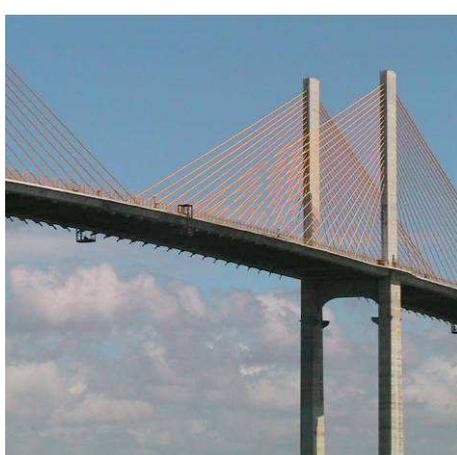
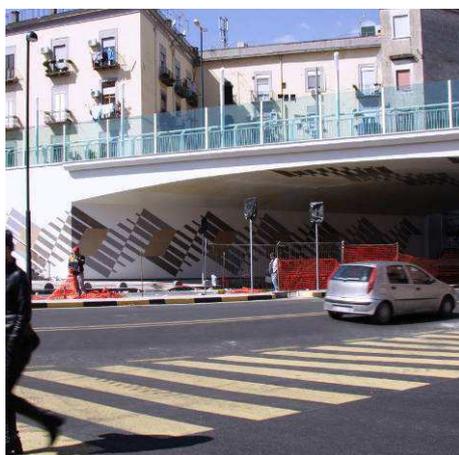
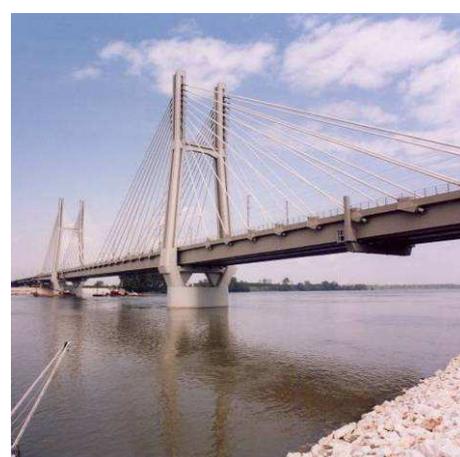
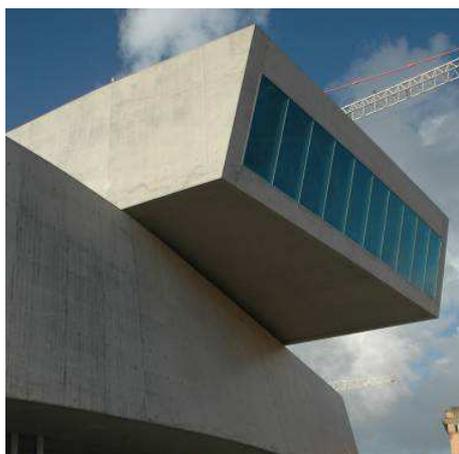


PREMI aicap 2009 REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE



PREMI aicap 2009
REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

CATEGORIA EDIFICI

OPERA VINCITRICE
MAXXI - Museo per le Arti del XXI secolo a Roma

Chiesa "Dio Padre Misericordioso" di Tor Tre Teste a Roma

Light Pavillon a Como

Nuova sede SKY ITALIA a Milano

CATEGORIA OPERE INFRASTRUTTURALI

OPERA VINCITRICE
**PONTE SU PO DELLA LINEA FERROVIARIA AV/AC
BOLOGNA-MILANO**

MERITEVOLE DI MENZIONE
PONTE DON BOSCO A NAPOLI

Ponte strallato sul Rio Potengi a Natal - Brasile

Canada Line di Vancouver

PREMI aicap 2009
REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

EDIFICI

Premio conferito a:
MAXXI – CENTRO D'ARTE CONTEMPORANEA A ROMA

“L’opera si connota come esempio di assoluta rilevanza nel rapporto fra l’architettura e l’ingegneria strutturale, e gli aspetti tecnologici e costruttivi, con ottima sintesi di tutti. Il requisito di antisismicità ha reso più complessi il progetto e l’esecuzione. Il ricorso a calcestruzzi di elevate prestazioni, autocompattanti ed a ritiro compensato, ha consentito la realizzazione, di esito pregevole, delle elaborate forme curvilinee e dei volumi sovrapposti, con getti in continuità di strutture a faccia-vista di dimensioni imponenti.”



OPERA VINCITRICE DEL PREMIO PER LA CATEGORIA EDIFICI

MAXXI - MUSEO PER LE ARTI DEL XXI SECOLO A ROMA



LA CONCEZIONE DELL'OPERA: STRUTTURA E ARCHITETTURA

Per struttura in genere si intende quella parte della costruzione a cui è affidata la capacità portante, cioè la resistenza ai carichi statici, alle azioni dinamiche, quali il sisma ed il vento, ed alle varie azioni in genere (effetti termici, ecc.).

La "leggibilità" di una struttura dipende da scelte più o meno maturate congiuntamente dall'architetto e dall'ingegnere nonché dai materiali e dalle tecnologie a disposizione nelle diverse epoche.

Certamente nella concezione delle grandi opere del passato, quando i materiali erano più "deboli", le esigenze strutturali dominavano nella scelta di forma e geometria, così che l'architettura ne era condizionata: la "struttura" coincideva con l'intera costruzione ed il messaggio estetico coincideva con il messaggio strutturale, cioè la forma mostrava il flusso delle forze e la potenza statica della costruzione. Basti pensare al gotico e alle grandi cupole rinascimentali del Brunelleschi e di Michelangelo ove le possenti nervature lasciano intuire e leggere il cammino degli sforzi dalla sommità fino alle fondazioni. Così nel passato l'ingegnere-architetto si è materializzato in una sola persona e poco si concedeva alla forma se non in funzione di un tornaconto statico e

costruttivo perché l'ottimizzazione della forma era una condizione irrinunciabile per il miglior uso dei materiali dell'epoca.

Oggi la situazione è diversa: materiali ad alta resistenza, tecnologie d'avanguardia, mezzi di cantiere eccezionali consentono di liberare la forma dell'architettura dalla forma che vorrebbe una buona concezione del comportamento statico rendendo possibile in alcuni casi una espressione spaziale che si libera dai condizionamenti strutturali avvicinandosi, sotto certi aspetti, alla scultura; ne sono illustri esempi il museo Guggenheim a Bilbao, la cupola del Campidoglio a Washington (strutturalmente in acciaio, architettonicamente in pietra) e così via.

Nel Centro per le Arti Contemporanee vi è certamente, dal punto di vista formale, una chiara integrazione tra struttura ed architettura, caratterizzata da audaci strutture curve, con grandi sbalzi sostenuti in pochi punti di appoggio.

Questa integrazione tra la concezione strutturale ed architettonica si perde tuttavia nel momento in cui i vincoli forniti dagli appoggi e gli sfalsamenti tra i piani ai diversi livelli sono stati dettati da scelte puramente architettoniche, perdendo il riferimento ad una razionalità statica ed al logico flusso delle tensioni, costringendo quindi le strutture (per lo più in cemento armato) a sopportare sollecitazioni di torsione e in genere stati di tensione

elevatissimi che hanno richiesto una quantità abnorme di armature ed, a volte, addirittura l'inserimento di travi metalliche nascoste entro il getto.

La disposizione dei vincoli strutturali ha in effetti rappresentato un serio problema perché produce stati elevatissimi di tensione, di cui si è detto, e, in relazione alla elevata iperstaticità, contrasta le deformazioni prodotte da temperatura, viscosità e ritiro del calcestruzzo. Si è reso quindi necessario creare una serie di nuovi giunti strutturali ricercando un compromesso tra le varie esigenze.

L'iperstaticità infatti può essere solo parzialmente ridotta, perché se da un lato ha effetti negativi riguardo agli effetti termici, i fenomeni viscosi ed il ritiro, dall'altro è necessaria per rendere possibile un difficile e complesso equilibrio.

LA CONCEZIONE STRUTTURALE

ASPETTI GENERALI

Le caratteristiche strutturali principali possono individuarsi in un sistema di pareti in cemento armato assai articolate che in alcune zone formano strutture di tipo scatolare, mentre in altre formano una serie di gallerie che, a diverse quote, si intersecano tra loro.

Queste gallerie hanno una sezione ad "U" con pareti spesso inclinate e curve con luce notevole che raggiunge i 100 metri.

La sommità delle pareti delle gallerie è in genere collegata da travi in acciaio che a loro volta sopportano delle lamelle anch'esse in acciaio, rivestite con un guscio di calcestruzzo fibrorinforzato; tra le lamelle sono poste le vetrate che assicurano l'illuminazione.

Il problema strutturale è reso particolarmente complesso, come già detto, dagli scarsi punti di appoggio e dalla irregolarità di questi, così che le due pareti di una stessa galleria in genere non trovano gli appoggi nella stessa sezione bensì in posizioni diverse inducendo stati tensionali particolarmente severi.

Per ridurre l'elevata iperstaticità della struttura (lo sviluppo in lunghezza è dell'ordine dei 300 metri) si sono introdotti alcuni giunti in numero limitato, sia per gli aspetti architettonici, sia per l'impossibilità di interrompere la continuità di gallerie in curva di notevole lunghezza. Ne risulta una struttura che resta comunque altamente iperstatica con stati di tensione elevati corrispondenti spesso ad effetti termici.

Per quanto riguarda il ritiro si è utilizzato un calcestruzzo autocompattante con additivi espansivi in modo da compensare il fenomeno ed eliminare le conseguenti fessurazioni.

Al fine di un migliore comportamento sismico si è cercato di mantenere la continuità strutturale sotto l'effetto di azioni dinamiche rendendo i giunti rigidi e impedendo gli spostamenti relativi tramite l'inserimento di shock transmitters.

L'analisi di un'opera di tale complessità ha posto inoltre diversi problemi, non potendosi studiare con i mezzi ordinari di calcolo e non avendosi esperienze di programmi in grado di gestire una struttura di queste dimensioni nelle innumerevoli situazioni di carico previste dalla attuale normativa. Dopo diversi studi preliminari con programmi che consentivano di modellare solo porzioni del complesso si è ricorsi a programmi di nuova generazione che hanno consentito di modellare tutta la struttura comprese le fondazioni. I dettagli sono affrontati più avanti.

Per facilitare la comprensione di una struttura così complessa divideremo l'esposizione in alcuni paragrafi.

SCAVI E FONDAZIONI

La realizzazione dell'opera ha richiesto grandi scavi, estesi a tutta l'area, che hanno raggiunto una profondità di circa 7 metri dal piano di campagna.

In particolare, gli scavi in adiacenza agli edifici esistenti hanno richiesto la realizzazione di paratie con pali spinti ad una profondità di 16 metri e tiranti ancorati

al terreno retrostante.

Le fondazioni delle strutture sono su pali $\phi 800$ e $\phi 1000$ di profondità variabile intorno ai 40 metri in modo da superare gli strati alluvionali e intestarsi nello strato profondo di ghiaia sabbiosa.

L'INTEGRAZIONE CON LE PREESISTENZE

Il Centro per le Arti Contemporanee integra le nuove strutture con quelle preesistenti sul lato via Guido Reni, facenti parte del vecchio edificio in muratura adibito a museo.

Di questo edificio viene mantenuta solo la facciata e la parte di confine ad Ovest, essendo il resto incompatibile con i carichi e le funzioni previste.

Il tetto viene comunque riproposto a falde, seppur con capriate in acciaio, secondo la forma originaria, così pure vengono ricostruiti nella stessa posizione, più resistenti, i pilastri in ghisa del piano terra nonché i solai in ferro e voltine.

LE GALLERIE IN CEMENTO ARMATO

Le gallerie rappresentano l'elemento più importante caratterizzante l'opera e, come già detto, sono costituite da una sezione in cemento armato ad "U" (costituita da una soletta e due pareti) chiusa in sommità da una struttura metallica.

Il solaio è realizzato in due zone con travi a "T" prefabbricate, accostate ed integrate da un getto di conglomerato, in altre con solette piene ed alleggerite di spessore variabile tra 60 e 100 cm. Le pareti, di spessore pari a 30-40 cm e lunghezza di 80-100 metri sono realizzate con cemento facciavista del tipo autocompattante (SCC).

Le gallerie sono strutture continue con sviluppo superiore ai 100 metri, per lo più in curva, i cui appoggi, a distanze che raggiungono i 50 metri, come già detto, non sorreggono in genere l'intera sezione, forniscono bensì supporti irregolari che comportano sensibili effetti torsionali nelle gallerie stesse.

I GIUNTI STRUTTURALI E GLI SHOCK TRANSMITTERS

La continuità strutturale e gli inevitabili giunti necessari per ridurre gli stati di coazione prodotti da ritiro, viscosità ed effetti termici, hanno rappresentato uno dei problemi più importanti che si sono dovuti affrontare. La continuità strutturale infatti è una condizione importante per resistere non solo agli effetti sismici ma anche agli stati tensionali indotti dalla geometria e dai sostegni irregolari che le scelte architettoniche hanno condizionato. La scelta del numero e il posizionamento dei giunti hanno rappresentato quindi un momento assai delicato della concezione strutturale ricercando un compromesso tra esigenze contrastanti. Tale compromesso

è stato raggiunto ricorrendo, come accennato in precedenza, all'impiego di shock transmitters.

L'ARTICOLARE SPAZIALE DELLE STRUTTURE

È stato già detto che le strutture, per lo più in cemento armato, si articolano in modo assai complesso nello spazio intersecandosi tra loro a diversi livelli con vincoli reciproci a volte continui, a volte puntiformi, che comunque non possono seguire (per i condizionamenti architettonici) distribuzioni razionali dal punto di vista di una ottimizzazione del comportamento strutturale.

È questo il caso ad esempio della intersezione tra la Suite 2 e la sovrastante Suite 5 che su questa si appoggia per uscire poi a sbalzo per 17 metri.

Ne risulta una struttura di collegamento verticale, nella quale trovano spazio scale ed ascensori, assai complessa, nella quale due grandi mensole metalliche (travi FAR) inglobate in un getto di calcestruzzo, a sbalzo dal corpo ascensore, sorreggono le pareti perimetrali della galleria sovrastante.

LE COPERTURE IN ACCIAIO E VETRO

Il carattere predominante del progetto è costituito da una serie di gallerie a prevalente sviluppo orizzontale. Ognuna di queste ha una copertura di tipo trasparente percorsa da lamelle in acciaio, rivestite con un guscio di calcestruzzo fibrorinforzato prefabbricato con andamento longitudinale parallelo ai muri perimetrali delle gallerie stesse.

Le travi longitudinali (lamelle) rettilinee e curvilinee (in curva) suddividono il tetto vetrato in strisce larghe 1.2-1.4 metri (hanno interasse variabile a seconda della galleria) e lunghezza variabile in funzione della posizione, con massimo valore di circa 12.60 m, distanza corrispondente all'interasse tra le travi trasversali portanti le lamelle stesse. In diverse zone queste travi sono curve e necessitano di un rinforzo trasversale per ridurre gli effetti torsionali. Tale rinforzo è fornito da apposite travi radiali (travi torsionali) che, lavorando in flessione, riducono la lunghezza non controventata in curva.

Le travi longitudinali sono costituite da una struttura reticolare, in acciaio, composta da una corrente reticolare inferiore ed uno superiore, collegati da un profilato HEA260. La trave reticolare composta sorregge tutti i carichi della copertura ed i carichi espositivi museali ad essa appesi. La struttura è protetta dalla azione dell'incendio mediante verniciatura intumescente e rivestita da un guscio in GRC che le fa assumere la geometria ed il volume previsti dal progetto architettonico. All'interno del guscio sono alloggiati tutti i

meccanismi di movimento delle lamelle frangisole. La sezione del GRC è rastremata con una larghezza massima di 30 cm al livello del tetto di vetro assottigliandosi poi fino a 15 cm in corrispondenza dell'estremità inferiore. All'estremità inferiore della lamella è prevista una guida metallica per il supporto di carichi appesi (opere d'arte): il carico previsto è distribuito (1,5 kN/m) e la guida è dimensionata anche per coppie di carichi concentrati pari a 5 kN ognuno, distanti non meno di 25 cm l'uno dall'altro. Le travi trasversali, che poggiano sui muri perimetrali delle gallerie, sono costituite da profilati in acciaio di diverse dimensioni: HEM900 nella maggior parte dei casi, HEM900 rinforzate nelle zone curve, HEM600 relativamente alla copertura della Suite 1. In corrispondenza del giunto della medesima suite è stato adottato un profilato HEM280 mentre per i giunti di Suite 3 e Suite 4 sono stati previsti HEM600 rinforzati. La loro diversa natura deriva prettamente da esigenze strutturali. I profilati, indipendentemente dal tipo, sono incastolati con lamierini in alluminio a ricoprimento della vernice ignifuga necessaria per la protezione al fuoco. Le travi trasversali, oltre a portare le lamelle prefabbricate, fungono da linea di compluvio delle acque piovane: il canalino di gronda è infatti alloggiato a fianco e parallelo alle travi stesse.

IL COLLEGAMENTI VERTICALI

Tutte le scale e le rampe vengono sorrette dalle pareti laterali e/o dalle fasce piene di solaio in corrispondenza dei collegamenti. Le scale in cemento armato, essendo quasi sempre interne ai nuclei in cemento armato, sono state progettate prevalentemente come solette rampanti con gradini portati.

Le scale e le rampe metalliche sono realizzate con profilati prevalentemente tipo "H", vincolati alle pareti in c.a. mediante incastri (flange saldate di testa), cerniere (bullonature d'anima) o appoggi. Nelle zone in cui i setti in c.a. presentano dei giunti di dilatazione, le rampe metalliche sono state rese strutturalmente indipendenti mediante la realizzazione di giunzioni in grado di trasmettere le sole azioni taglianti, garantendo la piena libertà di scorrimento in direzione assiale.

IL CANTIERE

BANCHINAGGIO

Il MAXXI è un'opera imponente le cui pareti sviluppano una superficie di 40.000 mq (di cui 20.000 in faccia vista). Le opere di banchinaggio comprendono un complesso sistema di cassereature, tutte centinate e puntellate; tale soluzione è

stata necessaria per contrastare le spinte idrostatiche del calcestruzzo rispettando la prescrizione di ottenere una superficie a vista liscia.

Per garantire tali risultati sono stati utilizzati casseri di alta qualità, forniti dalla PERI, che ha predisposto pannelli di rivestimento FIN PLY MAXI prodotti su misura e utilizzati, nella maggior parte dei casi, una sola volta.

Le casseforme sono costituite da pannelli e travi PERI VARIO GT 24 per unica gettata su pareti che raggiungono l'altezza di 14 metri. Con le travi ad alta portata GT 24 è stato possibile sostenere in sicurezza le pressioni del calcestruzzo durante il getto (fino a 150 t/mq).

Per il collegamento sono state utilizzate le giunzioni VARIO VKS, che hanno permesso la registrazione semplice e veloce del rivestimento fino a 5 mm, con puntelli di stabilizzazione PERI.

PONTEGGI

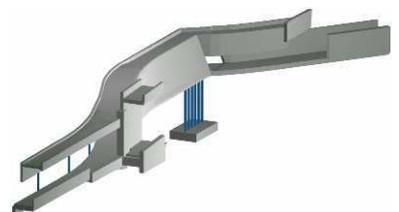
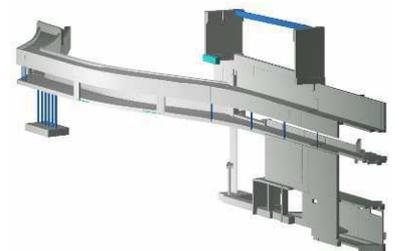
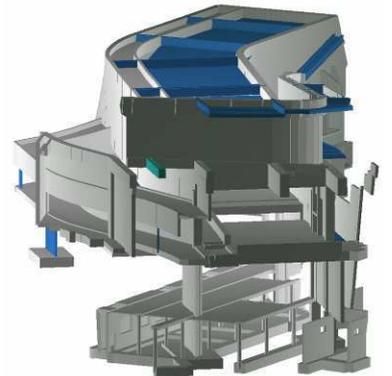
Il peso delle strutture in fase di realizzazione è sostenuto da un ponteggio con banchinaggio dimensionato sulla base dei pesi propri e accidentali.

ATTIVITÀ DI PROGETTAZIONE SVOLTE

Le attività di progettazione strutturale svolte hanno visto operare numerosi professionisti (ingegneri ed architetti) per tutta la durata del progetto, cioè dalle diverse fasi della definizione delle strutture alla produzione dei documenti del Progetto Definitivo, fino alla definizione dei documenti relativi al Progetto Esecutivo e di cantiere (Progetto Costruttivo).

Uno degli aspetti della progettazione strutturale ha riguardato la verifica sismica, che al tempo della precedente fase progettuale non era richiesta. La verifica, che ha considerato un sisma di III categoria, ha comportato una serie di modifiche rispetto al Progetto Esecutivo già approvato nel Luglio del 2003, aumentando lo spessore di alcune pareti verticali, inserendo opportuni shock-transmitters nei giunti di dilatazione termica, rinforzando alcuni elementi delle strutture trasparenti di copertura, ecc.

La complessità del comportamento strutturale d'insieme, legata soprattutto alle forme architettoniche, alla distribuzione dei vincoli, alla elevata iperstaticità, unita ad una scarsa connessione d'insieme, ha obbligato la completa reimpostazione dell'analisi strutturale, rispetto al Progetto Definitivo previsto in fase di gara; si sono quindi sviluppati una serie di modelli tridimensionali agli elementi finiti, in grado di cogliere l'effettiva distribuzione degli sforzi



Viste significative della modellazione solida

e delle deformazioni, sia in campo statico, con e senza variazioni termiche, che in campo dinamico in presenza di azione sismica.

Un altro aspetto particolarmente importante è stato quello delle fasi di costruzione, comprese le strutture provvisorie e i banchinaggi, progettati ottimizzandone il riuso, specie in relazione alla disposizione irregolare e alle notevoli distanze mutue degli appoggi.

In accordo alla normativa seguita tutto il processo di calcolo e di verifica è stato portato avanti affiancando ai programmi di calcolo processi semi-automatizzati, software specialistici, un gran numero di procedimenti alternativi, controlli manuali su schemi semplificati, modelli parziali delle strutture e dei singoli corpi di fabbrica, ecc. Da un punto di vista grafico sono state prodotte circa 1100 tavole di grandi dimensioni. È bene ricordare che alla quantità e qualità della documentazione di cui si è detto si affianca tutta la produzione di documenti specialistici da parte dei fornitori e dei produttori coinvolti (si pensi alle centinaia di tavole relative alle coperture metalliche, alle scale metalliche, ai solai di piano, ecc. tutte comprensive di allegata documentazione tecnica). Il programma ha preso in conto 19 tipi di azioni. Queste azioni sono state fra loro combinate in modo da ottenere le caratteristiche di sollecitazione relative allo Stato Limite Ultimo, agli Stati Limite di Esercizio ed alle sollecitazioni sismiche (SLU e SLD), giungendo a 63 combinazioni di carico.

MODELLO DI CALCOLO STRUTTURALE

Il modello ad elementi finiti ha preso in conto l'intera struttura simulando il comportamento d'insieme oltre agli effetti locali dei singoli elementi. Il modello ha tenuto conto dell'interazione tra terreno e struttura.

I primi modelli parziali sono stati analizzati usando il software ALGOR che, tuttavia, lasciava ai Progettisti l'enorme onere computazionale delle verifiche, che richiedevano poi specifici software, specifici fogli di calcolo, ecc.

Il passaggio all'uso del software PRO_SAP della 2S.I. - Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. (utilizzato e testato dai Progettisti nel corso degli anni e, soprattutto, su un congruo numero di progetti più volte verificati e controllati) ha portato notevoli vantaggi.

Al suo utilizzo si sono affiancate analisi alternative di verifica, software diversi e modellazioni ed elaborazioni parziali, ottenute con altri codici di calcolo (come, ad esempio, il CDS della S.T.S. s.r.l. o il SAP 2000 della C.S.I.), validando così via via quanto fatto.

L'utilizzo del software Prosap, che sfrutta Algor come motore, ha consentito non solo di generare un modello "completo e dettagliato" per quanto prima esposto, ma anche ad ottenere in maniera semi-automatica la verifica strutturale dell'intero organismo e dei suoi singoli costituenti secondo normativa. Il modello finale conta circa 46000 nodi, 5000 elementi trave, 45000 elementi shell e 550 elementi

solai.

I Progettisti hanno quindi potuto concentrare gli sforzi nell'analisi delle criticità riscontrate, come ad esempio i considerevoli effetti degli sbalzi di temperatura su superfici di getto così imponenti (si pensi al "ponte in curva" costituente il camminamento dell'Edificio "D" sul primo livello – Suite 2).

La validazione più importante della progettazione è venuta dal campo: le prove, i collaudi e i monitoraggi hanno infatti confermato la giustezza e la correttezza delle ipotesi e degli schemi di calcolo adottati, comprovando la bontà delle soluzioni trovate.

La modellazione finale ha tenuto conto di eventuali e inaspettate mancanze di rigidità per cedimenti imposti o avuti alla base, nonché delle diverse fasi di cantiere che si sono susseguite nel tempo.

CARATTERIZZAZIONE DINAMICA

La massa totale "sismica" dell'edificio, così come implementata nel modello, in aderenza ai pesi effettivamente riscontrabili, è pari a 369,173 kN (circa 37000 tonnellate).

I modi caratterizzati da una massa percentualmente importante sono contraddistinti da numeri d'ordine anche piuttosto alti e la massa attivata è frazionata in un grandissimo numero di modi, tutti significativi (e cioè, lo si ricorda, è dovuto alla complessità dell'edificio e alla voluta ricchezza della modellazione adoperata).

La tabella mostra le forme modali che eccitano maggiormente l'edificio nelle tre direzioni principali (traslazione in X, Y e Z).

Modo	Freq. (Hz)	Per. (s)	M (x) (KN)	M (y) (KN)	M (z) (KN)	%M _x	%M _y	%M _z
3	3.35	0,298	42603,32	12044,63	46,36	11,54%	3,26%	0,01%
1	3.20	0,312	3,93	28571,23	108,20	0,00%	7,74%	0,03%
72	9.14	0,109	974,19	110,93	10187,80	0,26%	0,03%	2,76%

È importante notare che, oltre alla caratterizzazione dinamica dell'edificio fatta attraverso lo studio del modello globale, è stato analizzato un numero significativo di modelli parziali attraverso i quali è stato possibile spingere il calcolo più a fondo e cogliere il comportamento dinamico delle singole gallerie o delle porzioni continue dell'edificio via via investigate, tenendo conto o meno della presenza dei dispositivi di ritegno dinamico nei giunti di dilatazione termica. Per la porzione del singolo edificio di

maggior interesse (Suite 3), si arriva ad eccitare, con i primi 50 modi di vibrare, una massa traslazionale nel piano XY superiore al 90%; in particolare risulta eccitato il 93.36% della massa in direzione X, il 91.22% in direzione Y. Questo risultato, estendibile a diverse altre porzioni dell'edificio museale, dimostra come per corpi di fabbrica singoli di dimensioni più contenute e geometria meno articolata (che quindi richiedono calcoli meno complesse in assoluto) sia possibile arrivare a una

caratterizzazione dinamica assai attendibile.

MONITORAGGI

In relazione all'elevata iperstaticità della struttura, il trasferimento dei carichi su alcuni elementi strutturali è fortemente influenzato dalle varie rigidità nonché dalle caratteristiche e dalle proprietà fisico-meccaniche degli elementi nel tempo. Le situazioni più significative sono state quindi monitorate attraverso la registrazione strumentale (che consente le

eventuali correzioni) del loro stato tensionale, il controllo e la registrazione delle loro proprietà, la misura degli spostamenti.

Uno degli esempi principali di controllo e registrazione nel tempo delle caratteristiche e delle proprietà fisico-meccaniche degli elementi strutturali è costituito dal monitoraggio della parete campione, con il quale termine si è usato definire una parete minuziosamente monitorata realizzata in calcestruzzo autocompattante. L'esame dei dati nel tempo forniti dai sensori e dagli strumenti (con i quali sono state registrate temperature, deformazioni, inclinazioni, ecc.) ha permesso di analizzare costantemente il getto consentendo una utilissima sperimentazione sul campo.

Esempio di monitoraggio e controllo attivo: pilastri misti acciaio-calcestruzzo del Gruppo C

L'obiettivo del monitoraggio è stato non solo la determinazione continua e nel tempo delle variazioni delle sollecitazioni a cui sono stati sottoposti i pilastri durante tutte le diverse fasi costruttive (getto dei solai e dei setti superiori, eliminazione del banchinaggio, etc.) ma anche la taratura controllata del carico trasmesso a ogni singolo pilastro.

Il sistema impiegato è costituito da 24 martinetti idraulici disposti al di sotto di un sistema integrato fondazionale in acciaio, appositamente progettato e realizzato, sul quale poggiano direttamente i sei pilastri. Ogni martinetto idraulico è stato dotato di un manometro analogico che ha permesso la misurazione in tempo reale della pressione di esercizio. I martinetti sono stati altresì dotati di una ghiera di serraggio di sicurezza al fine di non permettere cedimenti improvvisi. Il valore finale e complessivo del carico sui sei pilastri, registrato dai martinetti, è stato pari a 12048 kN.

Esempio di monitoraggio topografico: Suite 3

Prima e dopo le fasi di puntellamento della Suite 3 è stata effettuata una campagna di misure strumentali ripetute nel tempo della posizione altimetrica di 5 punti materializzati sul solaio e sulle pareti della stessa Suite. I valori finali misurati topograficamente (acquisiti in data 13 Dicembre 2007) sono stati poi confrontati con gli abbassamenti rilevati dal modello agli elementi finiti della struttura nei punti corrispondenti. Si è scelto di considerare il solo caso di carico dovuto al peso proprio, che racchiude anche la maggioranza del carico permanente dei solai, come situazione rappresentativa della condizione attuale in cui si trova la

struttura.

