie attività di casseratura, la movimentazione dei materiali è assicurata dalla gru a torre.

Il getto dell'impalcato a cassone monocellulare è realizzato in tre fasi:

- Soletta di base
- Anime laterali
- Soletta superiore

Una volta completato il getto di un concio e raggiunte le resistenze meccaniche richieste si compie una prima messa in tensione di cavi rettilinei da 22 trefoli □ 0,6"S, con risultante nel baricentro della sezione a cassone, necessari per la fase di varo a spinta, dove le sezioni sono ciclicamente sottoposte a momenti flettenti positivi e negativi.

5. TEMPISTICA DI VARO E ATTREZZATURE

Le attività riguardanti il getto e la spinta hanno avuto una cadenza, considerando il concio di 45 metri, di circa 18 giorni.

Dall'inserimento della gabbia di armatura si contano i seguenti tempi intermedi:

- 3 giorni per casseratura e getto della soletta di base;
- 4 giorni per casseratura e getto delle anime laterali;
- 6 giorni per casseratura e getto della soletta superiore;
- 3 giorni per ottenere le resistenze meccaniche necessarie per la prima messa in tensione dei cavi rettilinei;
- 1 giorno per la messa in tensione;
- 1 giorno per la fase di spinta.

Le condizioni climatiche particolari hanno fatto sì che nel periodo invernale, vista la maturazione tradizionale del calcestruzzo, i giorni necessari per ottenere la resistenza meccanica necessaria per la prima messa in tensione sono aumentati fino a un massimo di 7, mentre nel periodo estivo, in ragione delle alte

temperature raggiunte, i getti sono avvenuti solo nelle ore serali e notturne.

Il varo è stato realizzato per slittamento dei conci successivi, attraverso delle spinte realizzate tramite i martinetti idraulici, che provvedono a liberare il cassero dalla parte di concio già realizzata.

Le spinte totali realizzate sono 8 di cui l'ultima, di completamento, considerando la lunghezza del concio n. 8 pari 47m, arriva a una lunghezza totale di circa 95 metri.

La quota di varo è definita in funzione della successiva posa degli appoggi definitivi; nel corso delle spinte sono posizionati sulle pile degli appoggi provvisori (slitte), realizzate in materiale metallico e riempite di calcestruzzo, sormontate da una piastra in acciaio inox e pattino composito in teflon e neoprene armato che hanno anche il compito di facilitare lo slittamento della struttura sulle stesse e a distribuire in maniera adeguata le sollecitazioni che si creano nelle fasi di varo.

Nella parte anteriore del primo concio è posto un avambecco metallico che, collegato all'impalcato tramite apposite barre, serve a ridurre lo sbalzo dell'impalcato tra le differenti pile, appoggiandosi su quella in avanzamento, in maniera da ridurre le sollecitazioni transitorie sull'impalcato stesso ed ha lo scopo di aiutare l'imbocco dell'impalcato ai pattini di scorrimento delle slitte poste sulle spalle.

E' costituito da due travate metalliche ad anima piena controventate e collegate mediante barre filettate annegate nel getto del primo concio gettato. Le due travi sono poste in asse alle anime verticali del concio e seguono la curvatura dell'intera opera. Ciascuna trave reca all'estremità libera un martinetto idraulico munito di piede d'appoggio necessario a recuperare la contro-freccia dovuta allo sbalzo e per mettere il corretto imbocco alle slitte di scorrimento. All'interno dell'avambecco è posta una passerella pedonale necessaria all'arrivo del personale alla pila da imboccare e su cui è posizionata la centralina idraulica di comando dei cilindri idraulici di recupero della contro-freccia. Le varie slitte (di scorrimento, su pila e su spalla) hanno funzioni diverse secondo il loro collocamento:

- quelle di scorrimento sono posizionate sulle singole pile e supportano e guidano l'impalcato durante la fase di spinta;
- per quelle di scorrimento su spalla la funzione è di frenare l'impalcato durante la fase di rientro dei cilindri di spinta, ed

entrambe queste slitte su pile e su spalle hanno un sistema di guida laterale regolabile e se necessario può inserirsi un martinetto idraulico ad azionamento manuale per eventuali correzioni;

- per quelle fisse su pila sono sostanzialmente delle carpenterie metalliche ancorate al testa pila e munite sulla parte superiore in asse alle anime verticali del viadotto di un pattino in acciaio inox su cui è fatto scorrere l'impalcato. Per ridurre l'attrito durante le fasi di spinta tra l'impalcato e la slitta sono inseriti dei piatti in teflon e neoprene armato;
- per le slitte fisse sulle spalle come per le precedenti hanno al posto del pattino di scorrimento in neoprene un pattino di acciaio zigrinato in modo da aumentare l'attrito e non permettere lo scorrimento dell'impalcato.