L'andamento degli abbassamenti misurati ricalca con buona approssimazione quello degli abbassamenti attesi. Le zone più rigide sono quelle della punta e quella ubicata nella zona dei pilastri metallici; nel modello agli elementi finiti, il contributo dei pilastri è più determinante di quanto non accada nella realtà: infatti l'abbassamento locale misurato è sensibilmente più elevato rispetto a quello che accade nel corrispondente punto del modello. Dal punto di vista numerico gli abbassamenti misurati sono inferiori ai 6.0mm (il valore massimo è stato misurato nella parete della passerella a gomito che fuoriesce dalla Suite 3). In raffronto agli abbassamenti attesi, quelli misurati sono più bassi del 33+55%. Tale differenza è, probabilmente, da ascrivere:

- alla maggiore rigidità del calcestruzzo gettato in opera rispetto a quanto rappresentato dal modello agli elementi finiti, dove il valore del modulo elastico rappresenta un valore atteso per il tipo di calcestruzzo utilizzato, ma non tiene conto dell'effettiva elasticità del materiale gettato in opera;
- ad effetti di tipo viscoso;
- almeno localmente, allo scarico effettuato volontariamente sui pilastri metallici, provocando un cedimento imposto di circa 0.5 mm al fine di diminuire la forza complessiva in fondazione relativa al gruppo di pilastri e ridistribuirli sugli stessi.

Si noti, infine, che la differenza fra i valori attesi e i valori misurati è comunque dal lato della sicurezza, poiché una struttura meno deformabile di quanto preventivato rappresenta una maggiore garanzia in termini di rigidità delle strutture, qualità di esecuzione e, quindi, resistenza dei materiali.

Esempio di monitoraggio topografico: Suite 5

L'area di applicazione del carico di prova è notevolmente estesa (più di 300 mq): l'applicazione del carico su detta area ha lo scopo di verificare non solo il comportamento del solaio (abbassamenti elastici) ma anche quello delle travi-parete; il carico, infatti, è capace di provocare una deformazione globale della struttura solaio-pareti e consente un controllo delle deformazioni ottenute in diversi punti: travi principali, travi secondarie, pareti. L'abbassamento massimo registrato sull'impalcato sotto il carico di prova è di 1.4 mm coerentemente con quanto calcolato in sede di determinazione dei cedimenti attesi.

PROVE IN CANTIERE E FUORI DAL CANTIERE

Al fine di realizzare la struttura in modo congruente con quanto immaginato dall'architetto progettista e quindi in maniera coerente con tutti gli elaborati di progetto, una serie di prove preliminari e di produzione di prototipi ha caratterizzato con successo tutto il procedimento costruttivo dell'opera.

Per quanto attiene in particolare agli aspetti del primo tipo si ricordano, tra gli altri:

- lo studio teorico, progettuale e realizzativo (con relativa sperimentazione) del migliore mix-design della miscela di calcestruzzo autocompattante utilizzata, con particolare riferimento alla cura della superficie esterna, alla minimizzazione dei difetti, alle reali possibilità di getto (in termini di volume, superficie, distanza tra i giunti, ecc.), alla minimizzazione delle coazioni, ecc.

- la sperimentazione e la formazione relative alle peculiari procedure di banchinaggio, casseratura e getto delle pareti in calcestruzzo armato;

- le diverse prove di finitura e pulizia superficiale del calcestruzzo faccia vista.

Per quanto concerne invece gli aspetti del secondo tipo, preme ricordare che la realizzazione dell'opera in conformità agli elaborati di progetto ha richiesto lo studio, la produzione e la sperimentazione di sistemi, parti o elementi strutturali ad hoc complessi quali, ad esempio:

- i tegoli del Piano Primo (con forma non commerciale, studiata per il contemporaneo soddisfacimento di diverse esigenze, con inserimento, tra l'altro, di binario luce elettrificato e binario per i carichi sospesi);

- le travi in acciaio saldato del calpestio della Suite V, progettate e verificate ad hoc, con saldature e controllo delle stesse eseguiti in officina, con collaborazione di ferri d'armatura in acciaio installati in cantiere e successivo getto eseguito in opera;

- il sistema completo della copertura vetrata formato, sostanzialmente, dalle travi lamella longitudinali (travi reticolari in acciaio rivestite da una sottile lamina in GRC ospitanti il sistema di elettrificazione della copertura, i motori delle tende mobili, le tende stesse, ecc.), dai deflettori, dai vetri autopulenti, dal sistema di impermeabilizzazione, ecc.

- il sistema dei grigliati calpestabili in copertura (non in commercio), con lo studio puntuale della giacitura e

dell'inclinazione delle lamine rispetto alle volute condizioni di luce naturale all'interno delle singole gallerie.

Le lunghe e numerose prove e sperimentazioni (operate sia in opera, a piè d'opera che in officina o in fabbrica) hanno consentito di produrre, trasportare ed installare gli elementi strutturali di cui si è detto in maniera coerente con quanto indicato negli elaborati di progetto.

CONCLUSIONI

Il MAXXI è certamente un'opera di grande valore architettonico e noi ingegneri, a cui è toccato il compito di farlo "stare in piedi",

ne siamo affascinati. Quando tuttavia siamo entrati per la prima volta in merito ai problemi statici e costruttivi dobbiamo confessare di esserne rimasti spaventati per i forti condizionamenti che l'architettura poneva alla struttura, senza lasciare spazio ad una maturazione congiunta delle scelte di fondo che già erano state fatte.

La progettazione strutturale ha dovuto quindi muoversi entro stretti vincoli rendendo l'ottimizzazione dei comportamenti strutturali assai ardua e difficile il contenimento degli stati tensionali entro i limiti normativi.

Al termine di diverse e lunghe fasi di

analisi, con la collaborazione degli architetti dello studio Hadid, si è riusciti ad ottenere tuttavia quegli "aggiustamenti" tali da non alterare nella sostanza la concezione architettonica, ma consentire al tempo stesso una migliore razionalizzazione dei comportamenti strutturali.

Il progetto strutturale ha potuto quindi, attraverso un complesso e articolato sviluppo di cui si è detto in questo articolo, raggiungere in modo soddisfacente gli obiettivi proposti cioè la stabilità ed il rispetto delle forme dell'architettura.

Committente

Ministero per i Beni e le Attività Culturali
Direzione Generale per l'architettura e l'arte contemporanea

Realizzazione

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Provveditorato delle Opere Pubbliche della Regione Lazio: Angelo Balducci
R.U.P.: Roberto Linetti
Direttore dei Lavori: Roberto Tartaro
Direttore operativo aspetti architettonici: Mario Avagnina

Progetto architettonico

Progettisti:
Zaha Hadid – Patrik Schumacher
Capoprogetto:
Gianluca Racana (Zaha Hadid Limited)

Progettazione Esecutivo-Costruttiva

Progettazione strutturale:
Studio S.P.C. S.r.l.
Giorgio Croci – Aymen Herzalla
Consulenza Geotecnica:
V. M. Santoro
Consulenze specialistiche:
A. Viskovic, S. Di Cintio, M. Francini
Collaboratori al progetto strutturale:
F. Croci, S. Di Carlo, I. De Rossi,
A. Bozzetti, C. Russo.
Progettazione scale metalliche e solai "monocoque":
Studio E.D.In. S.r.l.
Fabio Brancaleoni – Marcello Colasanti
Consulente miscela SCC:
Mario Collepardi
Validatore progettazione strutturale:
Antonio Maffey

Esecuzione

Consorzio MAXXI 2006
Capogruppo mandataria:
ITALIANA COSTRUZIONI S.p.A.
(Gruppo Navarra)
Mandante:
S.A.C. Società Appalti Costruzioni S.p.A.
(Gruppo Cerasi)
Capocommissa:
Marco Odoardi
Direttore Tecnico di Cantiere:
Roberto Rossi
Capocantiere:
Gianni Scenna
Assistente Capocantiere: Luigi Carducci
Ufficio Tecnico:
Daniele Centurioni –
Silvia La Pergola –
Fabio Ceci

Fondazioni

1 e 2 - Allestimento delle armature in fondazione: armature longitudinali dei pali e ripresa dei muri di sostegno sul perimetro.

3 - Allestimento delle armature in fondazione. Sono visibili le armature di ripresa dei setti e dei pilastri del piano interrato.

4 e 5 - Vista dall'alto del piano interrato nella zona dell'auditorium e in corrispondenza dell'Edificio "E".



2

3



4

5



Costruzione

6 - Il cantiere a novembre 2004.

Risulta visibile sullo sfondo la facciata dell'edificio originario su via Guido Reni.

7 - Il cantiere a settembre 2005.

8 - Il cantiere a marzo 2006: l'edificio "E" in costruzione. Risulta visibile parte della gabbia in c.a. di uno dei montacarichi del museo.

9 e 10 - Il cantiere a marzo 2006.

Il nucleo dell'Edificio "D" con vani scala ed ascensori.

La zona prospiciente via Guido Reni con la coda della Suite 3.

11 e 12 - Il cantiere a maggio 2006.

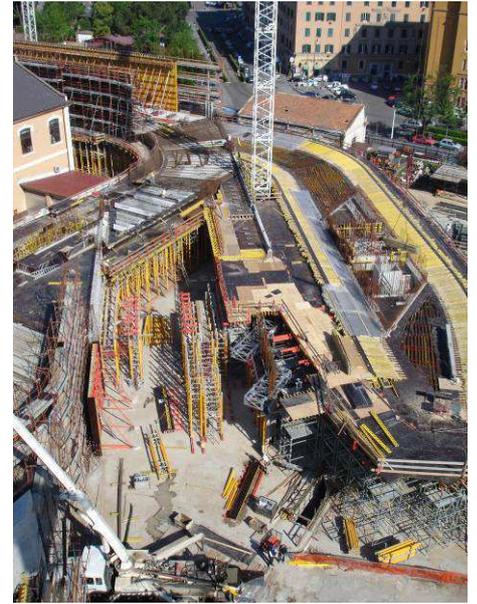
Vista dall'alto. Interazione tra nuova costruzione ed edificio esistente.

L'Edificio "E" in costruzione. Risulta visibile parte della gabbia in c.a. di uno dei montacarichi del museo.

13 - Il cantiere a maggio 2006. Vista dall'alto verso Nord.



9



13



6



10



7



11

8

12



14

15

**Armature**

14 - Esempio di armatura di parete.

15 - Armatura solaio Suite 2: vista dall'alto.

16 e 17 - Suite 2. Sospensione temporanea delle strutture in acciaio per l'alloggiamento dell'impianto aria inglobate nel getto.

18 - Esempio di armature di solaio.

19 e 20 - Suite 3. Travi in acciaio in testa ai pilastri misti acciaio-calcestruzzo inglobate nel getto del solaio. Installazione delle armature predisposte ad evitare il punzonamento.

21 e 22 - Esempi di armature di solaio



19



16



20



17



21

18



22



Strutture ultimate

23 - Sbalzo Suite 5. Banchinaggi e supporti temporanei completamente rimossi.

24 - Coda dell'Edificio "E". Vista da Nord.

25 - Copertura della galleria a Nord. Si noti la Suite 5 appoggiarsi trasversalmente e a sbalzo sulle strutture inferiori.



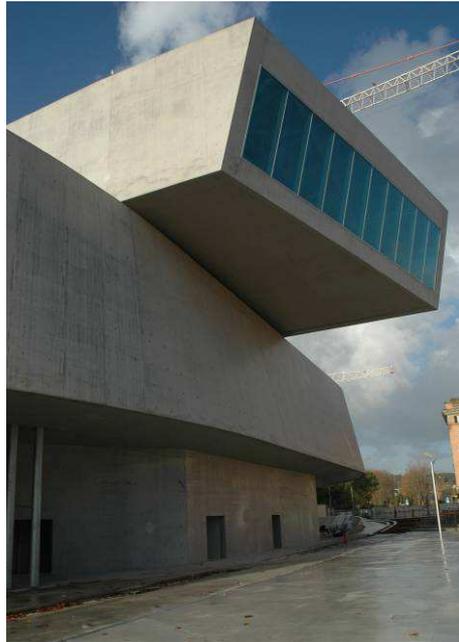
23

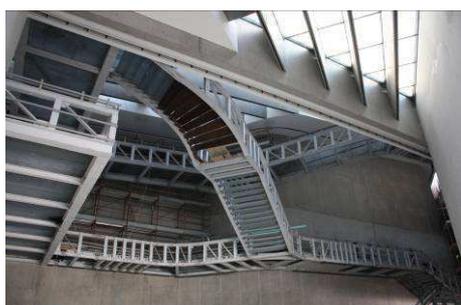
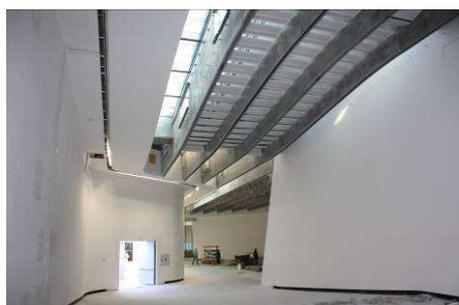


24



25





CHIESA “DIO PADRE MISERICORDIOSO” DI TOR TRE TESTE A ROMA



La chiesa Dives in Misericordia è una delle cinquanta chiese inserite nel programma di realizzazioni che il Vicariato di Roma si è prefissato per dotare la periferia della città di centri di aggregazione e di culto. A quest'opera è stato dato un ulteriore significato, in quanto destinata a ricordare, anche come simbolo architettonico, il Giubileo del 2000. Nel testo del Concorso Nazionale ad inviti indetto per la Chiesa dal Vicariato si legge: " Il problema della Chiesa d'oggi è la nuova evangelizzazione. Quel che si chiede all'architetto è allora di progettare uno spazio che dica luogo di accoglienza, luogo di convocazione, luogo di Chiesa. Questa è l'unica significazione richiesta, nella convinzione che l'architetto potrà esprimerla nel suo fare architettura. Accanto alla significazione di cui si è detto, all'architetto si chiede, sottovoce perché consci di pronunciare parole ardite, la fatica di esprimere, nel suo fare architettura, l'attualità del bello."

Di grande livello i progetti presentati dagli invitati: Tadao Ando, Gunter Behnisch, Santiago Calatrava, Peter Eisenman, Frank O. Gehry e Richard Meier.

La scelta è caduta sul Progetto di Meier, che, meglio di tutti, ha saputo condensare in questo "abbraccio architettonico" delle tre vele bianche le tre richieste fondamentali del bando di concorso, nell'apparenza così semplici, ma, in realtà, così dense di profondi contenuti che solo la sensibilità di un grande artista poteva

rendere tangibili in questo forte segno emergente che caratterizza di sé non solo il quartiere Tor Tre Teste, ma l'intera città di Roma.

Il progetto architettonico

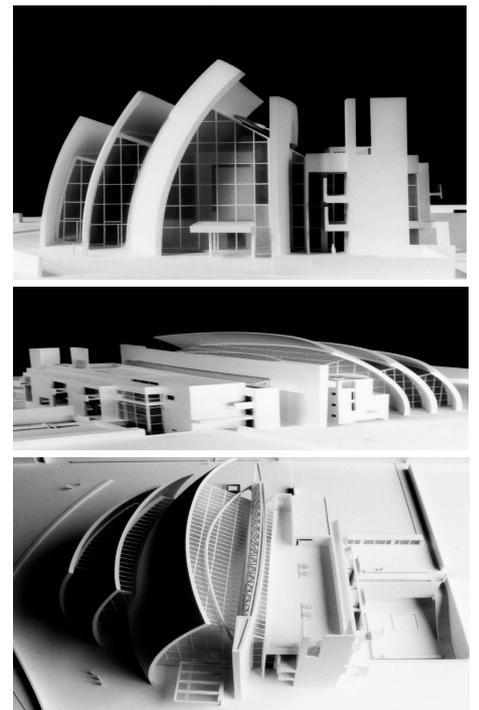
Situati in un punto in cui le costruzioni residenziali si allargano verso l'adiacente, grande parco ondulato, la chiesa ed il centro parrocchiale forniscono un cuore sociale e culturale, che serve più di 8000 abitanti nelle immediate vicinanze e i membri della più vasta comunità di Tor Tre Teste. Un recinto sacro comprende la chiesa ed il centro per la comunità, un terrazzo con pini romani a nord-est, uno spiazzo di ricreazione a nord-ovest ed un'area di parcheggio a ovest.

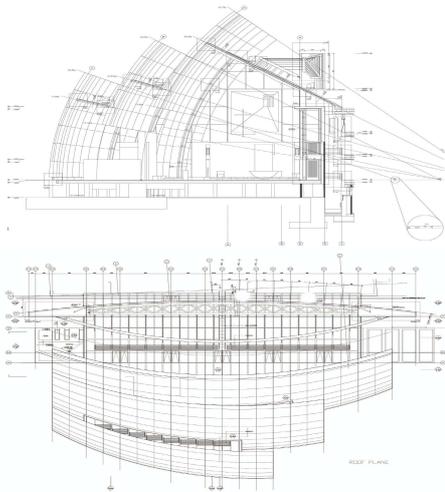
La struttura proporzionata della chiesa rispetto all'area circostante è basata su un quadrato e tre cerchi; su questi tre cerchi sono basati i primi tre gusci, le tre vele, che determinano il primo "gestalt" della Chiesa, e che si possono riferire idealmente alla Santa Trinità. Il sagrato è concepito come una piazza aperta, delimitata da zone a verde con panche ed alberi. Nel fronte orientale il sagrato ed il portico annunciano insieme il benvenuto che la chiesa offre alla comunità.

Le persone entrano nell'atrio attraverso una coppia di porte in legno, seguite da una singola coppia di porte cerimoniali, progettate per essere usate solo nelle occasioni speciali, quali nozze, processioni, funerali ed altri eventi liturgici

importanti.

La navata principale è costituita dall'interazione fra la rettilinea parete di nord e la terza vela nel lato sud: la prima è rivestita, nella parte bassa, con travertino, e, nella parte superiore – fino a quasi la vetrata inclinata di copertura – da un grande pannello acustico in doghe di legno; la seconda in pannelli prefabbricati a tutto spessore in calcestruzzo bianco.





Sezione trasversale e pianta della copertura

Il pavimento, l'altare, il seggio del Presidente e l'ambone sono tutti in travertino; il legno è utilizzato solo per le panche.

Grandi squarci nella seconda e terza vela rendono connesse alla navata principale, come se appartenessero ad un unico volume, quelle che possono essere definite la prima e la seconda navata di sinistra di questa dissimmetrica chiesa, ospitanti la cappella feriale ed il battistero. Cappella e battistero sono separati da un blocco rettangolare di tre spazi per la riconciliazione (confessionali), ai quali si accede direttamente dalla cappella.

Tutto il volume della chiesa è direttamente influenzato dalla luce zenitale sull'asse est-ovest, che entra dalle tre vetrate inclinate che completano la copertura, generando morbide zone di luce e di ombra, mutevoli secondo il tempo, la stagione e l'ora. Il loro gioco è reso più misterioso dall'apporto dato dalle chiusure perimetrali e verticali in vetro, dai sapienti tagli nel calcestruzzo della struttura che ospita la sacrestia e dalla lama di luce che entra, radendo il pavimento, dalla fessura orizzontale ricavata nel guscio della prima vela.

Il centro per la comunità ed i cortili adiacenti occupano l'intera metà settentrionale del sito. L'accesso al centro dal sagrato avviene dallo spazio, a facce non parallele, che separa la parete nord della chiesa dal corpo di fabbrica del centro: un volume, anch'esso investito dalla luce zenitale, attraversato da ponti che connettono il centro alla chiesa, alla sagrestia ed al piano dell'organo.

I cortili sono progettati per accogliere vari tipi di assemblee. Il cortile per la ricreazione può essere usato per le riunioni degli adulti o per i giochi dei

bambini, mentre il cortile chiuso, più basso, può funzionare come cornice per la benedizione delle palme o la formazione delle varie assemblee di processione che sono parte integrante del rituale della chiesa.

Va ricordato infine che particolare studio è stato riservato al progetto acustico, al contenimento energetico coesistente alla ventilazione naturale.

La prefabbricazione e i conci bianchi.

Getto in opera o prefabbricazione è stata la seconda questione da affrontare, subito dopo le prime verifiche, semplificate, eseguite per verificare la compatibilità delle sollecitazioni massime a compressione, generatesi all'incastro al piede della struttura, con la resistenza caratteristica del calcestruzzo utilizzato. L'originalità delle forme della chiesa cela infatti, nella sua apparente semplicità, tali e tante dissimmetrie, che generano, a loro volta, pesanti interessamenti statici di alcune parti della struttura, da cui sono forse esenti le più famose superfici curve apparse in questi ultimi anni sulle riviste di architettura.

Sia il getto in opera che la prefabbricazione presentavano vantaggi e non erano esenti da difficoltà da affrontare in fase di realizzazione. Sono stati analizzati, per i due casi, sia i costi che gli inconvenienti in cui si sarebbe potuto incappare, ed i rimedi che avrebbero richiesto. Alla fine si è optato per la prefabbricazione, per le ragioni elencate. In primo luogo, un elemento prefabbricato difettoso, può essere scartato e rifatto, con un aggravio economico e di programmazione relativamente modesto. Secondo, il controllo delle fessurazioni e la loro eliminazione, al limite, sono molto più agevoli. Una fessurazione che interessi la struttura di un edificio tradizionale può essere tranquillamente tollerata, direi quasi che è inevitabile; penso, ad esempio, alle fessurazioni del grande solaio che copre la hall sotterranea e sorregge la piramide del Louvre, anche se di esse se ne accorge solo chi, per formazione o deformazione professionale, sa dove andare a cercarle. Una fessurazione che diventi passante porta a conseguenze molto più sgradevoli su volte non impermeabilizzate, esposte agli agenti atmosferici, che nello stesso tempo si trasformano da parete in copertura dell'edificio.

Inoltre le fessurazioni, pur se non passanti, sarebbero state di per se stesse in grado di innescare un meccanismo di degrado delle vele, diventando la via preferenziale del processo di

carbonatazione, con conseguente attacco delle gabbie delle armature lente, entro cui sono inglobate le guaine delle armature post-tese.

Terzo, bisogna ricordare che l'architetto desiderava – ma era il tipo di architettura stessa ad imporlo – che la superficie delle vele fosse lucente, priva di macchie e di bolle. Qualità di finitura che non si possono certamente garantire laddove esistano riprese di getto o dove le strutture da realizzare non siano pressoché verticali, qualsiasi lavorabilità del calcestruzzo o tipo di vibrazione venga adottato.

Il desiderio e la necessità di trovare una soluzione tecnica, che non snaturasse la splendida immagine suggerita dal progetto architettonico – le grandi pareti che delimitano a sud la chiesa come candide vele da galeone tese al vento – hanno spinto a cercare e ricercare uno schema strutturale che ricalcasse, nei segni visibili, la linearità del disegno architettonico. Spicchi ritagliati su una sfera cava sono le vele – l'asse dei poli, orientato da est a ovest, sul pavimento della chiesa, i paralleli sui piani verticali, i meridiani a guidare la curvatura dei profili di sommità – spicchi che ricalcano analoga geometria gli elementi prefabbricati che la costituiscono. Ci sono poi le grandi aperture che collegano la navata centrale con le due navate laterali di questa chiesa, sviluppate solo sul lato sinistro; aperture che tagliano imperiosamente le pareti che le delimitano, tanto che le due navate laterali, viste dall'interno, diventano un tutt'uno con la navata centrale. L'effetto è di grande leggerezza, ma le belle superfici curve, anche se l'occhio non riuscirà ad apprezzarne il fenomeno, si contorcono nella ricerca degli equilibri alterati, creando, com'è logico, dei punti di sofferenza in particolare agli incastri al suolo, laddove il materiale è assoggettato a sollecitazioni non trascurabili. Per fortuna, come ho già ricordato, il calcestruzzo utilizzato, oltre a essere bianco e arricchito di componenti che aiutano a mantenere il bianco nel tempo, era anche un buon calcestruzzo strutturale, capace di garantire le necessarie resistenze. È stato impiegato, infatti, un materiale resistente a circa 75/80 N/mm² a compressione (non si è saliti a valori superiori per avere un modulo elastico ragionevolmente contenuto), pur avendo progettato la struttura in modo da contenere le sollecitazioni nel rispetto dei limiti posti dal regolamento allora vigente, che prevedeva l'utilizzo di calcestruzzi con resistenza max di 55 N/mm².

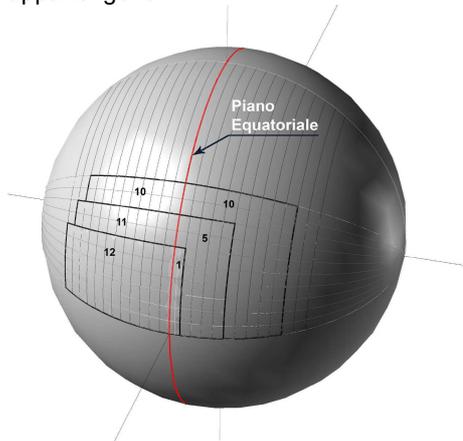
I conci bianchi, problema di geometria sferica.

Data la complessità delle geometrie che caratterizzano progettazione, costruzione e montaggio del concio, è stata necessaria una rigorosa impostazione geometrica tendente a ridurre al minimo le tipologie degli elementi utilizzati.

Le tre vele sono porzioni "rettangolari" di sfere aventi identico raggio esterno ed interno, costruite con 22 soli tipi diversi di elementi. I tipi di elemento variano soltanto in ragione della posizione occupata in pianta rispetto al piano equatoriale. Si distinguono in 12 posizioni da un lato (detto "sinistro" o "y-") e 10 posizioni dall'altro (detto "destro" o "y+").

Tutti gli elementi di una vela posti a uguale distanza dal piano equatoriale costituiscono una "mensola" e sono identici fra loro. Ovviamente mensole di vele diverse poste alla stessa distanza da detto piano sono tutte costituite da elementi identici. Tutte le facce verticali di una mensola sono complanari e giacciono su un piano detto "parallelo", in quanto "parallelo" all'analogo piano di tutte le mensole M componenti la vela. In particolare tutti i "paralleli" sono anche paralleli al piano di simmetria centrale che individua "l'equatore" della vela. Considerando gruppi di elementi della stessa vela appartenenti ad un'unica linea "orizzontale" invece che "verticale", si individuano gli "archi" o "corsi" piuttosto che le "mensole". Ogni "corso" è composto da elementi tutti di tipo diverso, perché tutti i posti a diversa distanza dall'equatore, ma ogni "corso" in quanto gruppo completo di elementi, è perfettamente identico a tutti gli altri "corsi" componenti la vela, "semplicemente" sovrapposti uno all'altro (salvo aperture o altre particolarità architettoniche).

Per quanto detto sopra si conclude che i vari tipi di concio sono individuati semplicemente dalla rispettiva posizione rispetto all'equatore, ed al corso cui appartengono.



In definitiva, la prima vela risulta costituita da 13 mensole (1 a destra e 12 a sinistra dal piano equatoriale); la seconda vela da 16 mensole (5 a destra e 11 a sinistra); la terza da 20 mensole (simmetriche rispetto al piano equatoriale). Per quanto riguarda i corsi, se ne contano 6 sulla prima, 8 sulla seconda e 10 sulla terza. Era necessario, tuttavia, affinché questa semplificazione potesse essere adottata, che i centri dei gusci sferici fossero tutti e tre posizionati sull'intersezione del piano equatoriale con uno dei piani verticali contenente i paralleli. Nel progetto architettonico iniziale ciò non avveniva per pochi decimetri: correggere questa distorsione, per RMP, non ha comportato nessun sacrificio, dal punto di vista del risultato architettonico. Dal punto di vista pratico, ne è seguita una revisione di decine di tavole di progetto, già in stato molto avanzato, disegnate con logiche in cui la tolleranza è di mezzo millimetro. Posso ipotizzare che altri architetti si sarebbero ben trincerati dietro la barricata della loro poetica, invece di accettare di buon grado, come ha fatto Richard Meier, una soluzione ovvia, ma che addossava al suo studio un notevole lavoro supplementare.

Scelte strutturali di base per le tre vele.

Consulente tecnico del Vicariato e collaudatore in corso d'opera delle strutture era il professor Antonio Michetti. Antonio Michetti nutriva, come nutre tuttora, per motivi culturali e considerazioni pratiche, una profonda antipatia per le strutture che non garantiscono durata nel tempo. Stessa avversione era radicata nell'ingegner Ignazio Breccia, responsabile del Servizio Tecnico del Vicariato. La struttura ideata dai consulenti statici di Meier, costituita da un'ossatura metallica rivestita di lastre in calcestruzzo successivamente intonacate, sembrava rientrare proprio in questa poco affidabile categoria. Con l'autorevole appoggio di Michetti e di Breccia, e con l'assenso di Meier, che cura i dettagli dei suoi progetti proprio perché garantiscano lunga durata nel tempo, ed era lieto che tutti se ne preoccupassero, si è potuto rimettere l'argomento in discussione, proponendo la soluzione in calcestruzzo a tutto spessore da cui ha preso l'avvio la progettazione esecutiva. Non è stato quindi il "suggerimento forte", tanto meno l'imposizione di una delle parti che ha determinato la scelta della soluzione strutturale, quanto il logico confluire verso la stessa di esperienze e di convinzioni tecniche maturate in ambienti ed in circostanze molto diverse.

Materiali innovativi: il calcestruzzo bianco e il cemento ad azione fotocatalitica.

Il calcestruzzo bianco.

Il marmo bianco è sempre stato uno dei materiali preferiti da scultori e architetti. Le tre vele di Meier sono sicuramente architettura, parte funzionale di un complesso architettonico; nello stesso tempo, se viste isolate dal contesto dell'edificio, assurgono a pieno diritto a grande scultura moderna. Quindi perché non in marmo? Se non in marmo, perché non in calcestruzzo bianco, un materiale che ne ripropone le caratteristiche, pur non essendone un banale surrogato ma un prodotto tecnologico ricco di una sua autonoma dignità? Inoltre il calcestruzzo bianco, come ogni calcestruzzo, ha il grande vantaggio di pietrificarsi nelle forme disegnate dal cassero che lo contiene. A ben vedere, inoltre, il calcestruzzo bianco si presenta come materiale a forte valenza ecologica, essendo costituito, per più di tre quarti del suo peso, da materiali recuperati dagli sfridi di lavorazione del marmo, un tempo gettati in discarica.

Ma il calcestruzzo non doveva essere solo bianco, ma essere anche dotato di grande resistenza e durabilità; fortunatamente queste due ultime caratteristiche viaggiano accoppiate di natura. Doveva, inoltre, possedere ottime doti di lavorabilità, per saturare i getti senza discontinuità di sorta, in presenza di un'armatura e di forme sufficientemente complesse, e mantenere questa lavorabilità nel tempo, per garantirla almeno nei 45 minuti che andavano dalla formazione dell'impasto all'ultimazione del getto del concio.

Si è dovuto così passare attraverso una delicata fase di sperimentazione, per ottenere i risultati voluti con fluidificanti acrilici di nuova generazione, avendo abbandonato volutamente quelli a base di solfonati, nel timore di vedere ingiallire le superfici del getto.

Il cemento ad azione fotocatalitica

Il calcestruzzo studiato presentava una grossa qualità: nella realizzazione della Chiesa è stato utilizzato per la prima volta in opere strutturali il cemento bianco, reso attivo col biossido di titanio per mantenere pulite le superfici in calcestruzzo esposte, in condizioni particolarmente critiche, all'aggressione degli agenti atmosferici. La Chiesa "Dives in Misericordia" rappresenta quindi la prima applicazione pratica del principio fotocatalitico TX Active®, messo a punto dai laboratori del Centro Tecnico del Gruppo Italcementi (CTG), impegnato nello studio della

fotocatalisi applicata ai materiali cementizi. Questi rappresentano infatti il supporto ideale per distribuire i fotocatalizzatori sulle ampie superfici - orizzontali e verticali - delle strutture edilizie.

La fotocatalisi è un fenomeno naturale in cui una sostanza, detta fotocatalizzatore, modifica la velocità di una reazione chimica attraverso l'azione della luce. Sfruttando l'energia luminosa, i fotocatalizzatori inducono la formazione di reagenti fortemente ossidanti che sono in grado di decomporre le sostanze organiche e inorganiche presenti nell'atmosfera. La fotocatalisi è quindi un acceleratore dei processi di ossidazione che già esistono in natura.

L'applicazione del principio attivo TX Active® ai materiali cementizi permette di sfruttare l'energia luminosa per decomporre, ossidandole, sostanze organiche e inorganiche presenti in atmosfera. Quindi l'utilizzo di cementi che contengono il principio attivo TX Active®, contribuisce anche alla riduzione dell'inquinamento atmosferico nelle città e a mantenere pulita la superficie dei manufatti. Le caratteristiche estetiche dei manufatti in calcestruzzo, prefabbricati o gettati in opera vengono esaltate e conservate nel tempo. La decomposizione dei microrganismi che sporcano le superfici degli edifici, la cui crescita è favorita dall'accumulo di grassi, polveri e pioggia, permette di avere superfici sempre pulite e di conservarne immutata la particolare brillantezza. Purezza del bianco, brillantezza e conservazione nel tempo delle qualità estetiche: queste le

richieste dell'architetto che si sono potute soddisfare grazie al cemento bianco fotocatalitico.

L'armatura del concio.

Possiamo considerare le armature suddivise in due gruppi: le armature interne al blocco del singolo concio e le armature di post-tensione di assemblaggio dei conci e di "sostegno" della struttura delle vele.

L'armatura dell'elemento prefabbricato, a parte la sua leggera curvatura necessaria per il mantenimento del copriferro, ha, più che altro, la funzione di guida e sostegno delle guaine di passaggio delle barre e dei cavi di post-tensione, e di garantire le percentuali d'armatura di regolamento. Solo in caso di sollecitazioni molto elevate di compressione, è stata rinforzata per intervenire in aiuto del calcestruzzo. Tale armatura è costituita da barre di acciaio Fe B 44K; la rete più esterna in acciaio inox da 6 mm, a maggior garanzia del mantenimento del copriferro delle armature ossidabili.

Le armature di post-tensione delle vele svolgono, di contro, una triplice funzione: permettere l'assemblaggio dei conci, garantire gli equilibri statici della struttura così costituita e mantenere tutta la superficie esterna della vela - detto in un modo un po' semplificato la faccia superiore della mensola - in stato di compressione.

Questa ultima condizione è determinante per impedire il formarsi di fessurazioni, o per determinare la loro chiusura qualora a seguito di qualche situazione eccezionale di sollecitazione esterna (leggasi ad

esempio sisma) se ne verificasse l'insorgenza. Senza entrare nei dettagli delle articolate fasi di tesatura, l'armatura è costituita da barre verticali e da cavi, sia orizzontali che verticali. Cavi e barre, queste giuntate e tesate ad ogni corso con apposito manicotto, attraversano il concio prefabbricato in cui sono inserite le guaine di alloggiamento. Data la precisione millimetrica necessaria per garantire la continuità del regolare andamento delle armature, la superficie interna del giunto del concio è delimitata da una maschera metallica, caratterizzate dalla forometria in cui si intestano, sia in orizzontale che in verticale, le guaine suddette. La piastra superiore di questa maschera ha spessore adeguato per distribuire, ad ogni corso, nel corpo del sottostante calcestruzzo le sollecitazioni generate dalla post-tensione delle barre, e dei cavi, in corrispondenza delle loro testate. Pur senza assolvere funzione portante, si può pensare a questa maschera come parte integrante dell'armatura del concio.

E' forse inutile ricordare come, per progettazioni di questo tipo, l'uso del CAD sia insostituibile, come insostituibile è la sua interfaccia con il CAM, per operare - senza commettere errori di trascrizione, inevitabili con sistemi manuali - con le macchine a controllo numerico utilizzate per la realizzazione dei casseri e delle maschere metalliche.

Nello stesso tempo non è certamente superfluo fare presente quanto sia importante il controllo di qualità del progetto, eseguito possibilmente da operatori diversi da quelli che hanno disegnato le tavole esecutive.

Armatura ed assemblaggio del concio nel cantiere di prefabbricazione



Il cassero.

La prefabbricazione dei conci si è avvalsa di casseri metallici, ottenuti da due superfici sferiche, una interna ed una esterna ($R_i=37,77m$ $R_e=38,56m$) e da quattro facce "piane" variamente disposte, fino a formare i 22 tipi diversi di concio. Definire facce piane i casseri perimetrali del concio è una semplificazione, giustificata solo dalla giacitura delle superfici laterali del concio destinate al "contatto" con le corrispondenti superfici dei conci adiacenti. In effetti la loro sagoma era piuttosto complessa, dovendo ricalcare la configurazione del giunto. La faccia superiore del concio ha un "contorno" perfettamente identico a quella inferiore, ma è inclinata di $4,375^\circ$ nel piano dei meridiani rispetto a quella inferiore; è piana, al contrario della faccia inferiore, che è sagomata con il profilo dei denti.

E' stato necessario realizzare 22 diverse facce orizzontali o "meridiane", così definite per distinguerle da quelle verticali o "parallele". Sono tutte state ottenute da una corona circolare con raggio identico a quello delle due sfere generatrici le vele, l'interna e l'esterna, ma ritagliate sulla corona stessa con angoli sempre più obliqui, man mano che il concio si allontana dall'equatore. L'equatore, in effetti, è l'unico punto in cui il taglio avviene ortogonalmente alla superficie. Nella composizione del cassero, queste facce fungono da guida per il montaggio delle facce verticali. Per facilitare l'esecuzione del getto, è stata la faccia inferiore del cassero ad essere inclinata di $-4,375^\circ$, mentre la faccia superiore, aperta e piana, era posizionata in orizzontale.

Le due facce verticali, fra loro parallele (44 sagome in tutto, più i casi atipici in corrispondenza dei portali), sono tutte diverse l'una dall'altra e vengono ricavate da anelli circolari con raggi interni ed esterni sempre diversi, decrescenti allontanandosi dall'equatore, (dove evidentemente R_i ed R_e sono quelli menzionati, costanti nel caso delle facce orizzontali), e avvicinandosi ai bordi delle vele, decrescente più rapidamente il raggio interno che quello esterno. La profilatura dei casseri di queste facce verticali è stata più complessa di quella delle facce orizzontali.

Al fine del controllo geometrico del posizionamento di tutte le facce del cassero, si sarebbe potuto anche utilizzare la caratteristica che i quattro angoli diedri formati dalle quattro facce del concio sono tutti angoli retti: ma si è dimostrata una possibilità più teorica che

pratica.

Una delle due componenti sferiche del cassero è stata montata su rotaie, in modo da potere essere rimossa per l'introduzione della gabbia delle armature e lo scassero del getto e ripasizionata con un semplice movimento di traslazione. Vorrei ricordare a questo punto che i getti sono stati eseguiti con il supporto di vibratori ad ago, integrati da una serie di vibratori a parete.

Il concio, appena uscito dal cassero, veniva trasportato in una gabbia di teli di polietene, irrorati con acqua per circa 36 ore, per mantenere l'ambiente umido. Questo accorgimento è indispensabile per impedire il formarsi di fessurazioni, interessanti soprattutto la pellicola superficiale costituita da elementi molto fini e soggetta ad una rapida disidratazione, generata, nel calcestruzzo bianco, da tensioni capillari che richiamano l'acqua d'impasto all'interno del getto.

Il giunto e l'assemblaggio dei conci.

Il giunto fra i diversi conci e' di fondamentale importanza nel garantire gli equilibri statici delle vele. Attraverso il giunto transita, e viene trasmesso da concio a concio, lo stato tensionale che caratterizza la struttura e che ne garantisce l'equilibrio.

Chiedere tolleranza zero nella costruzione degli elementi prefabbricati, tale che dal loro accostamento uscisse automaticamente la conchiglia nella sua rigorosa superficie sferica, sarebbe stato un assurdo sia sul piano logico che su quello operativo. In effetti, non era possibile ricorrere all'accorgimento che si utilizza, ad esempio per i ponti, quando, gettando un elemento prefabbricato in aderenza a quello che lo precede, si correggono le "imprecisioni" della testata di uno, con le "imprecisioni" di segno contrario della coda dell'altro. Il getto di ogni singolo elemento, nel caso delle vele, non poteva che essere eseguito in un cassero indipendente. Il giunto non si è quindi potuto ridurre ad un velo di resina, ma ad un vero e proprio getto in opera, contenuto fra i "denti" ricavati sui lati dei conci. Solo con l'aiuto di un disegno è possibile spiegare i dettagli di questo elemento, le modalità da adottare per il getto di completamento, tenendo conto che avrebbe dovuto, in un tempo successivo, essere attraversato dai cavi di posttensione, non presentare sbavature e nello stesso tempo essere costituito da calcestruzzo strutturale.

L'altezza interna del giunto (8 cm) è stata determinata dal rapporto del modulo

elastico del materiale che l'avrebbe costituito, in verità abbastanza simile (pur se leggermente più basso di quello del calcestruzzo del dente laterale), con i moduli elastici del calcestruzzo del dente sommato a quello della resina (questo si molto basso) il cui spessore era stato fissato dall'architetto in 4 millimetri, moduli tutti moltiplicati per l'altezza del relativo materiale.

La resina è stata utilizzata per correggere le tolleranze di costruzione e sigillare ermeticamente i denti fra loro onde permettere il getto di completamento a pressione dal basso verso l'alto. Questo accorgimento era l'unico in grado di garantire il perfetto riempimento del giunto e consentire di considerare e calcolare come un guscio un insieme costituito dall'assemblaggio di elementi prefabbricati.

Dire che questo assioma sia stato accettato senza discutere, sarebbe sottacere una parte delle difficoltà affrontate durante il corso dei lavori. Mi basta ricordare che il certificatore del progetto, che aveva considerata la vela come costituita da mensole indipendenti, aveva emesso un po' affrettatamente un giudizio negativo sulla realizzabilità della struttura.

Mi è costato qualche viaggio a Parigi, cosa che sarebbe forse stata piacevole per altri motivi, per convincerlo del contrario; comunque, cautelatamente, ha rilasciato la sua certificazione, vela per vela, a collaudo avvenuto.

Le delicate operazioni di assemblaggio dei conci sono riportate sulla tavola in qui viene illustrato il giunto stesso.

L'abaco.

A questo punto risulta evidente come la costruzione di un concio fosse legata, in modo univoco, al suo posizionamento nel corpo della vela; posizionamento che ne predeterminava la geometria e di conseguenza un particolare disegno dei casseri di fondo e laterali, di una particolare serie di quattro maschere metalliche di contorno, una di fondo, una di sommità e due laterali, di una altrettanto particolare gabbia di armatura interna, e di una serie barre di post-tensione di lunghezza predeterminata; inoltre, ove necessario, il tutto era da correlarsi alle indicazioni per il posizionamento degli incassi e degli inserti per il collegamento delle vele alle superfici vetrate.

La fase progettuale non si è potuta definire conclusa senza la costruzione di un abaco, avente come base geometrica la mappa delle vele, in cui erano contenute tutte le informazioni necessarie

per determinare in modo altrettanto univoco le tavole progettuali cui fare riferimento per la realizzazione di ogni singolo concio; tavole progettuali che andavano dal cassero alle maschere, dai ferri di armatura lenta, al posizionamento delle guaine, alle armature di post-tensione ed agli inserti. Analoga informazione era riportata sulle tavole, che potevano in certi casi essere comuni a più conci, individuati in modo univoco dalle loro sigle (numero della vela, del corso e della mensola).

La lettura dell'abaco è risultata abbastanza semplice, ha semplificato in modo significativo il lavoro di interpretazione sia in cantiere che nello stabilimento di prefabbricazione, anche se la sua impostazione aveva richiesto uno sforzo non indifferente.

La solidarizzazione della piastra di fondazione alle vele.

Mentre lo stabilimento di prefabbricazione si stava attrezzando ed iniziava la costruzione dei conci della prima vela, in cantiere si stavano realizzando le opere di fondazione. Progettate secondo un preciso, e concettualmente semplice, schema strutturale, dovevano assolvere all'ovvio compito di trasmettere al terreno le grandi sollecitazioni di compressione e di trazione trasmesse dal piede delle vele. Si è quindi pensato di ricorrere ad un'unica grande piastra ricalcante in pianta l'andamento delle vele, in cui tutte e tre potessero incastrarsi. Nel complesso, tale piastra, sarebbe stata sicuramente assoggettata a sollecitazioni non indifferenti, caratterizzate per di più da notevoli discontinuità tensionali, dovute alle pressioni e trazioni localizzate trasmesse sia dalle vele che dalla testa dei pali di sottofondazione.

Il ricorso ai pali di sottofondazione è risultato pressoché obbligato: l'indagine geologica aveva infatti evidenziato la presenza nel terreno, prevalentemente a matrice tufacea compatta, di lenti a

spessore variabile di pomice sferoidali, che facevano temere la possibilità di cedimenti differenziali discontinui, che si sarebbero tradotti in stati tensionali incontrollati nella struttura delle vele.

La portata dei pali è stata determinata con prove su due pali campione di piccolo diametro: uno per valutare la portanza laterale, neutralizzandone la punta con un materasso elastico; l'altro per stimare la portata di punta, eseguendo il suo getto incamiciato in un tubo metallico, che, lubrificato, poteva scorrere senza attriti laterale nella camicia metallica cilindrica di contenimento della terra.

Nella sottofondazione della Chiesa i pali sono intervallati in modo che i carichi da sopportare da ciascuno di essi avrebbe attivato esclusivamente l'attrito laterale, in quanto la reazione alla punta (che rimane come di riserva per rispettare il coefficiente di sicurezza), si sarebbe attivata solo dopo cedimenti non indifferenti e non voluti.

Per il trasferimento delle sollecitazioni dal piede della struttura prefabbricata delle vele alla piastra di fondazione si è fatto ricorso ad un robusto L rovescio ricalcante l'andamento del piede delle vele, incastrato nella piastra da un lato, base d'appoggio del primo corso dei conci dall'altro. Le testate dei cavi e delle barre di post-tensione che, attraversato il primo corso dei conci, sarebbero poi proseguite verso l'alto a costituire l'armatura principale delle vele, erano posizionate quasi esclusivamente sulla faccia inferiore della mensola; eccezionalmente, per motivi di compatibilità geometrica della superficie a disposizione con il numero delle testate, alcune di queste, sfruttando la flessibilità dei cavi, sono state spostate sulla superficie esterna del ritto.

In corrispondenza di ogni giunto verticale fra i "montanti", la L rovescia era rinforzata da un setto disposto lungo i piani "paralleli", per renderla idonea a sopportare gli elevatissimi momenti trasmessi dalla parte sovrastante,

accentuati dall'eccentricità dei carichi verticali.

Il posizionamento delle guaine di iniezione all'interno di questa struttura, già di per se fortemente armata, doveva avvenire con la precisione millimetrica che avrebbe caratterizzato la geometria dei superiori elementi prefabbricati; per ottenerla, si è fatto ricorso alla stesso accorgimento adottato per i conci: il posizionamento di piastre metalliche con fonometrie predeterminate sulla faccia superiore ed inferiore della mensola, che disegnavano chiaramente l'andamento della struttura superiore e il posizionamento di tutte le armature passanti di post-tensione.

Il getto di questo elemento di raccordo è stato piuttosto complicato, dovendosi rispettare in un cantiere edile, impostato, almeno nella prima fase dei lavori, in modo tradizionale, tolleranze inusuali perfino in uno stabilimento di prefabbricazione.

Le verifiche degli stati tensionali generati dalle variazioni termiche estate - inverno, hanno poi portato all'adozione di un ulteriore accorgimento che non ha di certo semplificato le cose.

I problemi sono nati nella prima vela. Infatti i due montanti a lato della fenditura che taglia la vela a livello del pavimento per illuminarlo di luce radente, con la loro altezza di 40 cm sono pressoché indeformabili nel piano assiale della vela stessa.

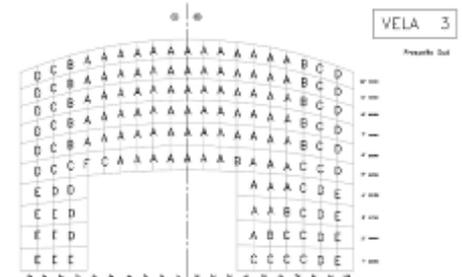
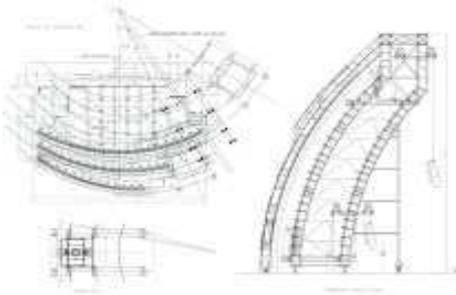


Tabella di riferimento per l'individuazione dei conci della Vela 3



Mensole di incastro delle vele nelle fondazioni





Macchina di montaggio dei conci

Se fossero stati ancorati rigidamente alle fondazioni, in cui le variazioni climatiche non sono in grado di indurre le stesse variazioni termiche cui invece è soggetta la superiore superficie esposta completamente a sud, avrebbero dovuto assorbire solo per taglio l'enorme spinta derivante dal dover contrastare la differente dilatazione della parte superiore rispetto a quella inferiore. Le sollecitazioni

avrebbero raggiunto valori assolutamente incompatibili con quelle del calcestruzzo, pur se di ottima qualità.

Per ovviare a questa situazione, uno degli incastri della vela nella struttura di fondazione è stato trasformato in un pattino, capace da un lato di muoversi nel piano assiale del poco necessario per seguire le deformazioni della vela, dall'altro di impedire rotazioni al piede della stessa nel suo piano radiale.

Analogo problema non si è poi ripresentato nelle altre due vele dove le dimensioni dei portali (altezza dei portali non trascurabili nei riguardi del loro sviluppo assiale), consentivano le deformazioni impedito, come si è detto, nella vela più piccola.

La macchina per il montaggio.

C'è stato un momento, in cui forte era emerso il dubbio sulla realizzabilità delle vele nella soluzione costruttiva individuata, quando l'impresa che aveva vinto la gara d'appalto, si è trovata ad affrontare il problema di come collocare in opera i conci, dal peso di 12 tonnellate, che costituiscono ne avrebbero costituito la struttura.

Quest'operazione sembrava effettivamente molto complicata, se non addirittura impossibile, per il fatto che il peso di ogni singolo elemento prefabbricato, inteso come forza che agisce sul baricentro dello stesso, risulta disassato (se vogliamo riferirci a due piani verticali ortogonali fra loro intersecatisi lungo l'asse costituito dalla fune di un ipotetico mezzo di sollevamento) sia in un piano che nell'altro, e più lo diventa man mano che ci si allontana dal punto d'incrocio del piano orizzontale di riferimento, il pavimento della chiesa, e dal piano equatoriale della vela. Alla difficoltà di presentare il concio, rispetto alla vela, con un posizionamento ben preciso, si aggiungeva l'altra, non meno complicata, di mantenere il pezzo perfettamente immobile, ed imprimere allo stesso movimenti millimetrici di aggiustaggio, durante le operazioni del suo bloccaggio alla parte di struttura già realizzata.

Non era trascurabile, dal punto di vista dell'organizzazione del cantiere, l'impegno di mettere le maestranze in condizione di lavorare, in tutta sicurezza, sulle quattro facce del concio che via via si presentava per la posa in opera, tenendo presente che le stesse erano impegnate, per di più, in operazioni abbastanza delicate.

Per affrontare il problema della Chiesa del Giubileo, si è trattato di ideare una specie di grosso, impuro, robot, in cui il cervello che trasmette gli impulsi è ancora un

uomo dalla sua plancia di comando; robot capace, prima, pur con una certa approssimazione, di portare il concio nelle vicinanze della sua posizione finale, poi, con tutta la delicatezza e la precisione necessarie, di collocarlo nella casella che gli spetta nella scacchiera disegnata sulla vele. In altre parole, una macchina che, appoggiata al suolo, corre lungo le vele senza mai invaderne lo spazio, (l'andamento delle rotaie è stata la cosa più facile da immaginare), su cui è montata una piattaforma che si muove sia in verticale sia in orizzontale in direzione radiale (seguendo la curvatura nel piano dei paralleli, arretrando cioè, salendo in alto, verso il centro della vela); piattaforma attrezzata, a sua volta, con un paranco (per il sollevamento del pezzo) e di un movimentatore (su cui il pezzo viene fissato con il suo attrezzo di sollevamento, definito "manina"), in grado di imprimere allo stesso le tre traslazioni e le tre rotazioni necessarie per orientarlo in una qualsivoglia posizione nello spazio.

Come sempre, nel passaggio fra la fase iniziale di progettazione e quella di costruzione della macchina nella versione montata in cantiere, ci sono stati vari affinamenti ed aggiustamenti. Un prezioso aiuto nella visualizzazione delle idee è venuto dalla realizzazione di un modello in ottone e legno del movimentatore ispirato dalla lucida conoscenza della geometria spaziale dell'ing. Marco Verdina.

Molti gli accorgimenti dettati dalla necessità di mettere gli operatori in grado di lavorare in un "ambiente" sicuro (la macchina è stata certificata con il marchio CE).

La piattaforma di lavoro, ad esempio, ha dovuto essere dotata di un sistema di fissaggio alla struttura portante, da attivare quando su di essa vi è presenza di personale. A tal fine il suo sistema di sollevamento (quattro grossi cilindri idraulici, rimovibili e riposizionabili salendo verso l'alto) è stato reso indipendente dal sistema di bloccaggio, costituito da altri quattro robusti ancoraggi filettati. Ciò che valeva per la piattaforma principale, valeva anche per la piattaforma (su due livelli) esterna, dotata a sua volta di sistema di sollevamento e di bloccaggio alla struttura principale.

Vale la pena ricordare che la movimentazione della piattaforma lungo la verticale era molto contenuta durante la posa in opera di ogni corso orizzontale di conci, essendo sufficiente, in generale, sollevarla di circa 2,5 m solo alle testate della vela, al passaggio da un corso a quello superiore.

Le tre rotazioni erano assicurate, come

nel modello, da due ralle (mosse da cilindri idraulici) e dalla rotazione attorno all'asse orizzontale del manipolatore vero e proprio, impressa da un grosso cilindro idraulico. La base di sostegno del manipolatore scorreva nelle due direzioni orizzontali perpendicolari fra loro (entro la piattaforma di lavoro), sotto la spinta di altri due cilindri idraulici, mentre un'ulteriore coppia di cilindri idraulici sollevava il concio nel piano verticale. L'accoppiamento del concio al manipolatore avveniva attraverso la manina, utilizzata dal paranco per sollevare il pezzo dall'automezzo e per consegnarlo al manipolatore, su cui la manina viene spinottata. In pratica il concio si presentava, rispetto alla struttura già in opera, libero su tutte le facce su cui era necessario eseguire delle operazioni per fissarlo alla stessa; la faccia superiore, ingombra al centro dal fissaggio nella manina, veniva liberata completamente quando le quattro barre d'angolo erano già state messe in tensione.

Il paranco di sollevamento, nell'evoluzione del progetto, da sistema integrato al manipolatore è diventato un vero e proprio piccolo carroponete le cui vie di corsa erano sopportate da montanti spiccati dalla piattaforma di lavoro.

L'assemblaggio dei conci d'architrave.

La seconda e la terza vela sono tagliate dai due grandi portali che mettono in comunicazione le navate fra di loro. Un problema non marginale è sorto quando si è trattato di mettere in opera i conci dell'architrave, che, a sua volta, avrebbe poi dovuto sostenere i conci dei corsi superiori.

La soluzione più ovvia era sembrata quella in cui una serie di montanti, sagomati lungo una spezzata contenuta nello spessore della vela per permettere il transito della macchina per il montaggio, assolvessero al compito di sorreggere un banchinaggio su cui poggiare i conci stessi. Bisogna contemporaneamente ricordare che questi conci sarebbero rimasti completamente scollegati l'uno dall'altro, per quanto riguarda le armature di post-tensione, fino al completamento all'intero corso di appartenenza. Non potevano che essere considerati pesi morti che avrebbero gravato sui montanti progettati. Il calcolo delle deformazioni alla sommità di queste strutture, via via sempre più irrobustite, che l'impresa stava facendo man mano che si avvicinava il tempo in cui avrebbero dovuti essere utilizzati, continuava a dare valori intollerabili, tali da non permettere di mantenere la giacitura dei conci entro il

guscio sferico con tolleranze accettabili.

Se da una parte questa constatazione ha confermato una volta di più come sarebbe stato impossibile la scelta strutturale orientata sulla soluzione che prevedeva, per le vele, una struttura metallica a sostegno delle lastre di chiusura esterne ed interne, dall'altra sembrava creare un problema di difficile soluzione. Alla fine si è fatto ricorso ad uno stratagemma e ad una serie di sostegni alternativi.

Il primo è consistito nell'irrigidire il banchinaggio alla testa dei montanti, nel suo piano "meridiano" di giacitura: realizzato come una vera e propria struttura ad arco sarebbe andato a scaricare le spinte agenti lungo lo stesso piano (cui i montanti metallici provvisori reagivano come mensole, causa della deformabilità elevata) sui due montanti laterali costituiti dalla struttura in calcestruzzo dell'edificio, già realizzata fino al livello dell'imposta dell'architrave. Verificata la capacità dei due montanti in calcestruzzo di sopportare la forte spinta orizzontale in sommità, si è constatato, cosa ovvia, che le deformazioni di un arco, pur se molto caricato, sono sempre sufficientemente ridotte, così come erano diventate molto contenute le deformazioni dei montanti, che si trovavano a lavorare come pilastri di piccola curvatura con la testa praticamente bloccata in direzione radiale nei confronti della vela.

Risolto il problema del sostegno dei montanti del primo corso, ne era sorto immediatamente un altro connesso alla posa in opera dei conci del secondo corso dell'architrave. Questi conci sarebbero stati bloccati, con le barre verticali di post-tensione, ai conci del corso inferiore già in opera. Come questi, però, sarebbero stati privi di armatura della post-tensione orizzontale stabilizzante nel piano radiale meridiano. Causa la loro eccentricità nel piano verticale, avrebbero agito sul corso inferiore come la stesso sui montanti metallici: con la differenza che in questo caso l'effetto sarebbe stato un momento torcente elevato sull'architrave inferiore già assemblata, capace di generare, specie nella terza vela, sollecitazioni di taglio troppo elevate nei giunti in calcestruzzo. E' superfluo ricordare che ai cavi di post-tensione non possono essere attribuite resistenze a taglio come ai normali ferri di armatura.

La figura illustra il modo con cui è stata affrontata questa "complicazione". Senza entrare nei dettagli costruttivi, o nelle operazioni necessarie per fare in modo che la struttura funzionasse esattamente come lo schema da cui era derivata, si è trattato di realizzare un arco a tre cerniere,

considerando cerniera anche l'incastro al piede della mensola già utilizzata per la posa dei conci inferiori, in cui l'asta aggiunta era costituita dal traliccio che sosteneva il piano di lavoro, ma che essenzialmente serviva per dare e mantenere alla testa della seconda fila di conci la contro-spinta capace di annullare il momento torcente generato dall'eccentricità del peso proprio. Tale contro-spinta (di 5000 Kg circa per la terza vela) era impressa con un martinetto idraulico, e mantenuta con un vitone che agiva a contrasto sulla struttura metallica una volta scaricato il martinetto.