6. PRECOMPRESSIONE

La precompressione (post-tensione) del cassone monocellulare è stata prevista in due fasi principali; una prima fase di precompressione a cavi rettilinei con risultante baricentrica durante il varo a spinta e una seconda fase di precompressione a cavi con andamento parabolico ad ultimazione del varo del viadotto.

Nelle fasi di varo a spinta sono state verificate le sezioni dell'impalcato soggette ciclicamente ai massimi momenti flettenti positivi e negativi tenendo conto, secondo la tempistica realizzativa degli 8 conci, delle perdite di carico (per viscosità e ritiro calcestruzzo e per rilassamento acciaio) della prima precompressione sviluppatasi durante le operazioni di varo.

All'atto della seconda precompressione sono state valutate le perdite di carico per accorciamento elastico dell'impalcato nei cavi di prima precompressione e le perdite finali (analogamente per viscosità e ritiro calcestruzzo e per rilassamento acciaio) in entrambi i gruppi di cavi della prima e della seconda fase.

7. CONCLUSIONI

A regime, dopo aver istruito il personale tecnico e le maestranze impegnate nell'opera, mediamente si è riusciti a realizzare un concio ogni 18 giorni (per concio si intende porzione di impalcato di 45 metri), considerando l'attività realizzata con turni giornalieri di 10 ore.

Per le fasi di inserimento della gabbia di armatura si sono registrati i seguenti tempi intermedi:

- 3 giorni per casseratura e getto della soletta di base;
- 4 giorni per casseratura e getto delle anime laterali;
- 6 giorni per casseratura e getto della soletta superiore;
- 3 giorni per ottenere le resistenze meccaniche necessarie per la prima messa in tensione dei cavi rettilinei;
- 1 giorno per la messa in tensione;
- 1 giorno per la fase di spinta.

I maggiori vantaggi avuti dal sistema scelto per la costruzione d'impalcato di tale lunghezza sono stati la semplicità delle attrezzature e della metodologia di varo abbinate alla sicurezza del personale impegnato nel processo realizzativo.

L'opera si è felicemente completata senza problematiche di rilievo e il coordinamento tra i vari soggetti interessati è stato brillantemente portato avanti con spirito di collaborazione e nell'interesse comune

per questa importante serie di viadotti unici nel loro genere per questo paese.

Cliente:

Ministère des Transports de l'Algérie – A.N.E.S.R.I.F.
(Agence Nationale d'Etudes et de Suivi de Réalisation des Investissements Ferroviaires)

Impresa esecutrice:

ASTALDI SpA

Subappaltatore:

Groupement Bombardier-Site (per il segnalamento)

Direzione Lavori:

Groupement Dessau International – Obermeyer-Bernard – Dessau Maghreb

Calcoli e verifiche:

IN.PR.A. Ingegneria srl

Subappalto struttura e varo:

SPIC Internazionale

Date di costruzione:

Inizio lavori: settembre 2010
Fine lavori: aprile 2013





PREMI aicap 2016 REALIZZAZIONI DI OPERE IN CALCESTRUZZO

EDIFICI



**NUOVO OSPEDALE DEL MONSELICE – ESTE.
APPLICAZIONE DI SOLAI POST TESI IN OPERA**



PADIGLIONE DEL BAHRAIN A EXPO 2015 MILANO

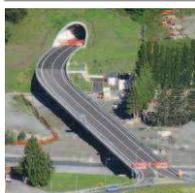


EDIFICIO UNICREDIT PAVILION IN MILANO

OPERE INFRASTRUTTURALI



**VIADOTTO COLLE ISARCO SULL'AUTOSTRADA DEL BRENNERO.
CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE DELL'IMPALCATO**



**VIADOTTO PRECOMPRESSO A PIASTRA SUL FIUME ADDA –
S.S. N.38 VARIANTE S. LUCIA (BORMIO)**



**MANHATTAN – 9TH AVENUE DEVELOPMENT.
COSTRUZIONE DI UNA PIATTAFORMA IN C.A.P.**



**FERROVIA SAIDA-MOULAY SLISSEN (ALGERIA).
IMPALCATO A CASSONI CELLULARI PER VIADOTTI CONTINUI A SPINTA**