Forse non è inutile ricordare che questa apparecchiatura di sostegno si sarebbe potuta applicare solo dopo il passaggio della macchina della posa dei conci e al di fuori dell'ingombro della stessa. In pratica, al proseguire della costruzione dell'architrave superiore, la stabilità dei due ultimi conci posti in opera era affidata al loro bloccaggio al corso inferiore.

Puntelli provvisori dell'architrave della vela 2



Il sisma.

La normativa dell'epoca non faceva ricadere il sito in zona sismica (Legge 2 febbraio 1974), zona che tuttavia giungeva a ridosso del sito dove doveva sorgere la Chiesa essendo delimitata, escludendo Roma, dal vicino tracciato del Grande Raccordo Anulare.

Lo studio di cui si riferisce non era dunque imposto dalle norme, ma ritenuto rilevante per migliorare la conoscenza della vulnerabilità sismica della zona, in considerazione del particolare pregio dell'opera da realizzare e dell'incontestabile fatto che l'Italia, caratterizzata da una dinamica crostale piuttosto attiva, è esposta in modo particolare agli effetti dovuti a terremoti di medio-alta magnitudo. Né ci si può aspettare che il terremoto rispetti dei limiti dettati da motivi prettamente amministrativi.

Inoltre, la struttura della Chiesa, specie nella parte costituita dalle tre vele in cemento armato precompresso, rappresentava un esempio illuminante di costruzione ipersensibile alle azioni del sisma.

Nel 1999 ISMES è stata incaricata di valutare i parametri da utilizzare nella progettazione. I parametri sismici di riferimento utili allo scopo, sono stati stimati dalle seguenti analisi:

- inquadramento sismico dell'area con stime statistiche e probabilistiche per valutare i tempi di ritorno;
- calcolo degli spettri di risposta di sito e generazione di accelerogrammi sintetici di riferimento;
- verifica dell'esistenza di fenomeni di amplificazione locale del moto sismico.

L'inquadramento sismico dell'area è stato eseguito estraendo dal catalogo sismico tutti i terremoti aventi epicentro entro un'area di 150 km, centrata sul sito di Tor Tre Teste. Il catalogo utilizzato è quello compilato nell'ambito del noto Progetto Finalizzato Geodinamica, nato a seguito dei tristi effetti del disastroso terremoto dell'Irpinia del 1980 sulla popolazione e sulle strutture.

Da quest'analisi è emerso che la sismicità è legata a due ben distinte aree sismotettoniche identificabili con la regione dei Colli Albani, posta a circa 20 chilometri di distanza, e quella degli Appennini Centrali, la cui parte più prossima è a circa 80 chilometri dal sito.

Per l'area dei Colli Albani è emerso che l'attività sismica è piuttosto frequente, ma con bassi valori di magnitudo e con profondità piuttosto superficiali, che raramente superano i 6 chilometri.

La massima magnitudo attesa da questa

zona sismica è di 5,2 gradi della scala Richter e le analisi sui dati macrosismici hanno evidenziato una significativa attenuazione del moto sismico, probabilmente collegata alla superficialità dei terremoti sopra richiamata.

La zona degli Appennini Centrali è invece caratterizzata dalla presenza di diverse strutture sismogenetiche con faglie che raggiungono anche i 20 chilometri di estensione e sono collegate a movimenti delle rocce di tipo prevalentemente distensivo. La profondità dei terremoti è principalmente compresa tra i 10-15 chilometri e la massima magnitudo attesa è di 7,0 gradi della scala Richter.

Utilizzando idonee leggi che legano l'intensità macrosismica alla distanza epicentrale, è stata calcolata l'intensità risentita al sito Tor Tre Teste per tutti i terremoti estratti dal catalogo PFG giungendo a determinare il valore massimo e il tempo di ritorno per l'intensità considerata.

Il calcolo degli spettri di risposta di sito è stato eseguito utilizzando una relazione sperimentale appositamente sviluppata e valida per il territorio italiano che correla l'ampiezza dell'accelerazione del moto sismico orizzontale alla distanza epicentrale e alle caratteristiche geologiche del sito in esame (ad es. alluvioni profonde, alluvioni sottili, rocciasito rigido).

Lo sviluppo di questa legge si è reso necessario per avere una maggiore definizione dello spettro alle basse frequenze che è stato discretizzato su 12 valori compresi tra 0,08 e 0,14 Hz rispetto, ad esempio, ai 6 valori della legge di Sabetta e Pugliese, utilizzata come confronto.

Sulla base dei dati contenuti nel catalogo sismico, per ogni frequenza di riferimento e per ciascun terremoto, è stato calcolato il corrispondente valore di accelerazione e sono stati conoidati i soli valori massimi. In questo modo lo spettro di risposta, detto del "massimo terremoto storico", tiene conto di tutte le condizioni legate alla magnitudo e alla distanza dei terremoti del catalogo.

I risultati hanno evidenziato che su tutto l'intervallo di frequenze comuni, i valori d'ampiezza stimati con la nuova relazione sono costantemente più elevati rispetto a quelli calcolati con la relazione di Sabetta e Pugliese e quindi sono più conservativi.

La massima accelerazione è risultata pari a 0,11g per la componente orizzontale e 0,051g per quella verticale, valutata utilizzando la sola relazione di Sabetta e Pugliese. Si è anche riscontrato che il contenuto è dominato dalle componenti ad

alta frequenza mentre le basse frequenze sono praticamente trascurabili.

Lo spettro di risposta legato alla componente orizzontale del moto, e riferito al "massimo terremoto storico" è, alle basse frequenze, il risultato dell'inviluppo dei valori più conservativi ottenuti con la relazione appositamente sviluppata mentre, alle alte frequenze accoglie i valori della relazione di Sabetta e Pugliese.

Partendo da questo spettro e usando una particolare metodologia, sono stati generati tre accelerogrammi di riferimento che possono essere utilizzati in parallelo agli spettri di risposta come input sismico per analisi mediante modellazione, ad esempio agli elementi finiti.

Due tracce degli accelerogrammi sono riferite alla componente orizzontale e la terza a quella verticale. Le tracce sono relative al sito in superficie libera, sono statisticamente indipendenti e la loro durata (tempo dei segnali) corrisponde a un terremoto di magnitudo 7, ipotizzato con epicentro a 80 chilometri dal sito, in accordo ai risultati ottenuti con l'inquadramento sismico che sono state assunte come base di calcolo in quanto il completamento dell'indagine ha evidenziato che i terreni del sito di Tor Tre Teste non danno adito a fenomeni di amplificazione locale del moto sismico nell'intervallo di frequenze di interesse per la struttura.

L'assunzione di tale sisma di progetto ha comportato, evidentemente, un rinforzo nelle armature di post-tensione nella prima e nella seconda vela. Per la terza vela, alta 26 m, questo accorgimento non sarebbe stato sufficiente, per cui, contemporaneamente, per contenere gli stati tensionali e le deformazioni a livello accettabile, si è fatto ricorso all'utilizzo di smorzatori dinamici - di ridottissime dimensioni, fra l'altro - interposti fra la vela e la sommità delle travi metalliche costituenti la struttura portante della vetrata di copertura, bloccate all'una e alle altre in corrispondenza dell'appoggio scorrevole tramite cui queste trovano sostegno nella struttura in calcestruzzo di quella. Va da sé che in questa vela, come peraltro anche nelle altre due vele, la connessione sia delle vetrature di copertura, sia di quelle verticali costituenti le pareti, con il guscio in calcestruzzo, ha richiesto il ricorso ad un sistema vetrato scorrevole, a tenuta d'acqua, con un lato fisso sulla vetrata e l'altro sul calcestruzzo.

A completamento dello studio sono state eseguite anche misure sperimentali in sito per valutare la presenza dei tristemente noti fenomeni di amplificazione sismica

locale dovuti, ad esempio, alle caratteristiche geologiche locali dei terreni e alla topografia.

La metodologia scelta è quella nota con il nome, Nakamura, dello scienziato giapponese che l'ha introdotta per primo. Essa prevede la registrazione dei microtremori naturali che si propagano nei terreni e l'elaborazione di queste registrazioni in modo da ottenere una curva che costituisce la funzione di amplificazione del terreno. Questa metodologia è piuttosto empirica, ma consente, mediante il calcolo del semplice rapporto spettrale fra le componenti orizzontali e verticali del moto, di superare molti aspetti critici dello studio, come la necessità di disporre di siti di riferimento. Inoltre i costi associati a questo tipo di studio sono minori di quelli della metodologia classica, che prevede l'esecuzione di costosi sondaggi geotecnici, l'analisi dei terreni campionati e l'esecuzione di complicate simulazioni numeriche.

Sono state eseguite tre diverse misure sul sito e precisamente: due in punti distinti lungo la palificata e la terza a circa 3 metri sotto il piano campagna, sulla platea di fondazione della palificata. La strumentazione era di tipo portatile, costituita da sismometro tridirezionale, acquisitore digitale a elevata dinamica e personal computer.

L'analisi delle registrazioni eseguite ha evidenziato che i terreni del sito Tor Tre Teste non danno luogo a fenomeni di amplificazione locale del moto sismico nell'intervallo di frequenze di interesse per la struttura. Grazie a questi risultati non è stato necessario eseguire la convoluzione della funzione di trasferimento del moto sismico locale sugli spettri di sito calcolati e neppure la correzione degli accelerogrammi di riferimento.

Indagini sulle caratteristiche prestazionali

L'esigenza, peraltro richiesta dalla normativa vigente, di valutare le caratteristiche prestazionali di una struttura in corso di costruzione, per compararle a quelle richieste dal progetto, diventa particolarmente importante nel caso di tipologie strutturali inusuali, come nel caso in questione.

Tale valutazione può tornare anche utile in sede di collaudo statico, fornendo al Collaudatore le necessarie informazioni tecniche sul comportamento strutturale dell'opera, soprattutto quando una tradizionale prova di carico statico risulta di difficile ed incerta esecuzione e non molto significativa per la collaudabilità

finale.

Nel caso specifico si sono svolte sul campo le seguenti indagini sperimentali:

- misura delle caratteristiche meccaniche dei materiali: calcestruzzo bianco e betoncino di unione;
- misura della resistenza a taglio dell'unione in opera tra due conci prefabbricati adiacenti;
- misura del gradiente termico nello spessore della struttura (78 cm di calcestruzzo pieno) al variare dell'insolamento giornaliero e della temperatura stagionale;
- misura del "respiro termico" della struttura in termini deformativi conseguente alle azioni di cui in c);
- misura della deformata evolutiva della struttura al procedere del montaggio dei conci prefabbricati;
- misura dei valori tensionali superficiali nel calcestruzzo al variare della precompressione orizzontale;
- misura della risposta strutturale in regime statico e soprattutto dinamico.

Ognuna di queste indagini sul campo è stata poi confrontata con i corrispondenti dati di progetto o i risultati delle corrispondenti analisi numeriche, per l'asseverazione dei dati di progetto e del modello di calcolo assunto in fase di progetto, anche attraverso back-analysis svolte allo scopo.

Ad esempio, in relazione alla resistenza caratteristica cubica a compressione del calcestruzzo, sulla base dell'estesa campagna di prelievi di cubetti che ha consentito l'applicazione del controllo di tipo B (allegato 2 D.M. LL.PP. 09.01.1996), si è ottenuto:

- per la vela 1: $R_m = 79.39 \text{ MPa}$, $R_1 = 76.98 \text{ MPa}$, $s = 1.22 \text{ MPa}$, $s/R_m = 0.0154$;
- per la vela 2: $R_m = 79.08 \text{ MPa}$, $R_1 = 76.28 \text{ MPa}$, $s = 1.23 \text{ MPa}$, $s/R_m = 0.0156$;
- per la vela 3: $R_m = 79.54 \text{ MPa}$, $R_1 = 75.66 \text{ MPa}$, $s = 1,57 \text{ MPa}$, $s/R_m = 0.0197$.

Pertanto la R_{ck} potenziale si è attestata intorno a valori di circa 77 MPa, con una dispersione modestissima dei risultati ottenuti dai provini, attestante l'elevata qualità ed uniformità della produzione del calcestruzzo impiegato.

Il surplus ottenuto nella R_{ck} , rispetto al valore considerato nelle verifiche statiche ($R_{ck} = 55 \text{ MPa}$), è importante sia come margine ulteriore per la sicurezza statica, sia soprattutto per la garanzia di durabilità del calcestruzzo, e conseguentemente dell'opera.

Dato l'alto valore della R_{ck} , non era proprio pensabile di ricavare il modulo

elastico attraverso la nota relazione della normativa, come è noto limitata al "range" $25 \text{ MPa} < R_{ck} \leq 55 \text{ MPa}$.

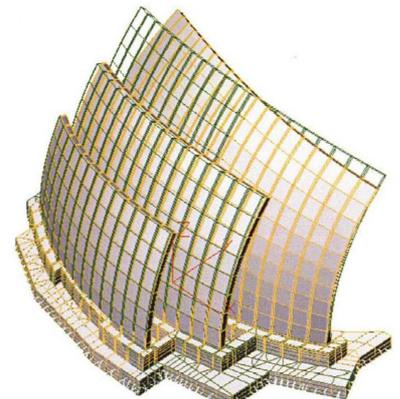
Specifiche prove di laboratorio a compressione col tracciamento del diagramma σ - ϵ hanno permesso di valutare un valore del modulo tangente pari a 40.000 MPa, nel tratto del diagramma corrispondente allo stato tensionale del calcestruzzo in servizio.

Il comportamento a taglio della sezione d'unione è stato studiato su campioni in scala reale presso il laboratorio dell'ISMES di Bergamo, sottoponendo ad azione di scorrimento la sezione in presenza di valori tensionali normali paragonabili a quelli indotti dalla postcompressione eseguita in opera.

Tale sperimentazione ha evidenziato i valori di resistenza ultimi a taglio dell'unione, anche in presenza di specifici connettori tipo NELSON, laddove il semplice attrito tra i materiali fosse risultato sufficiente per la sicurezza della sezione.

Passando al calcolo, si ritiene infine utile riportare lo schema grafico ottenuto dall'analisi numerica agli E.F. per il modo di vibrare n. 1 della struttura, nella situazione costruttiva finale con le tre vele ormai completate. Nella modellazione si è naturalmente messa in conto la presenza della platea fondazionale su pali, che costituisce l'elemento di collegamento posto alla base delle tre vele.

Si è potuto constatare che la platea fondazionale, con la sua grande massa, si comporta sostanzialmente come un incastro perfetto, rendendo veramente piccole le variazioni delle frequenze proprie di ciascuna vela.



Vele 1, 2 e 3: modo 1

Prove statiche e dinamiche

In considerazione della complessità della struttura, dell'inusuale schema di assemblaggio e delle difficoltà costruttive si è ritenuto fondamentale, anche a supporto delle operazioni di collaudo,

affiancare ai normali controlli sui materiali e sulla loro messa in opera un programma assai vasto di prove di carico statiche e soprattutto dinamiche.

L'obiettivo era quello, sia di validare i modelli matematici utilizzati in fase di progettazione, sia di indagare su aspetti più complessi del comportamento delle strutture (si pensi all'interazione con la fondazione, al comportamento delle vele come corpi monolitici, all'interazione dinamica fra vela e vela, ecc.), sia infine di determinare il reale comportamento sotto carico dell'opera "as built".

Il programma delle prove e le modalità di esecuzione

Le indagini sperimentali sono state effettuate in tempi successivi, mano a mano che venivano completate le singole vele, ed hanno dunque seguito la costruzione dell'opera durante tutta la fase realizzativa; il programma delle indagini sperimentali è consistito in:

Prove di carico statico sulla sola vela 1.

L'esecuzione delle prove di carico statico mirava a riprodurre le sollecitazioni massime della vela, dovute all'azione combinata del vento e del sisma (quest'ultimo riprodotto come forza statica orizzontale equivalente). Naturalmente le condizioni logistiche del cantiere al momento della prova hanno portato a scegliere una configurazione di carico solo parzialmente riprodotto tale schema; in particolare i carichi distribuiti dovuti all'azione del vento e del sisma sono stati riprodotti con una serie di 6 carichi concentrati, ottenuti mettendo in tensione alcuni cavi collegati, da un lato alla sommità della vela e dall'altro alla base dell'edificio "opere parrocchiali", che funzionava da struttura di reazione (fig. precedente).

La prova è stata condotta facendo crescere il carico fino al raggiungimento del valore massimo previsto (60 kN/cavo), mantenuto per un intervallo di tempo sufficiente affinché si esaurissero le deformazioni differite sempre presenti durante il primo ciclo di carico; a questo punto venivano effettuate le misure e veniva nuovamente incrementato il carico

fino al completamento del ciclo. Le misure effettuate hanno riguardato l'andamento delle deformazioni unitarie verticali all'intradosso e all'estradosso della vela lungo due allineamenti verticali (misure effettuate con estensimetri elettrici) e le componenti orizzontali e verticali degli spostamenti in sommità (misure effettuate mediante tecniche topografiche).

Prove dinamiche sulle tre vele.

Le prove dinamiche si proponevano di determinare i parametri: frequenza propria, forma modale e smorzamento dei primi modi di vibrare della struttura e sono state eseguite su tutte e tre le vele in tempi diversi, al completamento di ciascuna vela.

Come è noto, il procedimento sperimentale comunemente adottato per questo tipo di indagini passa attraverso la determinazione preliminare delle funzioni di trasferimento, alle quali i parametri modali sono strettamente legati.

Le prove sono dunque consistite nell'applicare in sommità della vela un vibratore meccanico (vibrodina fig. successiva) in grado di erogare una forza sinusoidale la cui frequenza veniva fatta variare entro un intervallo che comprende le prime frequenze proprie delle vele stesse (da circa 1 Hz fino a 10 Hz) e nel misurare la risposta della struttura in un numero sufficientemente elevato di punti così da ricostruire con buona approssimazione la forma modale.

In tal modo è possibile determinare la funzione di trasferimento come rapporto complesso (caratterizzato quindi da modulo e fase) fra la risposta e la forza, in corrispondenza di ogni frequenza esplorata.

Per essere certi che venissero individuati sia i modi di tipo "simmetrico" che "antisimmetrico", le prove sono state ripetute applicando la vibrodina in due posizioni: su una estremità ed al centro della vela. Per la misura della risposta si è fatto uso di una rete di strumenti (fig. di ultima pagina) - all'incirca identica per tutte e tre le vele - costituita da circa 20 terne di sismometri ad alta sensibilità che misuravano le tre componenti (radiale,

tangenziale e verticale) del vettore velocità di ciascun punto d'applicazione del sensore.

Alcuni sismometri sono stati fissati anche sulla platea di fondazione per la misura della rotazione alla base, mentre 4 coppie di estensimetri erano stati applicati alla base della vela per la misura degli sforzi. Per la sola vela 1 sono state eseguite anche prove di oscillazione libera consistenti nell'applicare, con l'attrezzatura già utilizzata per le prove statiche, un carico in sommità che veniva poi annullato in maniera pressoché istantanea.

I risultati delle prove

Le conclusioni più interessanti alle quali si è giunti attraverso l'esame dei risultati sperimentali e il confronto con i dati numerici sono i seguenti.

a) La prova statica per la simulazione dell'azione del vento e del carico sismico ha permesso di confermare un comportamento abbastanza regolare della vela; le deformazioni ottenute, nei vari cicli di carico e scarico, sono risultate in campo elastico con valori di spostamento in sommità congruenti con quelli valutati per via teorica senza significativa riduzione della rigidità strutturale al crescere dei cicli di carico. Una prima valutazione positiva già si poteva estrarre da tali risultati, significativi, se non altro, nei riguardi del probabile esito positivo della costruzione, da attestare però con le successive prove dinamiche.

b) L'esame dei risultati delle prove dinamiche è stato più ricco d'informazioni rispetto a quelle ottenute dalla sola prova statica; fra i risultati più significativi si hanno i seguenti.

Frequenze proprie e modi di vibrare delle vele

La tabella 1 riporta le frequenze proprie e le forme modali, ottenuti per ciascuna vela. Nella stessa tabella è effettuato un confronto con i dati ottenuti dal modello matematico; l'accordo più che soddisfacente conferma la correttezza delle ipotesi poste alla base del modello di calcolo numerico.

Vela	Modo	Forma modale	Frequenza (Hz) (misurata)	Frequenza (Hz) (calcolata)	Smorzamento (%)	Frequenza (Hz) (Vela1 + Vela2)
1	1	deformata flessionale	2.42	2.08	0.8	2.45
	2	deformata torsionale con linea nodale verticale	3.33	3.13	0.5	3.35
	3	deformata flessionale con due nodi lungo l'arco	6.80	6.63	0.7	6.75
	4	deformata flessionale con un nodo lungo la mensola	6.31		1.2	
2	1	deformata flessionale	1.61	1.48	1.0	
	2	deformata torsionale con linea nodale verticale	1.75	1.73	0.9	
	3	deformata flessionale con due nodi lungo l'arco	4.37	4.32	0.4	
	4	deformata flessionale con un nodo lungo la mensola	6.31		0.6	

Tabella 1 - Confronto per le vele 1 e 2 tra i valori delle frequenze teoriche calcolate con le modellazioni ad elementi finiti e quelle sperimentali ottenute dalle prove in sito.

In particolare si evidenzia una maggiore rigidità della struttura rispetto al modello, a conferma del raggiungimento di un modulo elastico medio superiore alle previsioni teoriche ed, ancora più importante, a dimostrazione oggettiva della perfezione esecutiva, segno di un ottimo monolitismo, perfezione che si prospettava a monte come la grandezza più incerta, dato che si avevano ben 346 conci, uniti in generale su quattro lati.

Smorzamenti associati ai modi propri

I valori ottenuti per lo smorzamento modale sono risultati molto modesti per tutte e tre le vele essendo compresi fra 0,5 e 1 % (tabella 1), nonostante che l'ampiezza del moto della struttura generata dalla vibrodina abbia raggiunto valori significativi in rapporto a quelli attesi per il sisma (categoria II, accelerazione del terreno pari a 0.07 g).

Valori così ridotti confermano che la vela presenta il comportamento tipico di un corpo omogeneo ed elastico (nonostante appunto sia formata dall'assemblaggio di numerosi conci) senza che si generino meccanismi di dissipazione d'energia nelle unioni fra i conci; anche la dissipazione tramite le fondazioni risulta modesta.

Interazione fra le vele

L'esecuzione delle prove in tempi successivi, al termine cioè della costruzione di ciascuna vela, ha permesso di studiare l'interazione esistente fra le varie vele che insistono su un'unica grande platea di fondazione, costituente un vero e proprio elemento di accoppiamento strutturale al piede.

Si è preso come parametro significativo di tale accoppiamento la variazione dei valori delle frequenze proprie di una vela determinate sperimentalmente in assenza e successivamente in presenza delle altre vele.

I risultati (tabella 1) mostrano variazioni estremamente modeste (in ogni caso dello stesso ordine di precisione del metodo d'indagine) e risultano in accordo con le previsioni del modello di calcolo a conferma di una corretta modellazione del comportamento della fondazione.

Confronto sperimentalmente teorico.

Benché l'eccitazione sinusoidale data dalla vibrodina non permetta una corretta simulazione dell'azione del sisma di progetto, è però possibile confrontare il moto ottenuto nelle prove con quello generato da tale sisma se si suppone che alla risposta sismica contribuisca in modo preponderante un solo modo. In questa ipotesi l'ampiezza massima del moto provocato dal sisma in un generico punto i sarà dato da:

$$\max(\sigma_{sm}) = \sqrt{\sum_k C_k \cdot \Phi_k \cdot S_d(\omega_k, \xi_k)} = C_k \cdot \Phi_k \cdot S_d(\omega_k, \xi_k)$$

dove si è indicato con: S_d lo spettro sismico e C_k il coefficiente di partecipazione per il modo (k-esimo) più significativo.

Il confronto effettuato con questo criterio è riportato nella tabella 1 e mostra come i valori delle ampiezze raggiunti nel corso dell'indagine sperimentale sono compresi fra il 15 e il 40 % di quelli attesi per il sisma di progetto avente direzione parallela all'asse della vela e addirittura superiori di un fattore 2 per un sisma avente direzione perpendicolare all'asse della vela.

Nell'ambito di queste sollecitazioni il comportamento della struttura è stato regolare e perfettamente lineare, come dimostrato dal fatto che non si sono avute variazioni nei valori delle frequenze proprie e degli smorzamenti nel corso della sperimentazione.

RIFLESSIONI CONCLUSIVE

Alcune considerazioni svolte nei paragrafi precedenti anticipano il succo di queste ultime riflessioni, le quali possono sintonizzarsi su più canali riguardanti:

- la qualità dei materiali,
- la durabilità della costruzione,
- l'invenzione progettuale,
- l'invenzione esecutiva,
- le procedure di controllo, in una parola riassumendo tutto ciò che operativamente intendiamo per progettazione globale, esecuzione e verifica finale.

Due brevi parole per illustrare gli aspetti salienti di tali canali/obiettivi.

Se è vero che la soluzione progettuale deve ottimizzare il rapporto benefici/costi a fronte di numerosi obiettivi, quasi sempre fra loro conflittuali, al fine di facilitare l'individuazione di tale soluzione ottimale è quanto mai opportuno ricorrere a materiali, tipologie costruttive e tecniche esecutive che possano raggiungere, per così dire in modo automatico, alcuni di tali obiettivi, e tali poi da garantirli attraverso idonei controlli, in modo da ridurre la rosa degli obiettivi con cui confrontarsi.

L'adozione quindi di un materiale con modestissimi coefficienti di variazione (nel nostro caso solo l'1,5% circa!) ben sanno i progettisti "probabilistici" che è il requisito fondamentale per centrare la sicurezza strutturale sul livello desiderato di rischio, in presenza s'intende di azioni altrettanto ben individuate, e in relazione ad un prefissato fattore di sicurezza letto sui medi (il che vuol dire, come è noto, per un determinato costo costruttivo e classe d'uso prescelta). Se poi tale materiale (il

nostro calcestruzzo HPC in cemento bianco) è tale da garantire la durata, intrinsecamente si arriva ad una resistenza garantita nel tempo giustificando appieno la validità della misura "una volta" della sicurezza fatta al momento del progetto: i due obiettivi, resistenza e durata, possono dirsi così assolti.

Ma v'è di più. Un materiale di qualità, quale il calcestruzzo della Chiesa, ha anche il pregio di avere valori meno incerti degli altri parametri fisico-meccanici che possono entrare nel calcolo (vedi ad esempio la viscosità). Ed infine, per i severi obblighi e controlli occorrenti per la produzione di un tale materiale e dei suoi elementi strutturali, accade che risultano implicitamente soddisfatti i requisiti propri di un Sistema Qualità, che pare essere l'unico deterrente efficace contro i disastri imputabili alle cosiddette Grandi Negligenze.

Le tipologie costruttive diventano ormai spesso complesse per il rispetto di un pensiero architettonico sempre più immaginifico. All'interno di tali costruzioni, non appaiono quasi più individuabili schemi strutturali che si prestino a facili intuizioni del loro comportamento, cosicché si è costretti a cercare vie anche sofisticate per capire tale comportamento, accoppiando le risorse dei moderni mezzi di calcolo automatico alle procedure della back-analysis per darsi ragione delle scelte progettuali. Ma, proprio per l'inusualità di tali strutture, è fondamentale individuare già in sede di progetto la strada esecutiva per riuscire a dare corpo alla struttura utilizzando tecniche anche particolari, le quali spesso condizionano le procedure di calcolo: progettazione ed esecuzione s'intrecciano in un complesso inscindibile. Nella Chiesa di Roma, a fianco della scelta della prefabbricazione per conci, con l'obiettivo finale di ottenere però in opera il perfetto monolitismo delle vele mediante opportuni tracciati di precompressione, ed altresì con l'assenza di decompressione sui lati esterni vulnerabili, con grande sagacia e indubbio merito del progettista è stata messa a punto una macchina straordinaria che potesse materializzare in opera il pensiero progettuale.

Ormai, in queste costruzioni complesse l'invenzione esecutiva è altrettanto importante di quella progettuale e, come si è detto, da questa inscindibile. Le "macchine" che consentono di realizzare tali costruzioni sono spesso veri e propri gioielli d'arte, e dispiace notare che esse fanno quasi sempre una fine ingloriosa al termine del cantiere (ferro vecchio da

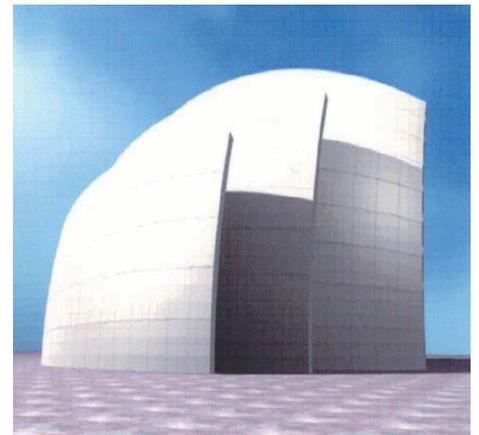
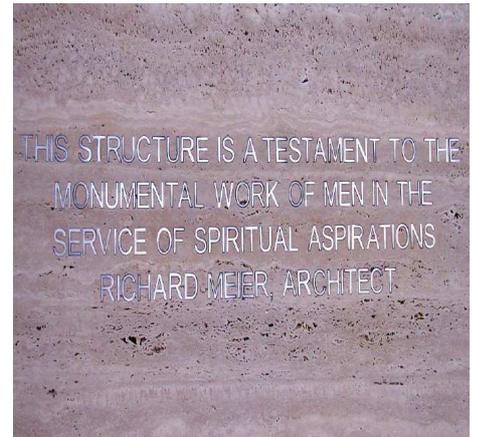
rottamare), mentre invece sarebbero degne d'essere conservate come vere e proprie invenzioni (si pensi, oltre alla macchina di Roma, alle gru mobili usate a Milano per montare le enormi travi dello Stadio Meazza o al sistema esecutivo ed ai controlli messi a punto per gli archi in calce della Chiesa di Padre Pio a S. Giovanni Rotondo o alle tecniche particolari di montaggio e controllo impiegate per le volte in legno lamellare della Fiera di Rimini): invenzioni, tutte, che appunto dispiace non abbiano trovato un adeguato culto della conservazione.

Non ultimo, l'importanza dei controlli, indispensabili per asseverare il pensiero progettuale e la validità esecutiva, ossia in sintesi la costruzione. Se si intende che il controllo finale sia da porsi sullo stesso piano dei collaudi di routine, previsti dalla

Legge sulle costruzioni, non si è allora compreso affatto lo spirito e le finalità di tale controllo.

Esso può invero essere impiegato per formulare il parere di collaudabilità, arricchito da tutte le altre doverose attività di Norma, ma, come sopra si è detto, specie se svolto su più fronti paralleli, soprattutto con l'impiego della sperimentazione dinamica, è l'unico strumento in grado di dare una vera asseverazione della costruzione realizzata.

La Chiesa di Roma sembra proprio riassumere questi moderni orientamenti dell'arte del costruire, quale caso emblematico e, v'è da dire, anche molto privilegiato per la lettura culturale che di tale episodio ne ha fatto l'Italcementi Group.



Informazioni generali

- Ubicazione:
Quartiere Tor Tre Teste –Roma
- Committente:
Vicariato di Roma, Arcidiocesi di Roma – S.E. Ernesto Mandara
- Sponsor tecnico – economico:
Italcementi Group
- Data di ultimazione: inizio 2004

Professionisti responsabili

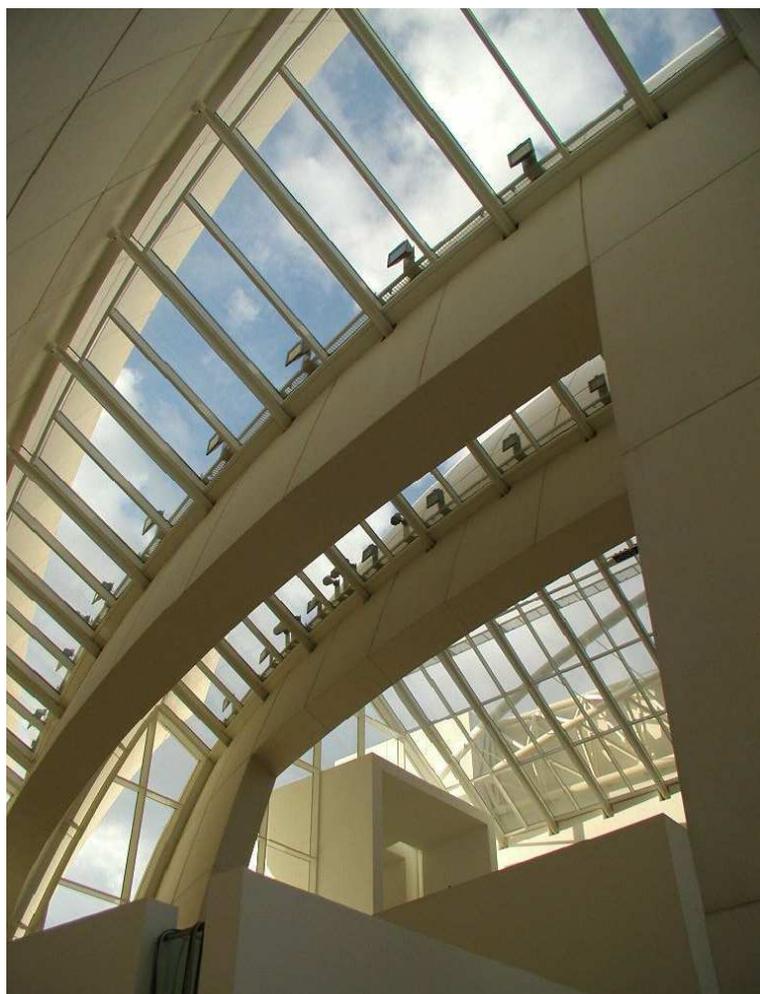
- Progettista Architettonico:
arch. Richard Meier – New York
- Progettista strutturale e ideatore "macchina" per la posa dei conci:
ing. Gennaro Guala
- Covisore strutturale:
prof. ing. Antonio Migliacci
- Modellazioni numeriche agli E.F.:
ISMES S.p.A. – Seriate –
ing. Rita Pellegrini
MSC Associati– Milano –
ing. Danilo Campagna
- Direttore Lavori generale:
ing. Ignazio Breccia Fratadocchi
- Direttore Lavori strutturale:
ing. Danilo Campagna
- Collaudatore statico c.d.o. e consulente del Vicariato:
prof. ing. Antonio Michetti

Imprese costruttrici

- Costruzione generale: Impresa Lamaro Appalti S.p.A - Roma,
Direttore Tecnico
Ing. Ermanno Clementoni
- Prefabbricazione dei conci:
Edilgori Precompressi S.r.l. –
Orte
- Progetto e costruzione "macchina" per la posa dei conci:
Società O.C.M.L. – Bergamo,
Direttore Tecnico
ing. Claudio Clerici
- Costruzione e taratura smorzatori viscosi antisismici:
FIP – Padova
- Costruzione carpenterie metalliche della copertura:
Stahlbau Pichler – Bolzano
- Costruzione facciate e copertura in vetro:
Frener & Reifer - Bolzano

Monitoraggi e prove di laboratorio

- Centro Ricerche e Sviluppo CTG Italcementi – Bergamo –
dott. Luigi Cassar
- Laboratorio ISMES S.p.A. – Seriate (Bg) -
ing. Giorgio Franchioni
- Laboratorio P & P Engineering Consulting – Seriate (Bg) –
ing. Aldo Castoldi



LIGHT PAVILLON A COMO



Il Light pavillon è situato nella suggestiva luce del lago di Como in un parco di 10.000 mq, tra il centro storico della città e Cernobbio.

Il progetto ha un'origine molto semplice.

Il programma richiedeva, infatti, uno spazio che potesse essere il più possibile aperto verso l'esterno senza che la luce naturale disturbasse lo svolgersi delle manifestazioni.

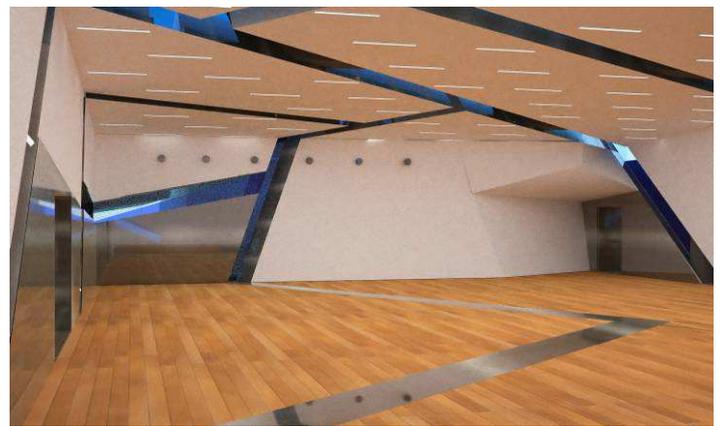
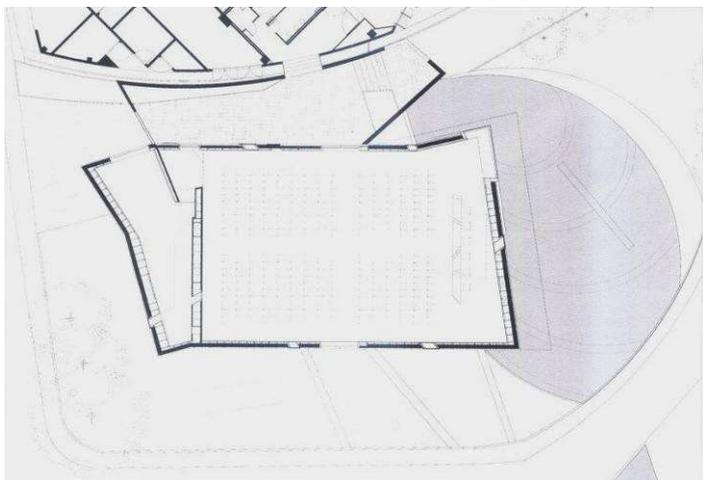
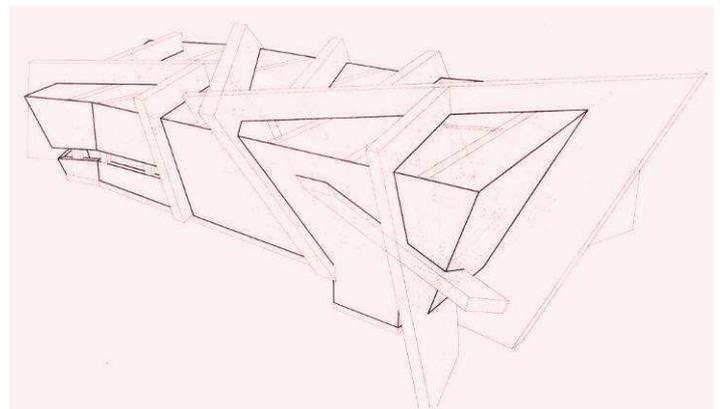
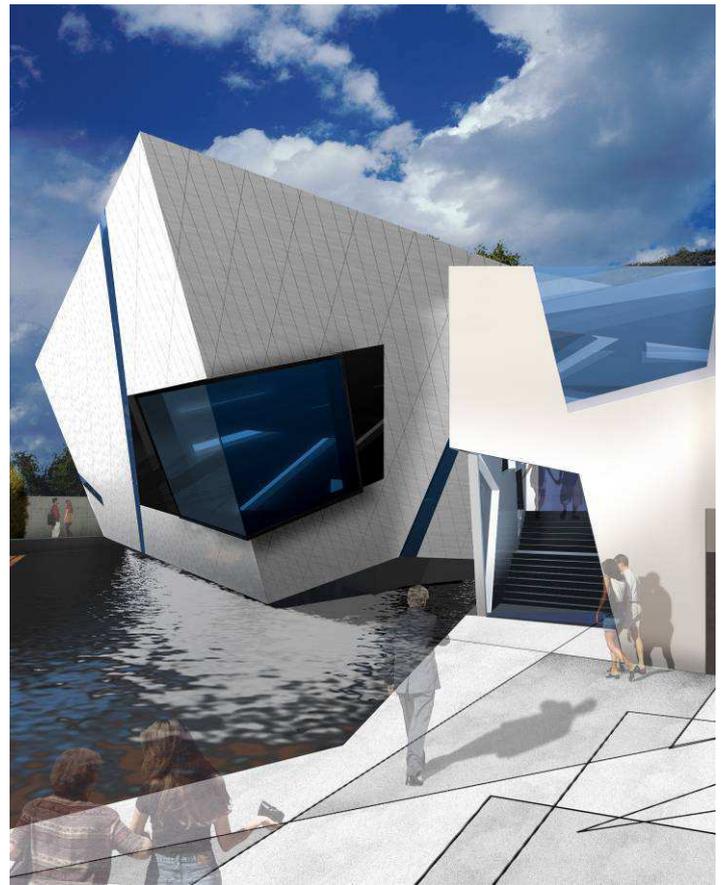
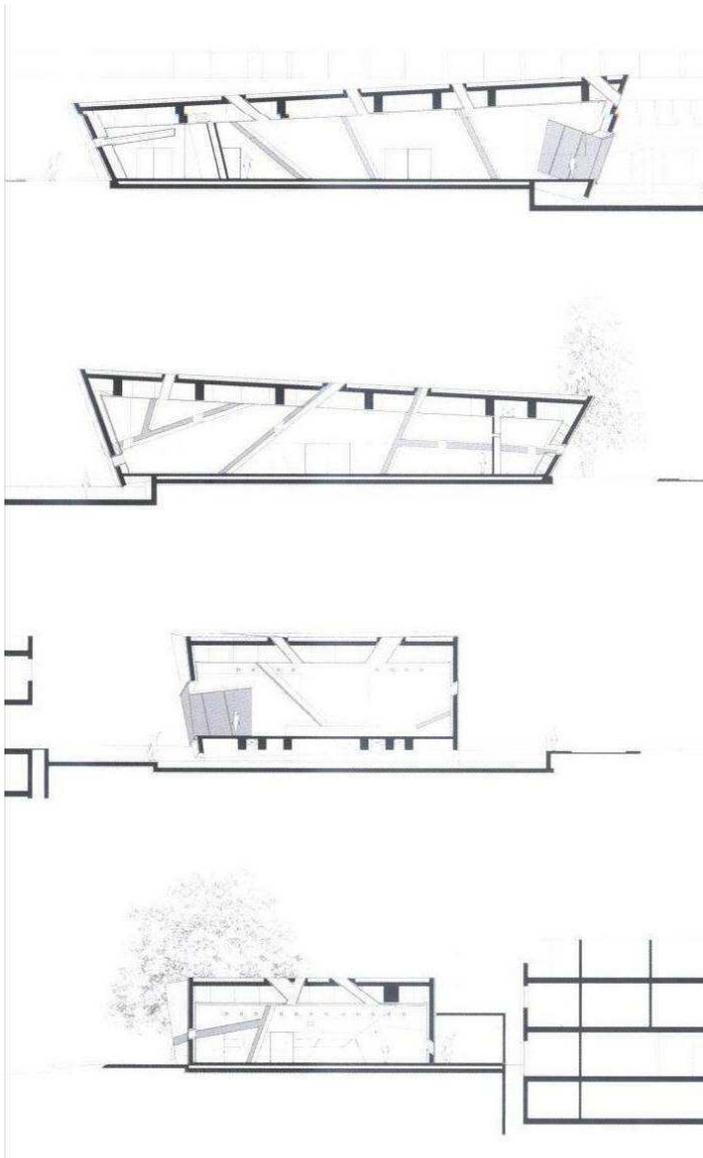
Per soddisfare questa esigenza, il volume della costruzione è stato intersecato con alcune superfici lineari, disposte arbitrariamente nello spazio in modo da creare una serie di frammenti, secondo un processo che idealmente potrebbe continuare all'infinito.

Le intersezioni che si sono venute così a determinare sono diventate i vuoti lineari attraverso cui si sviluppa un dialogo limitato e definito tra regola ed arbitrio, tra struttura e luce.

Il volume della sala svela un intreccio continuo di tagli che la attraversano verticalmente ed orizzontalmente, assumendo le colorazioni azzurre e verdi del paesaggio.

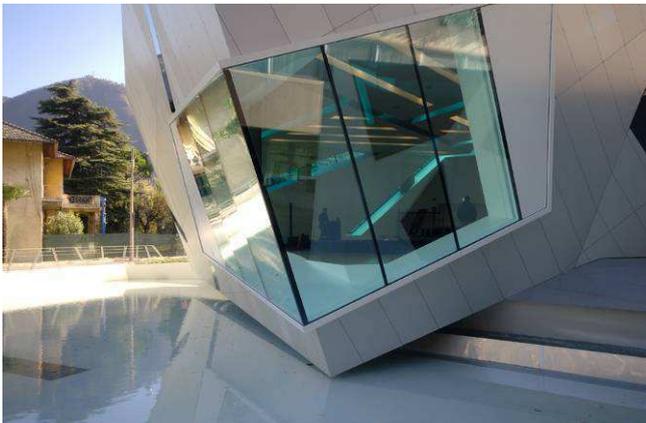
La scelta di questi tagli è frutto di una suggestione legata all'edificio della Casa del Fascio, che sorge poco distante, dove una fenditura in cristallo attraversa la parte superiore della copertura dell'atrio mettendo in relazione le montagne alle spalle della città con la navata del duomo.

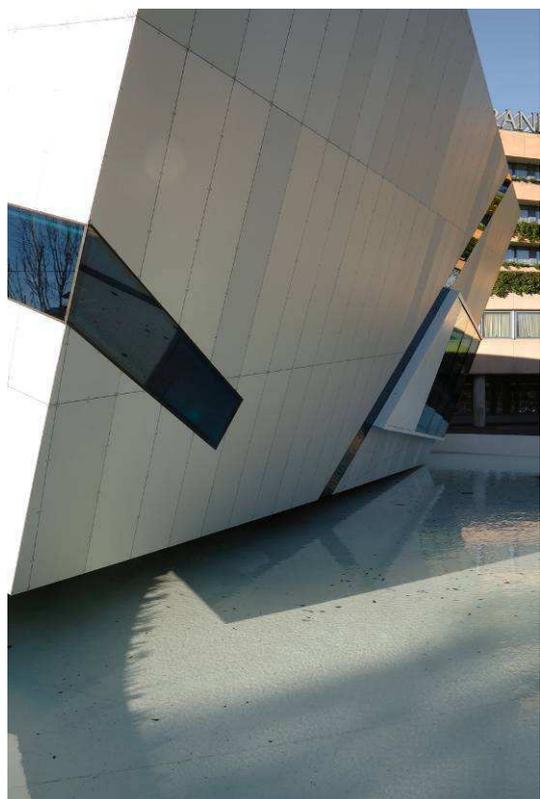
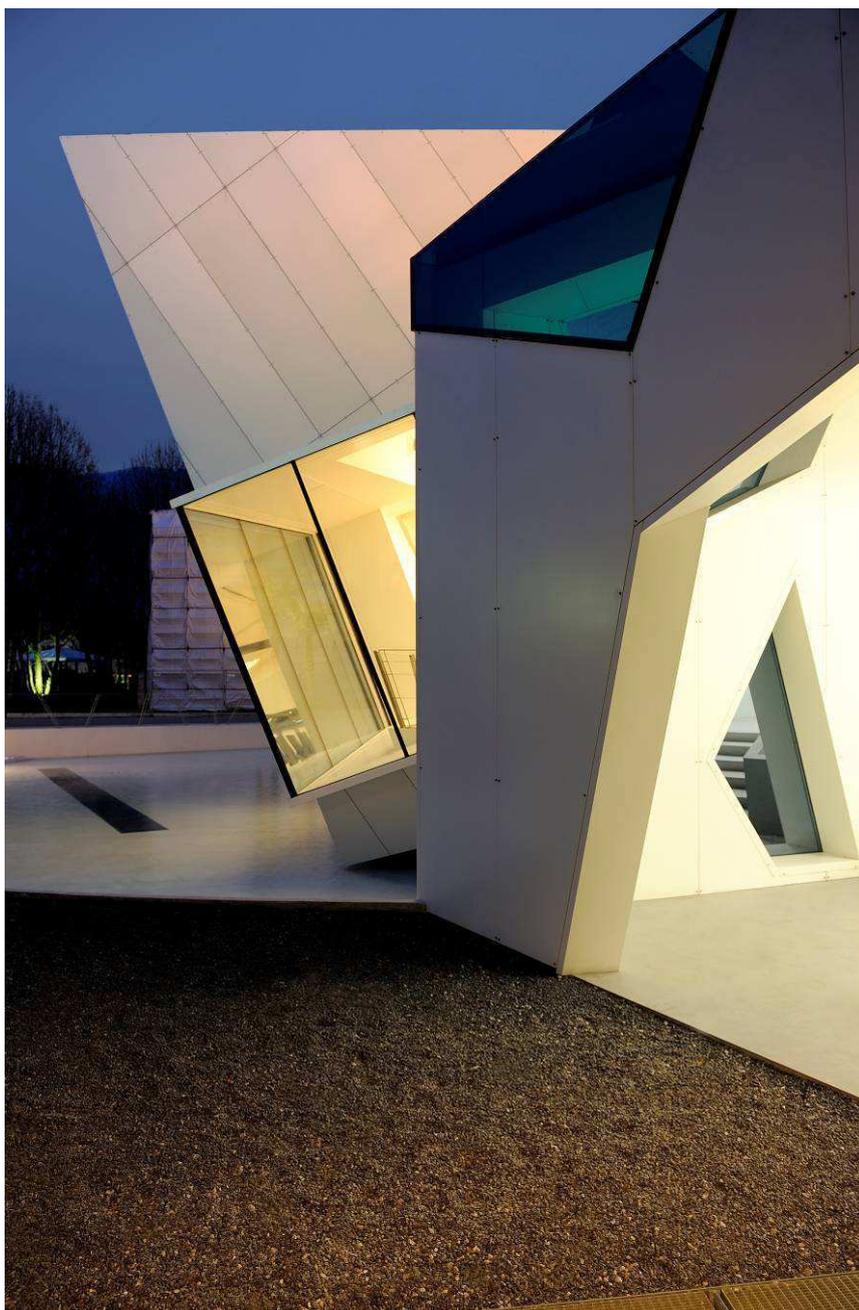
In maniera analoga, nel padiglione la rete irregolare di tagli si propone di rilevare la potenza e la capillarità dell'azione corrosiva delle linee che hanno modellato nel corso di centinaia di millenni le forme attuali del paesaggio dei laghi lombardi.











progetto e direzione lavori
Attilio Terragni

gruppo di progetto
Chiara Assanelli, Luca Mangione,
Maja Leonelli

strutture
Amis Milano, ing. Antonio
Migliacci, Ing. Giovanni Franchi

impianti meccanici ed elettrici
Amman Progetti Milano

acustica
Ing. Paolo Molina

protezioni solari
Abba, Treviso, resp. di cantiere
Luca Franceschin

ingegneria della sicurezza
CDR, ing. Carlo Ruckstuhl

impresa
Mondelli Battista, resp. di cantiere
ing. Aldo Mondelli

facciate
PERMASTELISA, resp. di cantiere
Alfredo Piccoli

committente
Meta spa, dott. Paolo De Santis

localizzazione
Como, Grand'Hotel, via Antelami

dati dimensionali
500 mq superfici esterne
800 mq superficie complessiva
3.000 mc volume complessivo

cronologia
giugno 2004 progetto
gennaio 2006–ottobre 2007
realizzazione

fotografie
Paolo Rosselli

NUOVA SEDE SKY ITALIA A MILANO



INTRODUZIONE

L'intervento della nuova sede SKY Italia si trova nell'area di Milano Santa Giulia.

Il complesso è composto da 3 edifici (di cui uno ancora in costruzione) collegati tra loro da una piastra comune con due piani interrati destinati a parcheggio, magazzino e locali impianti.

L'edificio 1 (Tecnologico) è attrezzato per la produzione televisiva; un corpo di collegamento lo connette all'edificio 2 che è collegato a sua volta all'edificio 3 mediante un ponte sospeso sulla viabilità stradale; entrambi gli edifici 2 e 3 sono destinati ad uffici.

Il ponte multipiano (luci: lung. 30.15 m, trasv. 16.80 m), sospeso sulla viabilità stradale, è sostenuto da travi reticolari in carpenteria metallica, costituenti le 2 facciate strutturali sull'altezza di 3 piani.

L'edificio 1 ha richiesto specifiche analisi strutturali, nonché particolari scelte progettuali, per la necessità di conferire allo stesso notevole rigidità sotto le azioni orizzontali, al fine di garantire l'allineamento dei segnali di trasmissione ai satelliti, attraverso le antenne poste sulla copertura.

I solai degli edifici sono in elementi prefabbricati in c. a. precompresso a fili aderenti, i pilastri sono prefabbricati ($R_{ck}=50$ MPa). Le strutture sono messe in opera secondo precise sequenze di montaggio che hanno permesso la realizzazione delle strutture in tempi più stretti rispetto alle tradizionali strutture in c.a.. Il modulo costruttivo è basato su una maglia tipica di 8,40x8,40 m, che si adatta alle diverse situazioni; localmente si sono realizzate campate di circa 18,00 m (ed. 1) e di 16.80 m (ed. 2). Le strutture (vani scala e vani ascensori), aventi funzione controventante degli edifici sotto l'azione dei carichi orizzontali, sono realizzate in opera ($R_{ck}=37$ MPa) e connesse in

seconda fase alla struttura prefabbricata mediante sistemi di ripresa e di continuità che garantiscono il monolitismo.

La presenza dell'acqua di falda e la particolare natura dei terreni hanno richiesto una fondazione a platea su colonne di jet-grouting, adottando il metodo costruttivo "vasca bianca" a garanzia della impermeabilità.



Figura 1. Rendering della facciata

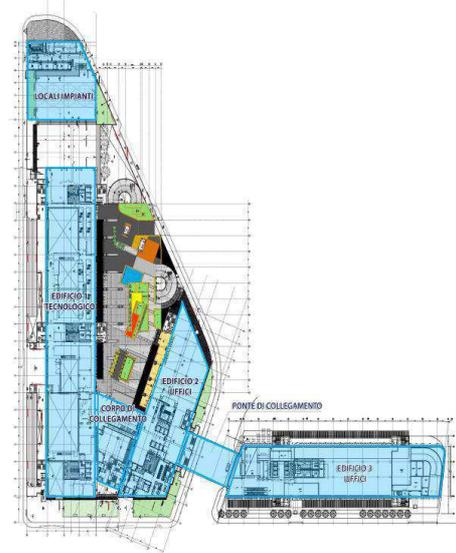


Figura 2. Planimetria Nuova Sede SKY

OPERE FONDAZIONALI

Le opere fondazionali degli edifici, nonché le relative strutture complementari, sono costituite da una platea su colonne di jet-grouting. Tale scelta è conseguenza della particolare natura dei terreni e della presenza dell'acqua di falda. Le opere di consolidamento del terreno sono state effettuate mediante la tecnologia jet-grouting, monofluido e bifluido, tramite l'iniezione nel terreno di miscele cementizie ad alta pressione.

La peculiarità di questa tecnica consiste nella capacità, durante l'iniezione, di disgregare il terreno, miscelandolo contemporaneamente con un fluido cementizio fino a formare una colonna di materiale che ha caratteristiche geomeccaniche superiori rispetto a quelle del terreno originario, con sezione circolare ed asse corrispondente al foro di perforazione. Sono state realizzate colonne, sia compenstrate che tangenti tra loro, aventi diametro massimo pari a 190 cm in corrispondenza dei maggiori carichi verticali e altezza massima pari a 11.15 m in corrispondenza dei vani scala.

La tensione ammissibile del terreno naturale è stata assunta pari a 1,5 daN/cm², mentre in corrispondenza delle colonne di terreno trattato la tensione ammissibile è stata assunta pari a 10 daN/cm².

Al fine di verificare la bontà di realizzazione di tali opere di consolidamento è stata svolta una campagna di indagini costituita da: verifica della densità della miscela cementizia (1.53 kg/l); prelievi della miscela cementizia per verifica della resistenza a compressione; carotaggi per controllo della resistenza a rottura per compressione ad espansione laterale libera (> 50 daN/cm²); prove ecometriche; prova di carico in sito su colonna singola.

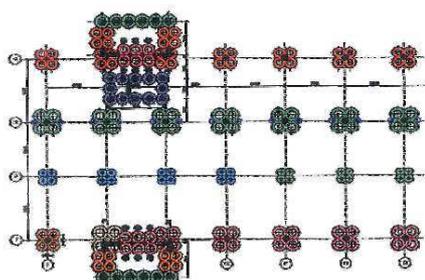


Figura 3. Stralcio pianta colonne dell'edificio 1



Figura 4. Estradosso colonne vano scala

Figura 5. Bilancia tipo Baroid



Figura 6. Elemento di prefessurazione

Figura 7. Controlli cls fresco per getto platea

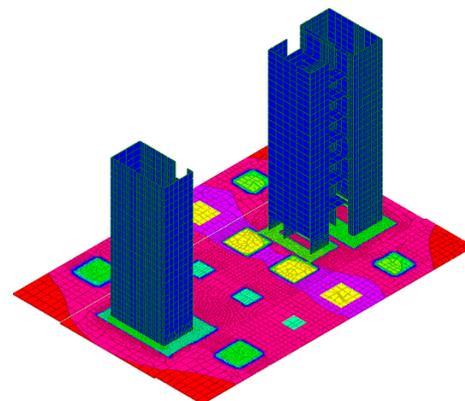


Figura 8. Modellazione platea zona vani scala

Figura 9. Antenne di emissione segnale



La platea di fondazione presenta spessore variabile da 80 a 120 cm (con esclusione della "zona ponte" illustrata nel seguito); i maggiori carichi caratteristici verticali sui pilastri sono prossimi a 14.580 kN (1.458 t) laddove lo spessore fondazionale è previsto pari a 120 cm.

Lo studio delle fondazioni è stato condotto idealizzando il comportamento del terreno di tipo elastico alla "Winkler" differenziando la rigidità tra le zone non trattate ($k_{winkler} = 0,7 \text{ daN/cm}^3$) e quelle consolidate mediante jet-grouting ($k_{winkler} < 4,5 \text{ daN/cm}^3$). Le analisi statiche delle opere fondazionali sono state condotte mediante il metodo degli elementi finiti realizzando diverse modellazioni di insieme e di dettaglio.

La platea è resa impermeabile mediante il sistema di impermeabilizzazione denominato "vasca bianca"; tale tecnologia si basa sulla realizzazione di una struttura in c.a. impermeabile e sull'impermeabilizzazione di fessure, giunti e attraversamenti. Tale metodologia prevede la fessurazione programmata del calcestruzzo ottenuta utilizzando elementi di prefessurazione posati tra le maglie di armatura.

Le fessurazioni e i punti critici vengono successivamente impermeabilizzati con iniezioni di resina acrilica.

Le caratteristiche principali della platea

sono riportate nel seguito:

1) **Calcestruzzo.** Il conglomerato cementizio presenta il seguente mix-design: classe C25/30; rapporto acqua/cemento $< 0,55$; contenuto di cloruri 0,20; classe di consistenza S4; diametro massimo dell'aggregato 30 mm; classe di esposizione XC2; cemento tipo CEM IV/A 32.5R (dosaggio 360 kg/m^3); superfluidificanti di tipo Acrilico o Policarbossilico con dosaggi compresi tra lo 0,9% e l'1,1% sul peso del cemento. Oltre al controllo della composizione del calcestruzzo presso l'impianto di confezionamento, vengono svolti in cantiere controlli sul calcestruzzo fresco, tra i quali: rapporto acqua/cemento; densità; aria occlusa; acqua efficace; consistenza.

Sono stati eseguiti da Laboratorio Ufficiale, ed in contraddittorio con la Direzione Lavori Opere strutturali, controlli a piè d'opera per la valutazione delle caratteristiche del cls fresco. L'immagine seguente mostra le fasi di valutazione delle caratteristiche del cls fresco: rapporto a/c; classe di consistenza; aria occlusa.

2) **Prescrizioni progettuali.** In fase di progettazione la platea è stata suddivisa in lotti costruttivi, delimitati dagli elementi di prefessurazione, aventi forma prevalentemente quadrangolare con

superficie non superiore ai 400 m^3 . Inoltre, relativamente alle armature, sono previste particolari disposizioni, quali: sovrapposizione minima 60ϕ ; nessuna sovrapposizione in corrispondenza degli elementi di prefessurazione; ricoprimento 50 mm.

DEFORMABILITA' EDIFICI

Gli edifici sono realizzati mediante l'utilizzo di telai spaziali costituiti da pilastri, travi e solai prefabbricati solidarizzati da una soletta collaborante realizzata in opera in calcestruzzo armato. Le azioni orizzontali, relative alla sola azione del vento, sono trasferite, tramite i solai considerati rigidi nel loro piano, dai telai spaziali ai nuclei di controvento costituiti dall'insieme dei vani scala e dei vani ascensore, per cui la totalità delle azioni orizzontali viene assorbita dalle pareti in c.a. di questi ultimi.

L'edificio 1 ha richiesto specifiche analisi strutturali, nonché particolari scelte progettuali, per la necessità di conferire allo stesso notevole rigidità (rotazione massima delle antenne: $0,01^\circ$ sessagesimali) sotto le azioni orizzontali (velocità di riferimento del vento: 110 km/h), al fine di garantire l'allineamento dei segnali di trasmissione ai satelliti, attraverso le antenne poste sulla copertura.

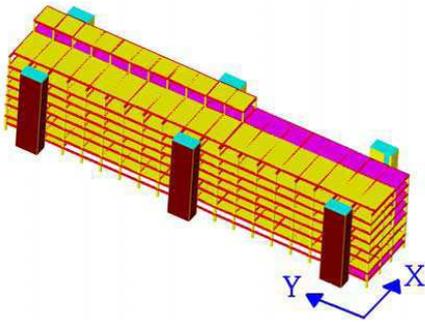


Figura 10. Modello ad elementi finiti edificio 1

Il limite deformativo viene richiesto relativamente alle seguenti condizioni di vento:

- pressione da normativa (D.M. 16.01.1996);
- pressione SKY (sollecitazioni sulla struttura calcolate applicando il D.M. 16.01.1996 utilizzando una velocità di riferimento del vento pari a 110 km/h).

Le pressioni dovute al vento sono state calcolate con riferimento a: Zona 1; classe di rugosità C; categoria di esposizione III; coefficiente topografico pari all'unità; pressioni applicate, a favore di sicurezza, dallo spiccato fondazionale.

I campi di spostamento e rotazione, conseguenti all'applicazione delle pressioni del vento sui pannelli di facciata dell'edificio, sono stati dedotti analizzando due modelli strutturali distinti:

- il primo modello, analizzato da MSC Associati S.r.l è di tipo generalizzato ed è stato utilizzato per valutare il campo di spostamenti orizzontali dei solai ai vari piani dai quali si sono dedotte le rotazioni orizzontali degli impalcati (rotazioni con asse normale ai solai dell'edificio);
- il secondo modello, analizzato da "GAMMA ENGINEERING" è quello relativo all'ultimo solaio dell'edificio dove sono installati gli apparati di trasmissione. Da questo modello si sono dedotte le rotazioni alla base delle antenne (rotazioni con asse complanare al piano dei solai) per effetto dell'applicazione delle pressioni del vento sulle parabole di trasmissione.

Dall'analisi dei risultati ottenuti si deduce che la pressione massima del vento (sopravento +sottovento) richiesta da SKY risulta essere pari a 221,16 daN/mq, mentre la pressione massima fornita dalla normativa risulta essere pari a 148,00 daN/m², tale per cui risulta un incremento delle forze orizzontali pari al 49.4% rispetto a quanto richiesto dalla sopraccitata normativa.

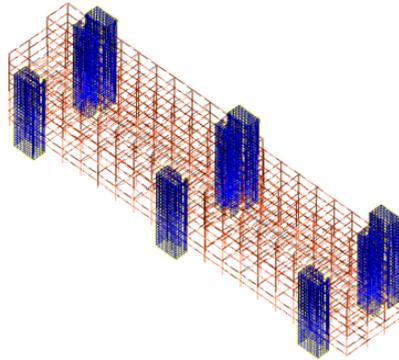


Figura 11. Deformata globale edificio 1

Per valutare il campo di spostamenti orizzontali dei solai ai vari piani dai quali si sono dedotte le rotazioni orizzontali degli impalcati si è costruito un modello strutturale.

Gli elementi strutturali portanti sono stati modellati con i seguenti elementi elastici: elementi lineari di tipo beam per modellare travi e pilastri; elementi piani di tipo shell per modellare pareti e piastre.

La struttura è stata vincolata rigidamente al piano fondazionale in quanto il sistema di fondazione di tipo indiretto (platea su jet-grouting) ha una deformabilità trascurabile al fine della valutazione del campo di spostamenti orizzontali degli impalcati. Il getto integrativo armato previsto sui solai prefabbricati che costituiscono i vari orizzontamenti è stato considerato sufficiente per ipotizzare rigido il comportamento membranale dei solai. Dal punto di vista flessionale i solai sono stati ipotizzati unidirezionali con verso pari a quello di orditura dei solai. Per interpretare le reali condizioni di vincolo strutturali sono stati introdotti vincoli di tipo cerniera nelle connessioni travi-pilastro. Il collegamento tra la struttura prefabbricata e quelle di controvento (vani scale e ascensori) è stato modellato con opportuni elementi elastici che ne interpretano la reale connessione cinematica.

I carichi di tipo permanente ed accidentale sono stati implementati come di superficie se agenti sui solai e di tipo lineare se agenti sulle travi (es. pannelli di facciata). Il vento è stato considerato come carico orizzontale lineare applicato sulle travi perimetrali dell'edificio.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche, relativi al solaio di copertura a supporto delle antenne di emissione, sono i seguenti:

- Rotazione massima solaio: $0,00387^\circ < 0,01^\circ$
- Spostamento massimo solaio: $D_x = 0,980 \text{ cm} (\sim 1/4.000 \text{ altezza}) < (1/1.000 \text{ altezza})$

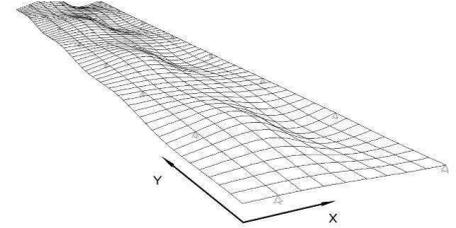
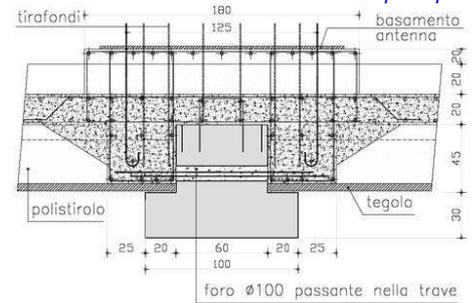


Figura 12. Deformata solaio di appoggio antenne

Figura 13. Particolare solaio piano 7, basamento delle antenne principali



Le antenne principali di trasmissione segnale ai satelliti sono posizionate al livello 7 fuori terra (q.ta +39.55 dal piano fondazioni) sono vincolate alla struttura di solaio mediante tirafondi annegati nel getto e sono localizzate in corrispondenza delle travi principali.

La struttura è realizzata con travi principali prefabbricate in c.a.p. di sezione a T rovescio, poste ad interasse 8,40 m e lunghezza 9.60 m, sono fissate ai pilastri con un vincolo orizzontale a cerniera. Gli elementi solaio sono prefabbricati in c.a.p. con sezione ad U (intradosso piano), lateralmente il solaio è confinato con travi prefabbricate di sezione rettangolare. Opportuni fori predisposti nelle travi e nel solaio hanno permesso la posa di armatura per il basamento delle antenne e il posizionamento dei tirafondi. Un getto di completamento in calcestruzzo di spessore 20 cm, con conglomeramento delle armature di ripresa sporgenti dalle travi e dagli elementi di solaio, garantisce all'impalcato la rigidità necessaria e la capacità portante per le azioni trasmesse dalle antenne.

L'analisi statica della porzione di struttura e la ricerca delle deformazioni è stata condotta utilizzando lo schema di un graticcio di travi collegate da un getto strutturale.

I risultati ottenuti dalle analisi numeriche, relativi al solo solaio di copertura a supporto delle antenne di emissione, sono i seguenti:

- Rotazione max solaio φ_y : $0,0079^\circ < 0,01^\circ$
- Rotazione max solaio φ_x : $0,0056^\circ < 0,01^\circ$



Figura 14. Strutture prefabbricate edifici 1 e 2

I casi analizzati, sulla base delle scelte strutturali fatte, hanno evidenziato il rispetto dei limiti deformativi richiesti da SKY.

OPERE PREFABBRICATE

Edificio 1 – tecnologico: pianta rettangolare, con dimensioni 180,5 x 28,2 m esterno pilastri (circa 36.000 mq di solai); composto da: solaio interrato, piano terra e 7 solai fuori terra. Altezza totale 39.20 m (antenne). La maglia al piano terra (studio) è 9,5-8.40 x 8.40, ai piani superiori maglia regolare 17.95 x 8.40 m.

Edificio 2 – uffici: pianta trapezoidale, con dimensioni 103 x 26 m esterno pilastri (circa 22.000 mq di solai), composto da: solaio interrato, piano terra e 9 solai fuori terra. Altezza totale 47.30 m La maglia è regolare 9.90- 8.40 x 8.40 m.

Edificio 1B: edificio di collegamento tra edificio 1 e 2 (circa 4.400 mq di solai), composto da: solaio interrato, piano terra e 6 solai fuori terra. Altezza totale 34.45 m.

Edificio 3: pianta trapezoidale, con dimensioni 124 x 25 m esterno pilastri (circa 25.700 mq di solai), composto da: solaio interrato, piano terra e 8 solai fuori terra. Altezza totale 44.75 m. La maglia è regolare 9.40- 7.40 x 8.40 m.

Esclusi i blocchi scala, la struttura è realizzata con elementi prefabbricati: pilastri, tegoli binervati, solai alveolari, travi e elementi di compensazione.

Gli elementi di solaio sono prevalentemente tegoli precompressi, a cavi aderenti, con sezione a doppio T di altezza 45 e 60 cm e con ali inferiori allargate; la sezione garantisce una rigidità superiore ai tegoli TT ed è capace di dare una buona resistenza al fuoco (R120-180) senza significativi aggravamenti di peso della sezione. In zone particolari per garantire un'altezza utile maggiore sono state posizionate lastre di solaio di tipo alveolare. Le travi sono prefabbricate precomprese a cavi aderenti di sezione a T rovescia ed a L con altezze differenti in funzione del solaio. Nel piano, ogni 3 tegoli di larghezza 250 m, è stato inserito un elemento speciale di larghezza 90 cm per



Figura 15. Stoccaggio pilastri prefabbricati

completare regolarmente la maglia di 8.40 m; l'elemento ha caratteristiche di rigidità superiore all'elemento di solaio ed è stato posizionato in corrispondenza dei pilastri per realizzare un telaio in direzione trasversale.

Il solaio composto da travi e tegoli è stato completato con getto strutturale realizzato in opera, previo inserimento di adeguata armatura.

Al piano terra la presenza di locali per la produzione di filmati-trasmissioni (studio) e la corrispondente presenza di pareti realizzate in opera di dimensione notevole (due piani) con caratteristiche particolari a garantire isolamenti acustici, ha comportato l'inserito di un numero di travi porta pareti nella direzione del solaio così da assicurare la corretta capacità portante anche in presenza di carichi concentrati e lineari.

Al livello 6 per esigenze architettoniche è stata "girata" la maglia strutturale (trave nella direzione lunga, solaio nella direzione corta) e per esigenze strutturali di montaggio le travi sono state realizzate accoppiando due profili prefabbricati ad L di altezza 130 cm, completati in opera con l'inserimento di armature e getti in calcestruzzo.

I pilastri sono stati realizzati in stabilimento in casseri approntati appositamente per il progetto SKY, con sezioni differenti in c.a. ($R_{ck} = 50$ MPa), per esigenze di trasporto, montaggio e di sforno in stabilimento, il peso è stato contenuto in 40t; il pilastro è quindi stato realizzato in due pezzi solidarizzati durante la fase di montaggio.

Il pilastro centrale, di sezione alla base 90x90 cm e di sezione variabile con l'altezza, è un pezzo da circa 20 m, è stato giuntato con un elemento di sezione variabile con il piano e di altezza 20-25 m. La caratteristica più rilevante è che questi pilastri non sono stati bloccati alla fondazione mediante un bicchiere per l'alloggiamento, perché avrebbe richiesto uno scavo maggiore di circa 140 cm, con problemi per la presenza dell'acqua di falda, ma è stato adottato un sistema di fissaggio meccanico.



Figura 16. Inserti di collegamento nella platea

Il sistema è composto da tirafondi annegati nella fondazione e da inserti di collegamento annegati nel pilastro: per garantire il posizionamento corretto i tirafondi non sono stati posizionati direttamente prima del getto di fondazione ed è stato ideato un cestello di tubi corrugati di diametro 100 mm, posizionato sul fondo della platea in fase di assemblaggio dell'armatura e prima del getto della stessa.

Eseguito il getto, l'impresa ha provveduto alla verifica del tracciamento e alla messa in opera dei tirafondi con l'aiuto di dime che garantivano la posizione in orizzontale ed in verticale.

I pilastri sono stati realizzati posizionando alla base un numero differente di inserti speciali, per bloccare lo stesso pilastro alla fondazione mediante i tirafondi annegati.

Gli inserti che costituiscono il nodo principale sono formati da una scarpa in acciaio di opportune dimensioni saldata ad un'armatura propria che si sovrappone all'armatura del pilastro per evitare problemi di distacco.

Operazione di posizionamento pilastri:

- il pilastro arriva in cantiere;
- la squadra di montaggio provvede alla messa in quota dei sostegni di base;
- il pilastro viene alzato e con particolari dispositivi viene inserito con attenzione nei tirafondi;
- dopo opportune verifiche la squadra provvede al serraggio di tutti i tirafondi;
- l'impresa provvede a sigillare con malte ad alta resistenza nonché espansive lo spazio tra la base del pilastro e la fondazione.

Figura 17. Inserti speciali alla base dei pilastri



L'utilizzo di dime anche nel posizionamento degli inserti all'interno del pilastro ha evitato ogni problema legato al corretto posizionamento dei tirafondi. Per il fatto che i pilastri sono stati realizzati con $R_{ck} = 50$ MPa e le fondazioni con un $R_{ck} = 35$ MPa si è realizzato un collare alla base del pilastro con malte cementizie ad alta resistenza per trasmettere il carico su una superficie di distribuzione maggiore.

Dopo aver montato un certo numero di pilastri, il montaggio prosegue con il posizionamento delle travi e dei tegoli, proseguendo in altezza per campata.

I controventi principali sono i nuclei dei vani scala; ogni piano è vincolato al vano scala gettato in opera attraverso opportuni fissaggi.

Ogni piano è reso rigido e collegato mediante un'opportuna armatura inserita nel piano prima del getto strutturale (i pilastri laterali presentano fori nei quali sono state inserite opportune armature), mentre sono state realizzate catene per il collegamento fra i pilastri.

Nella fase di montaggio, quando il vano scala è scollegato dalla parte prefabbricata e il getto non è ancora realizzato, sono stati inseriti opportuni controventi di piano e di parete utilizzando funi in acciaio.

Totale elementi prefabbricati:

edificio	travi	tegoli	pilastri
1	762	1159	187
2	797	1201	225
3	697	908	145
	256	3268	557



Figura 18. Vista pilastri e muri vani scala

Figura 19. Esecuzione strutture verticali in opera



CONNESSIONE STRUTTURE

Le strutture verticali, vani scala e vani ascensori, sono state realizzate in opera ($R_{ck} = 37$ MPa) e connesse in seconda fase alla struttura prefabbricata. Gli elementi di collegamento sono stati progettati al fine di trasferire ai nuclei di controvento le azioni orizzontali agenti sulla struttura prefabbricata.

La connessione, in seconda fase, tra le due strutture è avvenuta mediante differenti sistemi di ripresa e di continuità, tra i quali quelli illustrati nelle figure 20, 21 e 22.

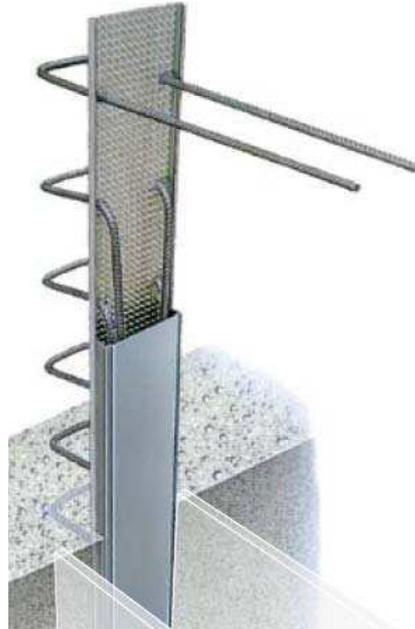


Figura 20. Sistemi per riprese di getto

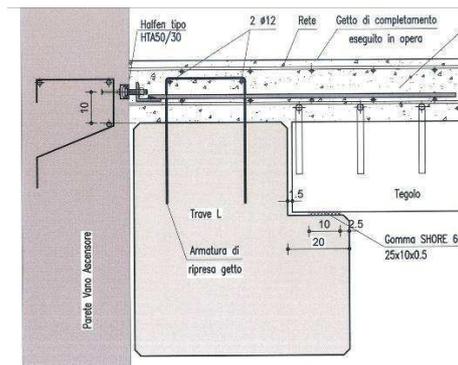


Figura 21. Sistemi di continuità

Figura 22. Barre filetate Ø20 e Ø24



PONTE MULTIPIANO

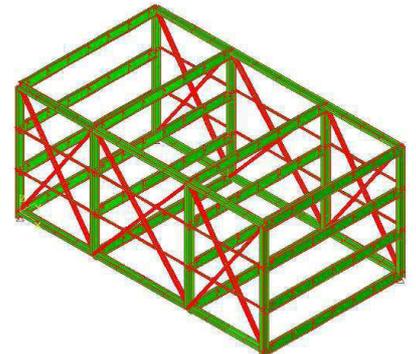
L'edificio 2 è connesso all'edificio 3 mediante un ponte multipiano. Tale struttura è costituita da una volumetria che verrà adibita a corpo di collegamento (passerella) tra quattro piani dell'edificio 2 e dell'edificio 3.

La volumetria sarà edificata a ponte al di sopra della strada comunale di prossima costruzione; pertanto dovrà scavalcare la luce netta prevista tra i due edifici pari a circa 30 m. La larghezza della stessa volumetria è prevista pari a 2 interassi strutturali (8.40×2), l'altezza corrisponde a quella di tre piani di calpestio (13.5 m).

Per quanto riguarda la tipologia delle opere strutturali, considerata la luce del ponte (30.15 m), e considerata la notevole luce dei solaio (16.8 m), ai fini di contenere il peso delle opere strutturali e lo spessore degli impalcati, si è prevista una struttura in carpenteria metallica secondo gli schemi strutturali seguenti:

- **struttura portante principale**, costituita da due travi di tipo reticolare poste in facciata sulla luce di 30.15 m a formare una struttura resistente alta quanto l'intera facciata e cioè pari a 3 piani. Sono previsti: montanti verticali costituiti da profili a doppio T a parete piena, composti da lamiera saldate, al passo corrispondente a quello delle travi secondarie; correnti superiori ed inferiori, sempre costituiti da profili saldati a doppio T a parete piena. Le riquadrature così ottenute in facciata (larghezza 9,25–11,65–9,25 m) sono poi attraversate da aste diagonali in profili tubolari a sezione ellittica (composta da due tubi semiellittici);
- **struttura secondaria**, costituita da travi a doppio T a parete piena, composte da lamiera saldate ed ordinate trasversalmente sulla luce di 16,80 m;
- **struttura terziaria**, costituita da travi laminate a doppio T, ordinate parallelamente alle travi principali di facciata, portanti il solaio costituito da lamiera grecata con getto di completamento.

Figura 23. Struttura principale e secondaria



La struttura portante verticale è costituita da 4 pilastri in profili metallici che trovano appoggio su 4 pilastri in opera in c.a. ($R_{ck}=45$ MPa) connessi alla platea di fondazione che presenta, solo in corrispondenza di tali strutture verticali, uno spessore di 150 cm.

In aderenza ad ogni pilastro in c.a. è posizionato un pilastro prefabbricato atto a sostenere le strutture dell'edificio. Ogni coppia di pilastri risulta collegata mediante sia barre laminare a caldo per post tensione, sia barre FeB44k con manicotti filettati; inoltre le due coppie di pilastri in adiacenza all'edificio 2 sono altresì similmente collegate alle pareti dei vani scala mediante barre laminare a caldo per post tensione.

Come si è già detto, lo schema statico del ponte consiste in due travi reticolari principali, collegate tra loro da quattro serie di quattro travi secondarie, opportunamente forate per permettere il passaggio degli impianti; ogni serie di travi secondarie forma, con i montanti delle travi reticolari, telai incastrati ai nodi trasversalmente alle travi principali, posti a distanza 9.25 – 11.65 – 9.25 m. I telai sono collegati alle travi terziarie che reggono i solai. Le travi terziarie, poste ad interasse costante di 2.5 m, sono incernierate alle estremità.

Per quanto concerne la resistenza dell'impianto strutturale alle azioni orizzontali, nel caso specifico la sola azione del vento, questa viene trasferita alle strutture in c.a. dai solai dei livelli 2 e 5 che funzionano a trave (lastra) infinitamente rigida nel loro piano. I solai dei livelli 3 e 4 sono interrotti nella campata centrale da 11.65 m e funzionano a trave-lastra solo nelle campate esterne. Quindi nel settore centrale le vetrate di facciata trasferiscono, a questi livelli, i carichi di vento ai diagonali della trave reticolare principale che hanno sezione ellittica (composta da due tubi semiellittici) con inerzia maggiore trasversalmente ai carichi.

Al fine di consentire le libere deformazioni termiche della struttura in questione, sono previsti opportuni giunti di dilatazione-contrazione: a livello secondo (primo solaio) appoggi scorrevoli, uno unidirezionale e l'altro bidirezionale sul lato con l'edificio 3, mentre sul lato dell'edificio 2 sono previsti appoggi uno fisso ed uno scorrevole unidirezionale, ed a livello quinto (copertura) due vincoli scorrevoli unidirezionali, in modo tale che possano trasmettere correttamente le forze orizzontali in direzione trasversale, causate dall'azione del vento, alle

strutture di controvento degli edifici. Il vincolo tra la carpenteria metallica e la struttura verticale realizzata in c.a. in oper è riportato nella figura 26.

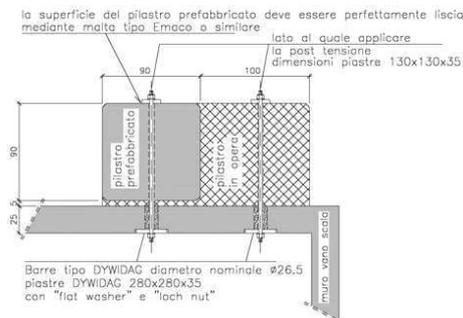


Figura 24. Collegamento con vano scala

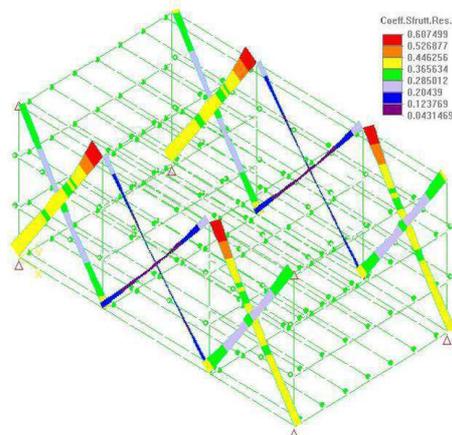


Figura 25. Resistenza dei diagonali ellittici

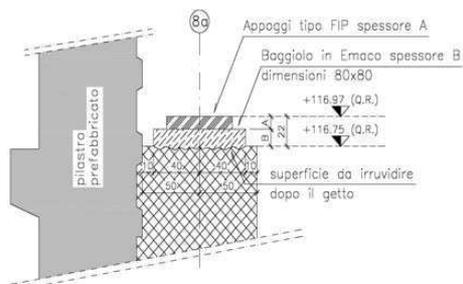


Figura 26. Particolare vincolo carpenteria
Figura 27. Foto aerea Nuova sede SKY Italia (aprile 2008)



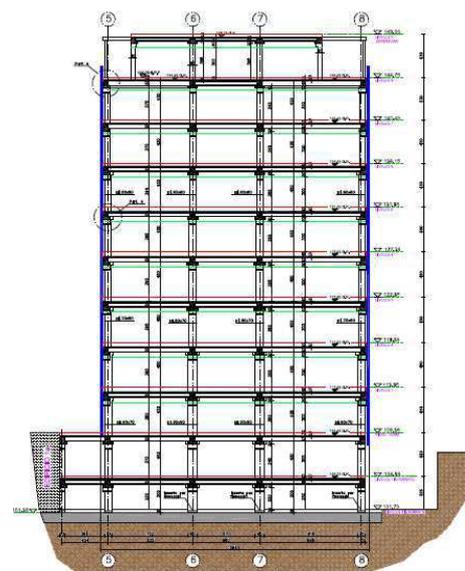
TEMPI DI REALIZZAZIONE

Degne di nota risultano le tempistiche di realizzazione delle opere relative agli edifici 1 e 2, in quanto l'edificio 3 è ancora in fase di costruzione. Le operazioni di getto della platea di fondazione dell'edificio 1 hanno avuto inizio in data 22 marzo 2006.

Realizzati i primi riquadri fondazionali, si è subito proceduto con la realizzazione delle strutture di controvento, mentre era in fase di completamento la platea di fondazione dell'ed. 2.

Per le opere fondazionali sono stati impiegati complessivamente circa 15.700 m³ di cls. I primi pilastri prefabbricati dell'edificio 1 sono stati innalzati in data 14 maggio 2006; a seguire sono stati posizionati i pilastri dell'edificio 2.

In data 20 aprile 2007 venivano concluse le ultime operazioni di getto delle solette collaboranti degli impalcati dell'edificio 2.



Committente:

Milano Santa Giulia S.p.A.,
con la direzione tecnica dell'
Ing. Silvio Bernabè

Progetto Architettonico:

Byron Harford & Associates –
East Sydney

Progetto Strutture in opera e

Direzione Lavori opere strutturali:

MSC Associati S.r.l. – Milano

Progetto Strutture

opere prefabbricate:

Gamma Engineering – Lecco

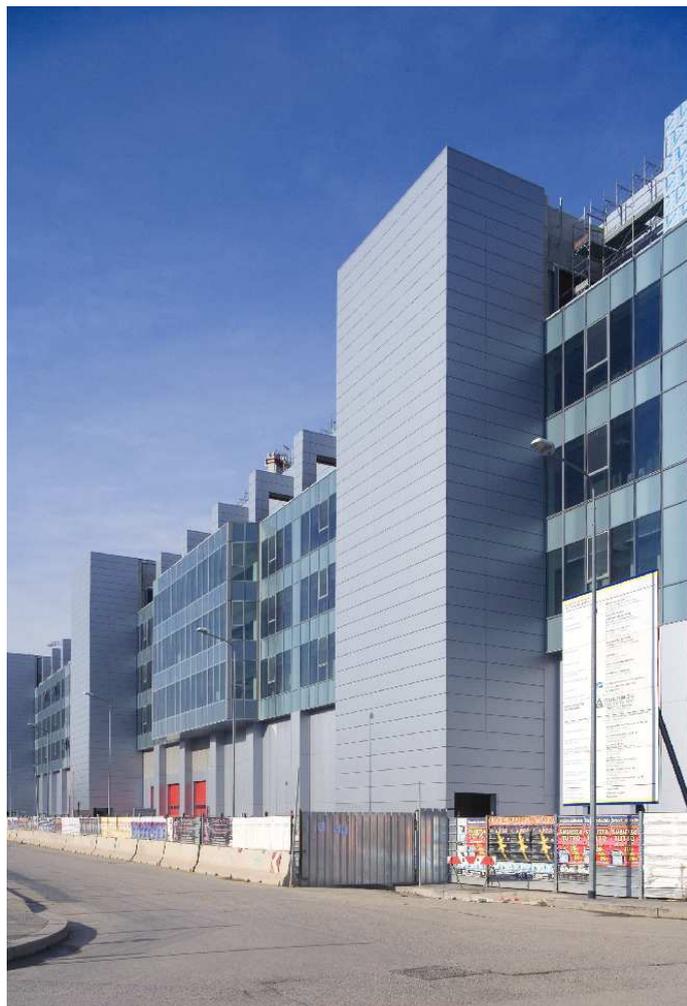
General Contractor:

Colombo Costruzioni S.p.A – Lecco

Direttore tecnico di cantiere:

Geom. L.P. Bertoglio





**PREMI aicap 2009
REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE**

OPERE INFRASTRUTTURALI

**Premio conferito a:
PONTE SUL PO DELLA LINEA AV MI-BO A PIACENZA**

“L’opera rappresenta uno dei pochi esempi di ponti strallati per ferrovie ad alta velocità, ed è il primo realizzato in Italia. Il progetto ha risolto pienamente i problemi connessi ai vincoli di funzionalità dell’esercizio - in particolare alle deformazioni ed agli effetti dinamici conseguenti all’interazione binario-struttura - accentuati dall’obliquità dell’attraversamento, dalla sismicità del sito e dalle difficoltà esecutive in alveo anche per la permanenza della navigazione.”



**La Commissione ha ritenuto inoltre meritevole di menzione:
PONTE DON BOSCO A NAPOLI**

“L’opera merita una menzione, in quanto risolve brillantemente l’inserimento nel contesto urbano, per l’estetica, la funzionalità, la concezione strutturale ed esecutiva.”

OPERA VINCITRICE DEL PREMIO PER LA CATEGORIA INFRASTRUTTURE

PONTE SUL PO DELLA LINEA FERROVIARIA AV/AC BOLOGNA-MILANO



1. PREMESSA

L'attraversamento in oggetto avviene in prossimità di Piacenza, poco a valle dell'attuale ponte dell'autostrada Milano-Napoli.

In questo tratto la distanza tra gli argini maestri è superiore ad 1 Km e l'alveo di magra ha una larghezza di circa 350 m. Due lunghi viadotti di approccio, di tipologia corrente, precedono e seguono questa opera.

Una serie di vincoli ha guidato il progetto, tra i quali i principali hanno riguardato

- (i) la navigabilità,
- (ii) l'erosione del fondo alveo,
- (iii) l'impatto ambientale e
- (iv) la sismicità della zona.

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

portando così la campata principale a 192 m.

La scelta di ridurre il numero di pile in alveo si è rivelata corretta anche nei riguardi dell'elevata erosione prevista, fino a 16 m, che accresce il costo delle fondazioni.

Va infine menzionata la bassa sismicità della zona: le locali analisi di rischio condotte prima dell'emissione della nuova Ordinanza Ministeriale, avevano già indicato un PGA di 0.15 g per un periodo di ritorno di 500 anni.



Rete ferroviaria italiana ad alta velocità

Presentazione tratta da:
 "Linea ferroviaria Alta Velocità Bologna-Milano:
 Ponte strallato sul fiume Po", M.P.Petrangeli,
 G.Traini, L.Evangelista, E.Cipolloni
 Atti delle Giornate AICAP, Salerno, 2007

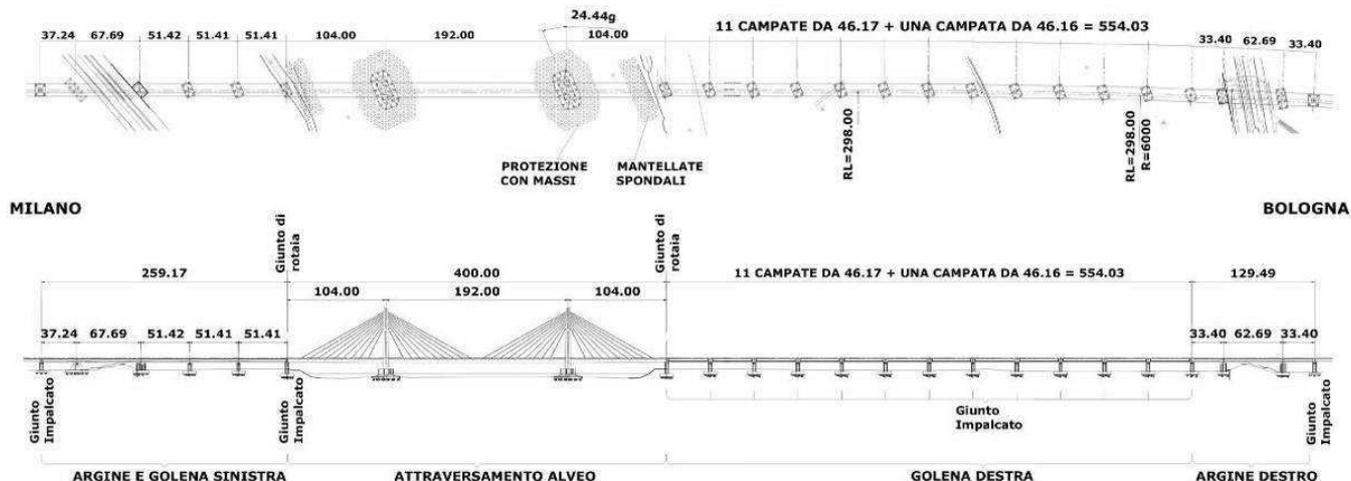


Figura 1 – Pianta e prospetto generale dell'opera

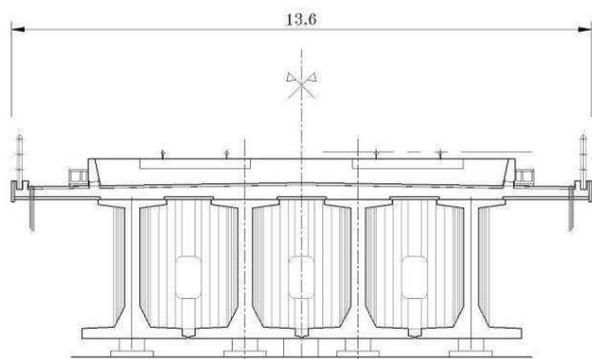


Figura 2a – Sezione impalcato viadotto di golaena
Figura 2b – Un concio testa pila in costruzione



2. CARATTERISTICHE PRINCIPALI DELL'OPERA

2.1 L'impianto generale

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

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

2.2 Scavalco degli argini e viadotto golenale

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

costruiti a sbalzo per conci successivi gettati in opera: in riva sinistra queste campate si prolungano fino alla pila di attacco del ponte strallato, formando così una trave continua a cinque luci: 37- 67.69 -51.40x3.

In riva destra si hanno solo tre luci di 33.40 - 62.70 -33.40. La sezione dell'impalcato è in tutto simile a quella del viadotto in golaena in modo da avere un prospetto unitario per tutto il ponte. (Figg. 2a, b).

2.3 Il ponte strallato

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

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

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

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

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

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

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

Nella parte superiore, ove sono ancorati gli stralli, le torri sono a struttura mista con una scatola interna in acciaio, cui è affidato il compito di assorbire le componenti orizzontali dei tiri negli stralli,

e la parte esterna in calcestruzzo cui vengono trasferite, attraverso i connettori, le componenti verticali.

Questa soluzione, ormai adottata in quasi tutti i ponti strallati di recente costruzione, ha il vantaggio di evitare l'ingorgo delle armature in una zona critica e di facilitare le operazioni di montaggio.

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

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

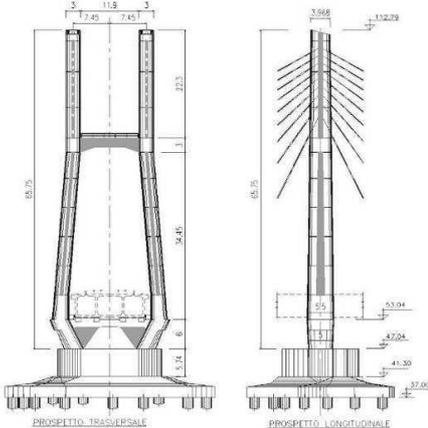
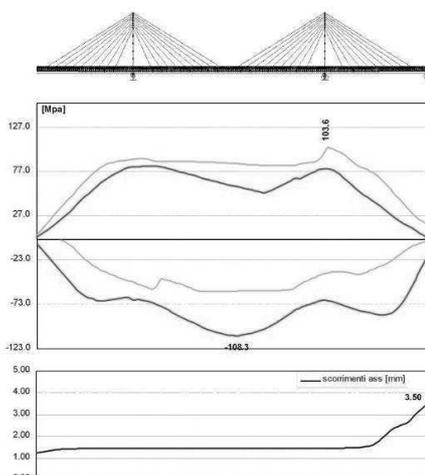


Figura 3 – Prospetti delle torri

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



3. CRITERI PROGETTUALI

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

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

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

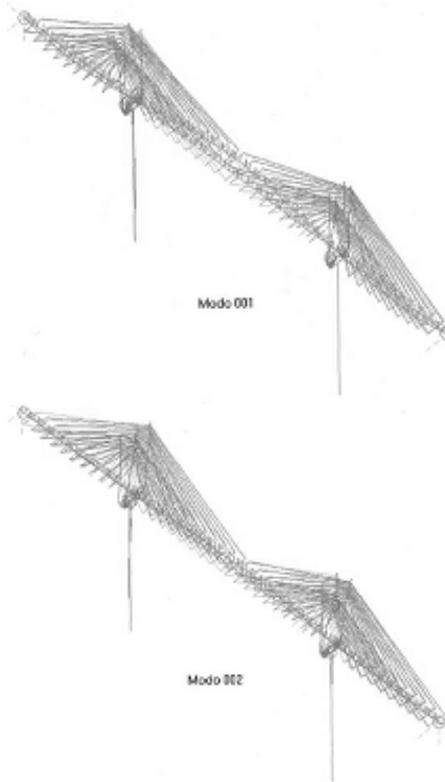


Figura 5 – I primi due modi di vibrazione

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

Per la massima erosione valutata in 16 m, in corrispondenza di una piena con un periodo di ritorno di 500 anni, il ponte rimane in esercizio escludendo le azioni sismiche e considerando solo un binario caricato con il treno di progetto. In questo caso, pur essendo assicurata la sicurezza, non è garantito il comfort dei passeggeri poiché la struttura è molto deformabile.

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

Analisi Dinamiche. Si sono considerati tre differenti treni (ETR 500, TGV, ICE) conducendo le analisi in tre passi:

- (i) un modello semplificato che considera solo forze in movimento ha consentito di individuare i casi più critici per velocità crescenti da 150 a 360 km/h;
- (ii) una analisi globale non lineare, considerando il comportamento dinamico dei veicoli, la loro massa e le irregolarità dei binari, ha consentito di valutare i coefficienti dinamici per i vari elementi strutturali nonché il comfort dei passeggeri;
- (iii) una analisi di interazione dinamica locale nelle zone prossime agli appoggi ed ai giunti ha infine permesso di controllare la sicurezza nei riguardi del deragliamento o del ribaltamento dei treni.

Queste ultime analisi sono state sviluppate solo per ETR 500 e per due velocità: 280 e 360 Km/h (velocità di progetto) in collaborazione con la soc. C.R.M. di Milano.

La massima amplificazione dinamica del momento flettente in mezzzeria della grande luce è risultata di 1,64 mentre quella della freccia, nella stessa sezione, di 1,45. L'accelerazione di picco nella carrozza, per velocità di 360 km/h, è risultata essere di circa 1 m/s^2 and è dovuta principalmente alle irregolarità del binario che sono presenti anche fuori dal ponte. Anche i coefficienti di deragliamento e ribaltamento massimi con giunto aperto e vento laterale sono risultati all'interno dei limiti di tolleranza.

Interazione binario-struttura. Poiché in queste analisi la deformabilità delle fondazioni ha un ruolo importante a causa delle incertezze proprie di questa materia, i calcoli sono stati svolti per due valori limite di questa grandezza, considerando tutte le azioni variabili indicate dalla già citata norma prEN 1991-2.

La figura 4 mostra la tensione massima nella rotaia (sopra) ed lo spostamento longitudinale relativo tra il binario e l'impalcato (sotto), entrambi ben all'interno dei limiti consentiti.

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

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

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

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

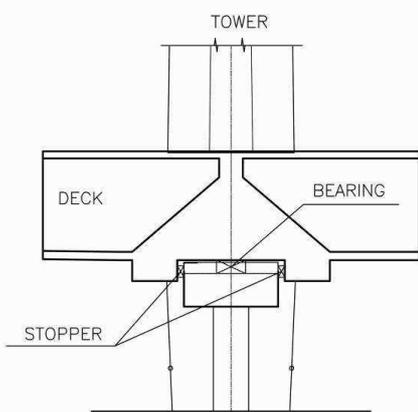


Figura 6 – Schema dei vincoli per l'appoggio fisso

4. MODALITÀ COSTRUTTIVE

4.1 Le fondazioni delle torri

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

Un grosso escavatore, posto su questo impalcato, ha eseguito i pali da 2m di diametro, lunghi 65m con l'acqua ancora

presente all'interno del palancolato. E' stato poi gettato sul fondo un tappo di calcestruzzo magro di 4m di spessore ed infine l'acqua è stata pompata all'esterno. (Fig. 8)

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

4.2 Gli impalcati

Tutti gli impalcati sono stati costruiti a sbalzo per conci successivi gettati in opera (Fig. 9), tranne quelli delle 12 campate a travate appoggiate.

Queste sono costituite da quattro travi prefabbricate a doppio T unite e precomprese trasversalmente in modo da ottenere una sezione scatolare.

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

La tipica sequenza costruttiva era la seguente:

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

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

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

5. PROVE E MODELLI

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

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

b) *prova su modello in scala 1:2 di un concio di impalcato* con blocco di ancoraggio strallo [3].



Figura 7 – Costruzione delle fondazioni in alveo



Figura 8 – Fondazioni dopo il pompaggio dell'acqua

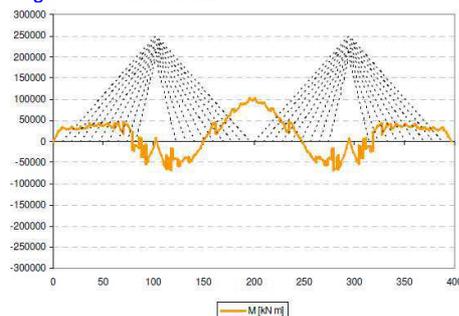


Figura 9 – Costruzione a sbalzo dell'impalcato



Figura 10 – Costruzione dell'impalcato strallato

Figura 11 – Distribuzione del momento flettente



Questa prova è stata condotta in cantiere (Figg. 12a, b, 13a, b) con lo scopo di investigare la diffusione delle tensioni attorno all'ancoraggio; sono stati utilizzati circa 400 estensimetri e si è applicato l'equivalente di una volta e mezzo il massimo carico di esercizio

Gli estensimetri sono stati applicati al modello, distribuiti in maniera appropriata sulle barre, all'interno del calcestruzzo e sulla superficie esterna. Un controllo preliminare sul sistema di misurazione e sulla stabilità della strumentazione si è svolto tramite l'esecuzione di una lettura ogni 15 minuti in assenza di carico.

La tolleranza degli strumenti è stata fissata a $\pm 35\mu\epsilon$; un estensimetro si è considerato affidabile se se ne riscontravano errori minori della tolleranza per un periodo di tempo pari a quello della prova [4].

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

$$\Delta = (0.2 \epsilon_x + \epsilon_0)$$

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

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

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

Queste prove sono state condotte dalla Divisione Strutture (ELSA) del Joint Research Centre (JRC) della Comunità Europea, ed è stata applicata una forza variabile tra 6700 e 7900 KN per due milioni di cicli al modello mostrato nella Figura 14.

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

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

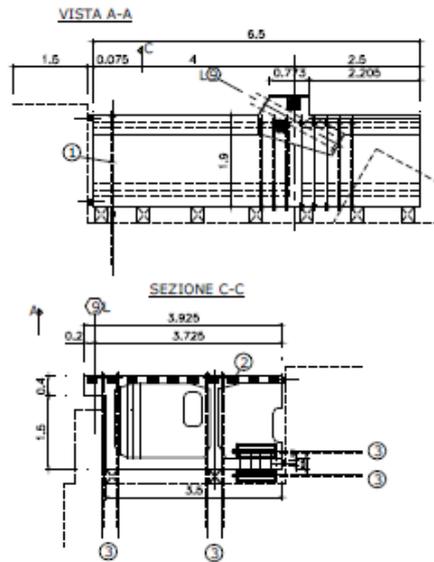


Figure 12a e 12b – Disegni del modello di concio in scala e modello durante le prove



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



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

Uno dei tre campioni è stato sottoposto simultaneamente allo sforzo longitudinale principale e ad uno secondario trasversale che simulasse l'effetto del vento. (Fig. 15) La prova sullo strallo da 55 trefoli è stato condotto con incluse anche tutte le parti non strutturali, quali il grasso dell'ancoraggio, il rivestimento e così via.

Come già detto, inizialmente se ne prevedeva anche l'iniezione con malta di cemento, che era dunque presente nel modello; i risultati ottenuti in queste prove hanno consigliato di eliminarla poiché è risultata avere un effetto negativo sulla vita di protezione del singolo trefolo.

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

d) *prove su un modello in scala 1:50 per la valutazione dell'erosione* (Fig. 16).

Queste prove sono state condotte nel laboratorio di Padova della PROTECNO Srl; il previsto profilo di erosione è stato confermato, mentre l'entità della stessa è stata rilevata inferiore del 20% rispetto alla proiezione teorica.

6. MONITORAGGIO PERMANENTE

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

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

Tutta questa strumentazione è stata utilizzata fin dalle fasi costruttive. I risultati hanno mostrato come la temperatura giochi un ruolo essenziale nella comprensione del comportamento del ponte in queste fasi. Si sono registrate grandi differenze di temperatura non solo tra stralli e impalcato, o tra superfici superiori ed inferiori del cassone, come di consueto, ma anche tra diversi conci.



Figura 14 – Modello in scala reale dell'ancoraggio strallo sulla torre

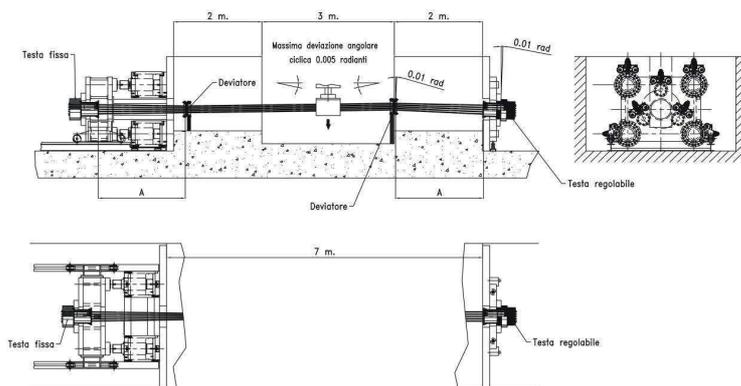
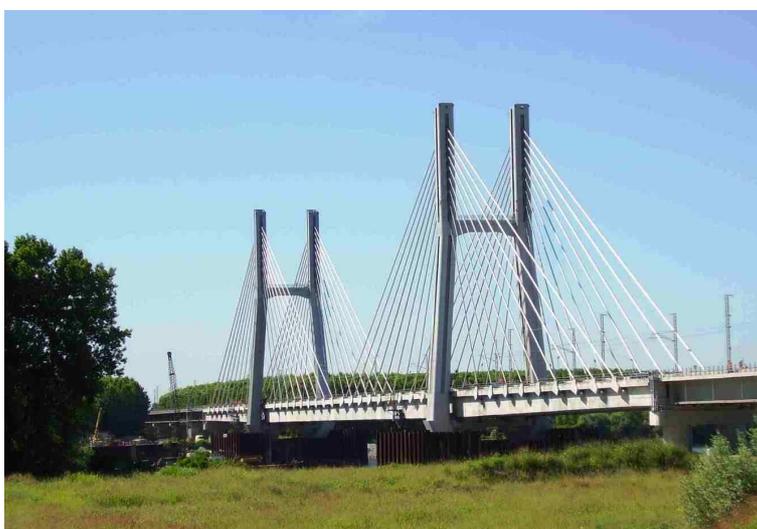


Figura 15 – Schema della prova su strallo con forza trasversale



Figura 16 - Modello per prove idrauliche

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



Ciò è probabilmente dovuto alla diversa circolazione dell'aria all'interno del cassone a seconda della distanza dalla sezione a sbalzo libera.

7. CONCLUSIONI

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

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

BIBLIOGRAFIA

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

Proprietà:

RFI- Rete Ferroviaria Italiana

Concessionaria per la progettazione e la realizzazione della rete AV/AC italiana: TAV SpA

Alta Sorveglianza sulla progettazione e costruzione delle opere: ITALFERR SpA

Progettista:

Prof. Ing. Mario Paolo Petrangeli

General Contractor

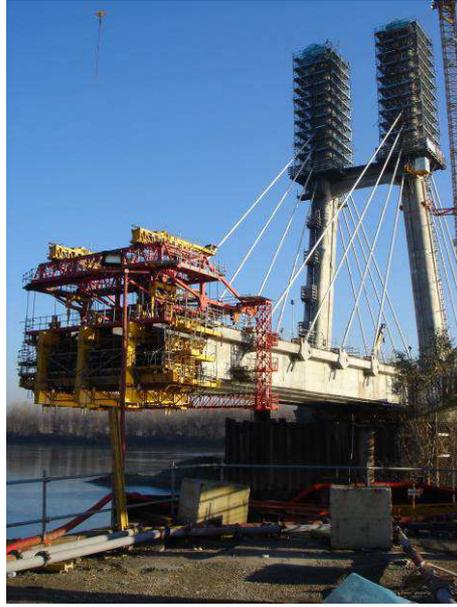
CEPAV UNO- Consorzio ENI per l'Alta Velocità

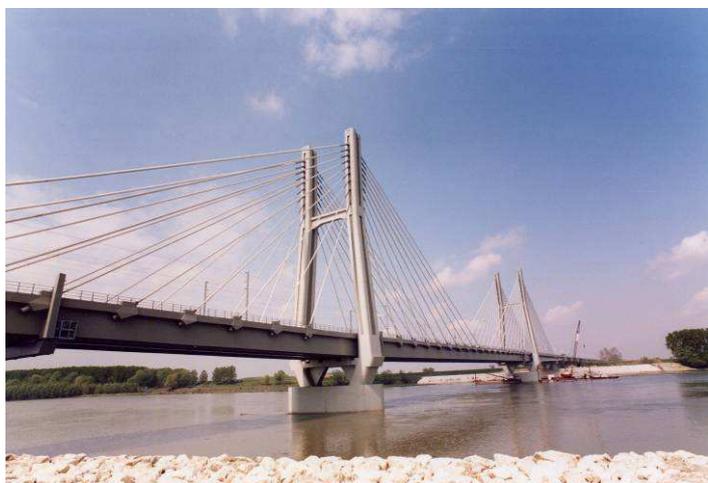
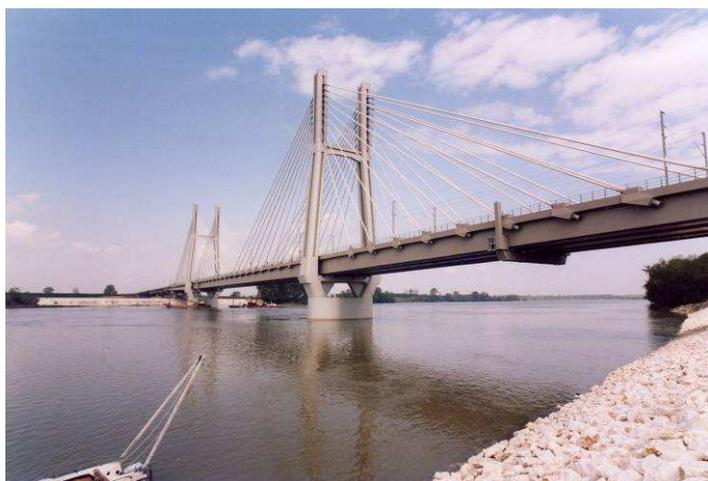
Assegnataria del GC per la costruzione del tratto Milano Fidenza:

A.S.G. Scarl Società consortile costituita da Aquater, Snamprogetti, Grandi Lavori Fincosit.

Data di ultimazione dei lavori:

giugno 2008





OPERA RITENUTA MERITEVOLE DI MENZIONE NELLA CATEGORIA INFRASTRUTTURE

PONTE DON BOSCO A NAPOLI



1. INTRODUZIONE

Il 24 luglio 2006 cominciava la costruzione del nuovo Ponte su via don Bosco e ciò dando inizio alla demolizione del ponte a due campate ad arco che insisteva nella stessa posizione. Le implicazioni sul traffico cittadino erano particolarmente rilevanti come testimoniarono gli interventi della stampa (Fig. 1) in occasione della chiusura della strada. Infatti la localizzazione dell'intervento all'interno del Centro storico di Napoli (Fig. 2) risulta particolarmente significativa in quanto esso insiste su Corso Novara, una delle principali arterie dell'impianto urbano di Napoli all'altezza dell'incrocio con la via don Bosco che costituisce l'accesso alla città dalla zona nord dove risiede l'aeroporto di Capodichino.

Il progetto doveva quindi tenere in debito conto sia le interazioni e complicazioni esistenti in zone ad alta densità abitative (aspetti che verranno trattati in una sezione specifica dell'articolo), che la esigenza di concludere i lavori in tempi estremamente ristretti. In data 10 agosto 2007 veniva completata la opera almeno per consentire la viabilità (seppure con carichi ridotti) sulla via don Bosco. Per il completamento dell'intera opera, comprendendo in esso la soluzione delle interferenze impiantistiche sulla viabilità inferiore, la riqualificazione dell'area circostante il ponte a seguito di variazioni (varianti in termini tecnici) richieste dalla Amministrazione per una migliore contestualizzazione ed inserimento dell'opera, e comprendendo altresì le esigenze di tipo amministrativo per mettere in atto tali variazioni, si è giunti agli inizi del 2009.

Le principali caratteristiche del ponte sono

state presentate nel Convegno AICAP del 2007 [1], unitamente ad alcune delle difficoltà di realizzazione dell'opera, all'epoca non ancora conclusa. Nella presente memoria ci si sofferma sugli aspetti relativi ai materiali utilizzati (calcestruzzo autocompattante con ricettazione particolare, in grado di fornire capacità tali da essere gettato su superfici doppiamente inclinate) anche con riferimento alle esigenze di durabilità e pertanto di protezione delle superfici. A tal fine viene analizzata la soluzione adottata di rivestire tutte le strutture in calcestruzzo con mosaici. Tale scelta, nata da esigenze di protezione e durabilità, ha costituito lo spunto per uno studio dettagliato dell'inserimento urbano dell'opera che ha visto altresì l'intervento artistico sulle superfici a mosaico che coinvolgono il ponte nella sua interezza (spalle, volta e prospetti).

2. INQUADRAMENTO DELL'OPERA

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

Capodichino. Via Don Bosco, dunque, fa parte del percorso che collega la stazione centrale con l'aeroporto. L'antico ponte (Fig. 4), che consentiva a via Don Bosco di attraversare Corso Novara, era costituito da due volte cilindriche su pianta obliqua.

La prima (sulla destra in figura) era una volta semicircolare, mentre la seconda era una volta ribassata, di luce maggiore della prima. Entrambe le volte erano realizzate con mattoni disposti a taglio, tuttavia questi si presentavano differenti sia per dimensioni che per qualità. Nel 1999, nell'ambito di un piano di riqualificazione della zona orientale di Napoli, la sovrelevata di corso Novara veniva smontata, e la strada riacquistava la sua fisionomia originale. Nello stesso periodo, il Comune di Napoli decideva la sostituzione del ponte Don Bosco. La nuova opera sarebbe dovuta essere più leggera, e con una maggiore capacità di traffico veicolare.

Figura 1 – La Repubblica Napoli, 25 luglio 2006



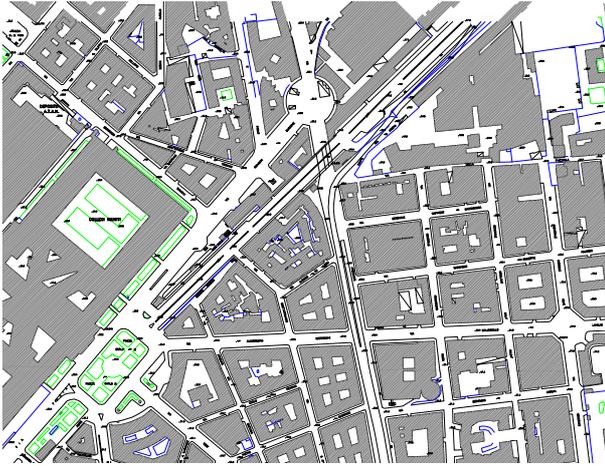


Figura 2 – Pianta dell'area di corso Novara e via Don Bosco e vista aerea del ponte demolito

3. VINCOLI COSTRUTTIVI E DATI PRINCIPALI

3.1 Vincoli costruttivi

A causa della sua posizione all'interno di un'antica area urbana, oggi densamente popolata, il progetto del ponte di via Don Bosco è stato condizionato da molteplici vincoli.

Tra questi un ruolo determinante è stato giocato dalla presenza di sottoservizi (si veda a tal proposito la Fig. 5a), sia al di sotto di corso Novara che sul vecchio ponte. Tra i vincoli che hanno maggiormente condizionato il progetto vi erano:

1. la presenza di due tubazioni da 1000 mm facenti parte della rete di distribuzione idrica (Fig. 4.b); i tubi erano inglobati nei parapetti del vecchio ponte e sono stati sostituiti con un bypass realizzato da quattro tubazioni da 600 mm che attraversano corso Novara in sotterraneo, collegati alla rete mediante una tubazione da 1000 mm; i collegamenti e le saracinesche del bypass sono ospitati in cavità realizzate nelle spalle del nuovo ponte (Fig. 5b);

2. la presenza di edifici in aderenza, alcuni dei quali hanno richiesto interventi di sottofondazione (Fig. 3) durante la realizzazione del ponte; ciò in quanto per la realizzazione delle fondazioni del ponte è stato necessario eseguire scavi in adiacenza agli edifici fino a cinque metri di profondità;
3. la presenza di un collettore fognario scatolare di circa 5 m di base al di sotto di corso Novara (Fig. 4.b e 4.c), che ha reso necessario un getto sequenziale della spalla di monte e delle fondazioni;
4. la presenza di cavi elettrici, di un fascio di 24000 cavi telefonici e di cavi dell'alta tensione; la presenza di questi ultimi non era rilevabile, in fase di progetto, dalla documentazione messa a disposizione dai gestori, e pertanto ha richiesto una modifica in corso d'opera, ossia l'abolizione della soletta di collegamento tra le due spalle: la sua funzione di contenimento degli spostamenti orizzontali delle spalle è stata invece affidata a dei micropali disposti obliquamente tra

ciascuna coppia dei pali della paratia di contenimento (Fig. 5b);

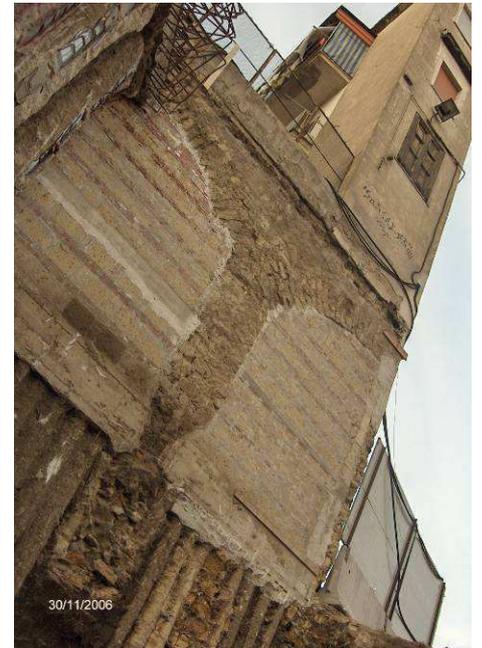


Figura 3 – Interventi su edificio adiacente

Figura 4 – Vecchio ponte





Figura 7 – Armature del cordolo e dell'impalcato, con particolare dei ferri
e vista della fase del getto dell' SCC
Figura 8 – Prova di carico dell'impalcato



Va comunque detto che lo schema strutturale, seppure estremamente ribassato, possiede, a differenza di archi anch'essi molto ribassati (quarto ponte sul Canal Grande di Venezia) una robustezza intrinseca derivante dalla variabilità della sezione.

Infatti, nella ipotesi di perdita di spinta dovuta a cause esterne, il comportamento di due mensole separate è comunque sufficiente a garantire l'equilibrio. Tale condizione di riserva ultima, e quindi di robustezza, è stata tra le idee ispiratrici del progetto.

4. I MATERIALI

Per i vari elementi strutturali del ponte sono state usate diverse tipologie di calcestruzzo, come evidenziato in Tab. 1. In particolare, per quanto riguarda l'impalcato del ponte, elemento caratterizzato da una notevole quantità di armatura, è stato utilizzato un calcestruzzo autocompattante SCC (Self Compacting Concrete) a prestazione garantita, conforme alla norma UNI-EN 206-1 ed alla norma complementare UNI 11040. Le caratteristiche richieste erano di un calcestruzzo con classe di resistenza a compressione C35/45 SCC, classe di esposizione XA3, diametro massimo degli aggregati D_{max} pari a 25mm, classe del contenuto di cloruri Cl 0.20, rapporto acqua cemento A/C ≤ 0.45 , con una resistenza a compressione a 7 e 14gg rispettivamente maggiore di 28 N/mm² e

35 N/mm².

Tale elemento strutturale presenta una duplice inclinazione di circa il 3% per ciascuna delle due direzioni principali in pianta, e ciò ha richiesto la messa a punto e la prova in opera di diverse miscele di materiale, per consentire di scegliere quella dotata di fluidità e viscosità tali da permettere di eseguire senza problemi il getto della soletta inclinata. A tal fine è stata messa a punto una specifica prova per la ricetta particolare della miscela da utilizzare.

La miscela impiegata è costituita da 180kg di acqua, 450 kg di cemento 42.5, 200 kg di filler, 600 kg di sabbia asciutta 0/4 e 650 kg di sabbia lavata 0/4, 100 kg di pietrischetto 0.4/12.5 e 170 kg di pietrisco 12.5/25, 5.5 kg di additivo superfluidificante e 2.5 kg di agente viscosizzante, con valori del rapporto acqua/cemento di 0.40 e del rapporto acqua/finissimi di 0.28

La ricetta base prevedeva 180 kg di acqua, 450 kg di cemento 42.5, 200 kg di filler, 450 kg di sabbia asciutta 0/4 e 650 kg di sabbia lavata 0/4, 100 kg di pietrischetto 0.4/12.5 e 320 kg di pietrisco 12.5/25, 8.0 kg di additivo superfluidificante e 1.5 kg di agente viscosizzante, con un valore del V-Funnel minore di 5" e con un valore dello Slump-flow maggiore di 600 mm.

Sono state provate anche altre miscele, rispetto a quella utilizzata, variando sia il superfluidificante che il viscosizzante ma

lasciando inalterate tutte le altre componenti.

La miscela impiegata presenta un valore del V-Funnel (UNI 11042) di 8" e da un valore dello Slump-flow (UNI 11041) di 550mm: tali valori sono stati utilizzati per la verifica sul campo della corretta ricetta della miscela adoperata.

Per garantire la durabilità dell'opera, inserita come detto in un contesto urbano fortemente antropizzato e caratterizzato da flussi veicolari di notevole entità, si è deciso di procedere al rivestimento delle parti di calcestruzzo in vista.

In particolare è stato scelto di utilizzare un mosaico di vetro semitrasparente di colore bianco con dei decori sulle spalle e sulla volta (Figg. 9-10).

Il rivestimento usato è un mosaico vitreo colorato serie "TREND VITREO", formato da piccole tessere quadrate di dimensione 2x2 cm, per uno spessore di circa 4 mm, bisellate, assemblate su carta o su film trasparente, in dimensioni 31.6 x 31.6 cm e con fuga pari a circa 1 mm.

L'ancoraggio del mosaico è avvenuto con collante poliuretano; per le finiture è stato impiegato un fugante epossidico colorato.

Particolare attenzione è stata posta all'inserimento urbano e alla cura dei dettagli, quali l'utilizzo di un cristallo stratificato di sicurezza in luogo di reti metalliche o pesanti barriere di protezione ai lati dei marciapiedi sul ponte.

Impalcato	C35/45 SCC , D_{max} 16, XA3, A/C \leq 0.45
Spalle	C30/37 SCC , D_{max} 25, XA1, A/C \leq 0.50
Solette flottanti	R_{ck} 300
Zattera fondazione	R_{ck} 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Zattera fondazione	R_{ck} 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Pali della paratia Ø700	R_{ck} 350
Pali di fondazione Ø 1000	R_{ck} 250
Micropali Ø 250, Ø 175, Ø 145	boiaccia per iniezioni in pressione con cemento tipo 425; R_{ck} 250
Struttura sottopasso tubazioni	R_{ck} 300 additivato con superfluidificante a s. volumetrica
Per tutte le altre opere in c.a.	R_{ck} 300

Tabella 1 – Tipologie di calcestruzzo utilizzate

L'intervento è stato poi esteso alla riqualificazione della piazza ricavata dalla demolizione di un palazzina fatiscante ivi presente, ed alla realizzazione di una scala di collegamento tra via Arenaccia e via don Bosco (Fig. 11).

5. L'ARCHITETTURA DEL PONTE: BIANCA COME LA LUCE

L'intervento architettonico sul Ponte di via don Bosco, così come è oggi visibile, nasce all'interno di una vicenda dai contorni sfumati. Imprecisato era il limite dell'intervento dal lato della spalla di valle in direzione di Piazza Carlo III; incognita la possibilità di abbattimento o meno di una vecchia costruzione di pertinenza della linea ferrata della ex Alifana; dubbio il collegamento verticale tra via don Bosco e via Arenaccia da realizzarsi in corrispondenza del nuovo ponte in sostituzione dei ruderi dell'edificio della ex Alifana.

Trasformare la richiesta per il disegno di una balaustra in un piccolo intervento a scala urbana di riqualificazione di un contesto ambientale fortemente degradato è stato, dunque, il fine - non proprio scontato - che tutto il gruppo di progettazione si è posto mentre l'opera, in quanto ponte *strictu sensu*, era già in stato di costruzione.

Sin dai primi schizzi si è tentato di forzare il tema proponendo la nuova balaustra come elemento permeabile rispetto alla città - dal punto di vista visivo - ma al contempo dotato di un proprio significato espressivo e formale - tanto di giorno quanto di notte con un appropriato progetto del sistema d'illuminazione - tale da trasformare un passaggio anonimo lungo un viadotto nell'attraversamento di un luogo dotato di una propria autonoma gradevolezza, soprattutto per coloro che abitano gli edifici ai bordi della strada e normalmente la percorrono non solo in auto ma anche a piedi.

Il nuovo ponte di via don Bosco, realizzato in cemento armato, sorge, infatti, costretto tra palazzi per abitazioni; in particolare dal

lato monte si ha l'ingannevole sensazione che esso si appoggi ad uno di questi edifici. Lentamente dunque il progetto ha incorporato alcune delle questioni che la costruzione del nuovo tratto di viadotto poneva, non solo in quanto disegno della superiore balaustra ma anche di definizione formale dell'intradosso della volta e delle spalle del ponte al fine di precisarne l'autonomia strutturale rispetto ai propri margini. La presenza poi, in corrispondenza del nuovo progetto, alla quota di via Arenaccia, di una serie di attività commerciali minute e di una associazione circoscrizionale, per le attività culturali e di svago delle più giovani generazioni del quartiere, ha reso evidente l'importanza di agire sulla spalla di valle per trasformare la parete sulla quale insiste in una scala di collegamento tra le due quote di via don Bosco e Via Arenaccia. Ciò ha comportato l'abbattimento dei ruderi dell'edificio della ex Alifana, con conseguente ampliamento dello spazio libero del marciapiede, il quale ha assunto in questo tratto la connotazione di un vero e proprio piccolo slargo urbano, di cui si è resa necessaria la progettazione. Nel complesso dunque il progetto architettonico ha riguardato: il sistema balaustra - marciapiedi - illuminazione della parte superiore del ponte; il trattamento di facciata di tutte le parti componenti il ponte e il sistema di illuminazione, nonché la pavimentazione, dei passaggi pedonali al di sotto del ponte; l'inserimento della scala e il ridisegno del muro di contenimento della scala e della strada superiore con la sistemazione del nuovo slargo.

5.1 Il sistema balaustra - marciapiedi - illuminazione della parte superiore del ponte

La nuova balaustra, verso la strada, è costituita da una successione di pannelli in ferro che compongono un disegno variato grazie allo studiato ritmo degli elementi verticali. A questa si affianca verso l'esterno, una sequenza modulare di

pannelli in vetro fissati a montanti a C sempre in ferro. Tra gli elementi orizzontali della balaustra sono collocati, a distanza costante, i pali della luce sagomati come esili torce. Tutto il ferro è verniciato bianco lucido. La pavimentazione dei marciapiedi è realizzata in lastre di pietra lavica.

5.2 Trattamento delle facciate del ponte e relativo sistema d'illuminazione

La scelta di rivestire il ponte con tessere di mosaico ha consentito di dare un carattere molto evidente al nuovo complesso infrastrutturale, rendendolo leggibile dalla strada che lo attraversa anche a grande distanza. I progettisti hanno, in questo caso, messo a punto, con la consulenza di un artista, Mariangela Levita, un disegno astratto di grande dimensione sui toni del nero, grigio e giallo oro su fondo bianco al fine di trasformare il passaggio in una vera e propria *promenade* tra arte e architettura. Il disegno sulla spalle di valle piega poi verso la nuova scala sia per segnare lo spessore delle spalle (6 metri di profondità) sia per suggerire la prosecuzione della passeggiata verso la quota superiore della città. Per l'illuminazione di tutte le facciate del ponte, tanto interne quanto esterne, si è scelto un sistema a luce radente con lunghe strisce di led incorporate nel pavimento dei marciapiedi al di sotto del ponte ed una striscia contenuta nella cornice posta a coronamento dell'arco del ponte stesso, per sottolineare l'esigua dimensione in chiave della nuova struttura in cemento armato, sulle facciate esterne.

5.3 La scala tra via Arenaccia e via don Bosco e la sistemazione del nuovo slargo lungo via Arenaccia

Come già sottolineato il laconico taglio della scala che connette le due quote della città, sottolineato dallo spesso corrimano grigio in pietra serena, diventa l'occasione per ripulire un vecchio muro in tufo fortemente degradato e per

ricomporre il caotico assembramento di ruderi, sterpaglie e rifiuti che incombeva su questo tratto di marciapiedi, pochi anni prima oggetto di riqualificazione complessiva da parte del comune lungo tutta via Arenaccia. Portare a definitivo compimento quella operazione di ripulitura iniziata pochi anni prima grazie allo smantellamento della sopraelevata è stata dunque la strategia messa in atto per l'ampliamento venutosi a creare con l'inserimento del collegamento verticale. Un lungo sedile rivestito in pietra serena incastrato nel muro intonacato di bianco della nuova scala, cui fanno da controcanto nella parte su cui insistevano i vecchi ruderi due sedili a L che abbracciano un albero, che si spera diventi grande e ricco di fiori odorosi e bianchi, sono gli unici elementi introdotti per provare a trasformare questo slargo in piccolo luogo di pausa rispetto all'incalzante movimento circostante, per far giocare i bambini e fare due chiacchiere semplicemente. In sintesi: la protezione delle superfici di

calcestruzzo, e ciò per una durabilità dell'opera, nella ottica della sostenibilità di una opera pubblica, ha costituito lo spunto per un intervento artistico e per un inserimento ottimale della opera infrastrutturale nel contesto urbano dove il ponte diventa un elemento che non dichiara prepotentemente la sua presenza ma che cerca di inserirsi in modo discreto e conforme nelle sue diverse parti. Il mosaico è come un mantello nelle installazioni di Christo, che avvolge tutte le parti del ponte per conferire conformità e continuità; ed il tutto (mosaico, balaustre, pali della illuminazione): bianco come la luce.

6. BIBLIOGRAFIA

[1] De Luca A., De Martino A., Ricciardelli F., Mautone G. (2007) – L'utilizzo di calcestruzzo autocompattante (SSC) per la realizzazione del ponte Don Bosco a Napoli. *Giornate Aicap 2007, 24° Convegno*

Nazionale Salerno, 4 – 6 ottobre. Pagg. 591-598.

- [2] De Luca A., De Martino G., Ricciardelli F. and Mautone G. (2007) – Replacement of ponte Don Bosco: A r. c. variable thickness skew vault in the urban environment. *Arch'2007 5th International Conference of Arch Bridge Madeira Portugal 12 – 14 September 2007.* Pags. 815-830.
- [3] Adão da Fonseca A. (2007) – The Infant Dom Henrique Bridge over the River Douro, at Porto. *Arch'2007 5th International Conference of Arch Bridge Madeira Portugal 12 – 14 September 2007.* Pags. 931 - 960.
- [4] Coppola L. (2007) – *Concretum.* McGraw-Hill.
- [5] Rossetti V. (2003) – Il calcestruzzo, materiali e tecnologia. McGraw-Hill.
- [6] Okamura H., Ouchi M. (2003) – Self-Compacting Concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology, Vol.1, N.1, april 2003,* Pags. 5 - 15.
- [7] UNI 11040 (marzo 2003) – Calcestruzzo autocompattante: specifiche, caratteristiche e controlli.
- [8] UNI-EN 206-1 (ottobre 2001) – Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità.



Committente

Comune di Napoli
Responsabile Unico
del Procedimento
Arch. Giuseppe Pulli

Impresa

A.T.I. Fico Costruzioni s.r.l. –
Amato trivellazioni s.r.l. –
Fico Giuseppe

Fornitore calcestruzzi
IMECAL s.r.l.

Fornitore mosaici
TREND GROUP S.p.A.

Progetto e Direzione Lavori
Prof. Ing. Antonello De Luca

Collaboratori

Ing. Giuseppe Mautone,
Ing. Alfredo Sasso

Consulenza architettonica

Prof. Arch. Fernanda De Maio
Arch. Gianluca Marangi

Consulenza artistica

Mariangela Levita

Fondazioni

Prof. Ing. Carlo Viggiani

Collaudo

Prof. Ing. Roberto Ramasco

La costruzione del nuovo ponte è iniziata nel luglio 2006, il completamento è avvenuto nel 2009.

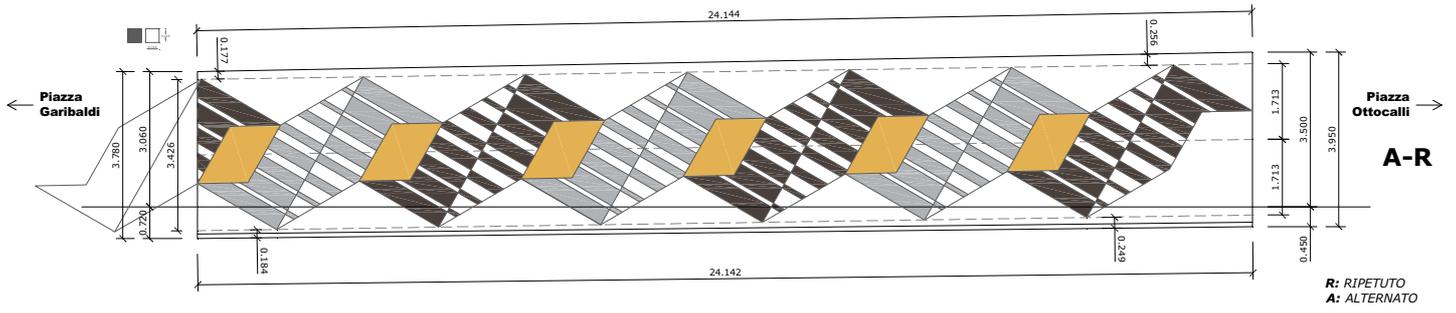


Figura 9 – Disegno del rivestimento della spalla lato valle

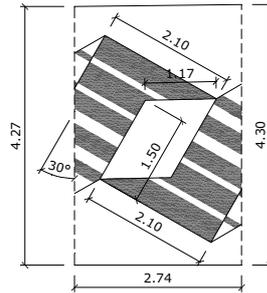


Figura 10 – Particolari del decoro della spalla di valle con risvolto sulla scala

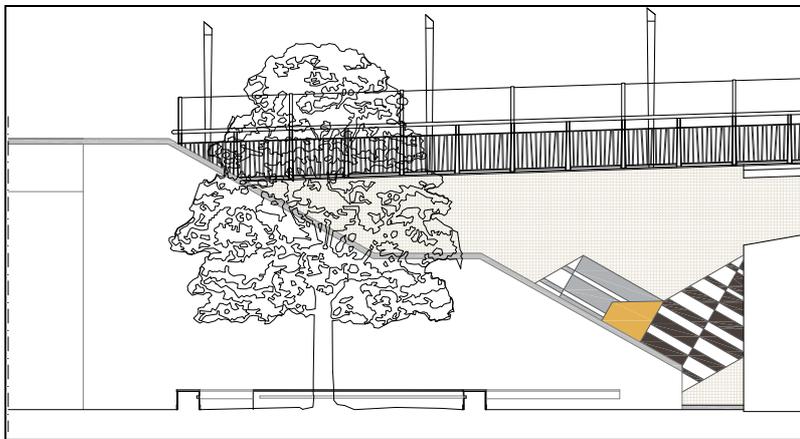
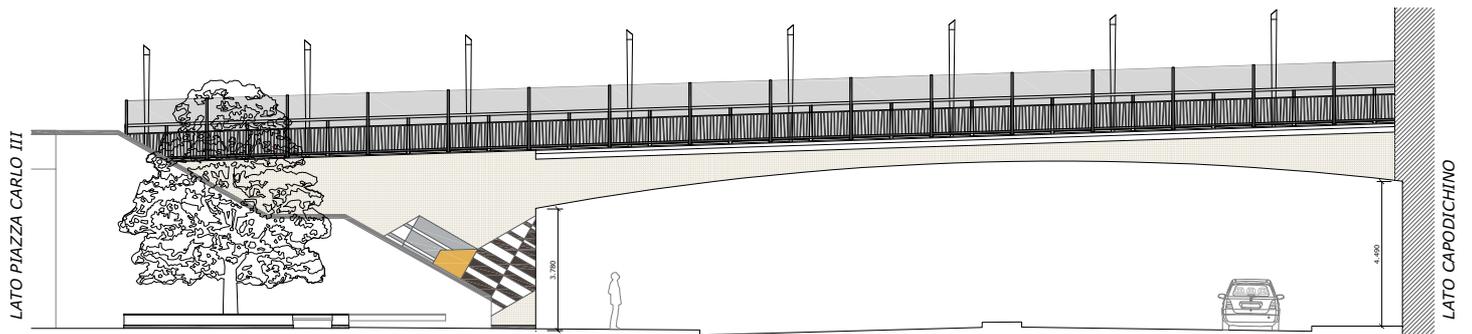
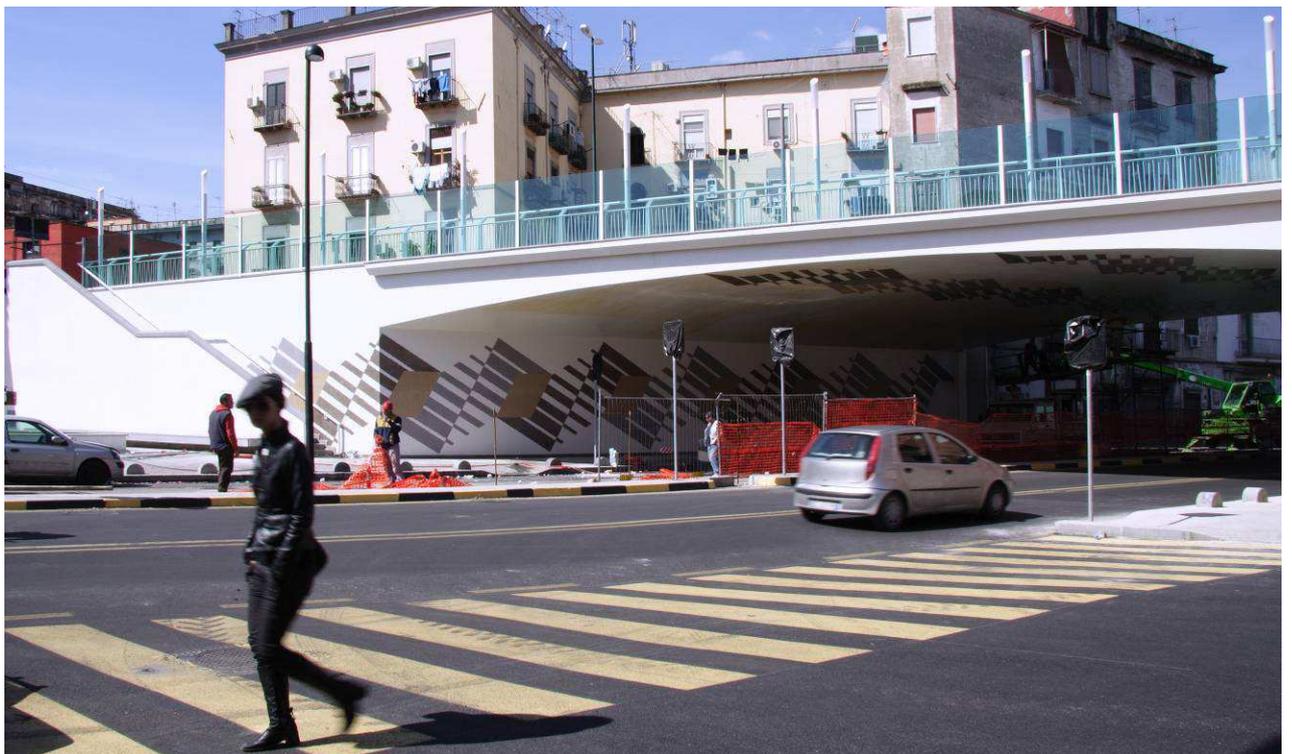


Figura 11 - Disegno e foto del rivestimento della scala di collegamento tra via Arenaccia e via don Bosco

Figura 12 - Disegno del rivestimento del prospetto lato piazza Garibaldi





PONTE STRALLATO SUL RIO POTENGI A NATAL - BRASILE



*Vista d'insieme
del ponte strallato
e del viadotto d'accesso
verso Redinha, sulla riva nord.*

1. INTRODUZIONE

All'estremità nord della città di Natal, capitale dello Stato del Rio Grande do Norte nel Nordest Brasile, è stato recentemente completato un nuovo ponte che unisce le rive del rio Potengi, nei pressi della sua foce nell'Oceano Atlantico.

Il ponte è stato inaugurato nel dicembre 2007. La governatrice Wilma de Faria gli ha dato il nome di Ponte de Todos-Newton Navarro, in onore dell'omonimo artista originario di Natal, che fu un importante poeta, scrittore e pittore.

La nuova opera consentirà l'espansione dell'area urbana verso il litorale nord, al di là del rio Potengi, con positive ricadute per lo sviluppo economico della città e soprattutto della popolazione delle nuove aree ora raggiunte, aree di grande pregio naturale e di forte valenza turistica.

La presenza del porto cittadino all'interno della foce del rio Potengi ha imposto un'altezza del piano stradale compatibile con il transito di grandi imbarcazioni, ed in particolare delle navi che collegano Natal con la splendida isola Fernando di Noronha, distante 300 km, in mezzo all'oceano.

La necessità di un nuovo attraversamento che collegasse direttamente la città di

Natal con la zona di Redinha era sentita da oltre un decennio; ma solo nel 2004 fu possibile avviare concretamente il progetto la cui realizzazione è stata completata nell'arco di quattro anni.

Il nuovo ponte comprende due viadotti d'accesso ed un ponte strallato centrale. Lo sviluppo totale dell'attraversamento è di 1782 m.

I viadotti d'accesso si sviluppano su luci di 43.20 m con pile binate, pulvini e travate formate dall'accoppiamento di travi prefabbricate a piè d'opera in cap.

Il ponte strallato principale, presenta una luce centrale di 212 m e due campate laterali di 94 m, per una lunghezza totale di 400 m.

L'impalcato scavalca il rio Potengi ad una altezza di 58 m per consentire l'attraversamento di grandi imbarcazioni.

Consente il transito di quattro piste stradali, oltre a due piste di emergenza e due percorsi pedonali, con una larghezza di 24.30 m.

2. ARCHITETTURA

La struttura è interamente realizzata in calcestruzzo precompresso ed è caratterizzata da una elevata snellezza strutturale.

La morfologia del ponte è impostata a

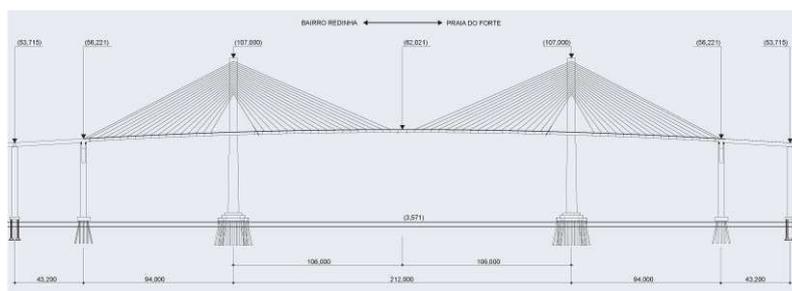
criteri di semplicità e simmetria strutturale, ricercando un corretto equilibrio formale tra le masse strutturali degli elementi, che si elevano al di sopra del piano stradale e che ad esso forniscono il sistema di sospensione, e quelli sottostanti, che ne garantiscono il sistema d'appoggio.

L'impalcato è formato da una coppia di travi laterali, una serie di traversi ed una soletta in calcestruzzo.

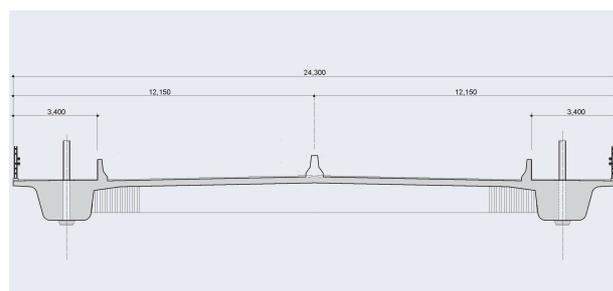
Le pile e le antenne, all'incirca della medesima altezza, sono collegate a livello dell'impalcato da un grande traverso che conferisce rigidità al sistema trasversale configurandone una caratteristica sagoma ad H.

L'insieme strutturale formato dai suoi elementi principali (pile - antenne - travi e stralli) è organizzato su una coppia di piani paralleli che evidenziano visivamente le caratteristiche di equilibrio e simmetria della struttura trasmettendo all'osservatore l'immagine di due grandi vele trasparenti a cui è sospeso il collegamento stradale.

I viadotti d'accesso hanno il medesimo schema di pile binate del ponte principale; l'altezza delle travi d'impalcato è dello stesso ordine di grandezza di quella dell'impalcato sospeso.



Profilo longitudinale



Sezione trasversale dell'impalcato

Con una altezza delle antenne di 107 m sopra il mare il ponte di Natal rappresenta il ponte più alto, oltre che il maggior ponte urbano, del Brasile di oggi.

3. CONCEZIONE STRUTTURALE

La struttura principale del ponte è individuata, quindi da due piani paralleli e verticali nei quali sono ubicati gli elementi strutturali principali: plinti-pile-antenne-stralli e travi principali d'impalcato.

L'impalcato è solidale con gli elementi verticali a cui è appoggiato e sospeso, cioè i fusti delle pile e le antenne, e risulta quindi continuo tra le due pile d'ormeggio. La struttura può essere vista, nel piano longitudinale, come un grande portale a tre luci i cui traversi sono irrigiditi e sostenuti dal sistema stralli-antenne.

Nel piano trasversale la struttura è ancora caratterizzata dalla completa continuità strutturale. Il complesso pile-antenne è infatti configurato come un telaio ad H.

Il sistema delle pile d'ormeggio è invece configurato a portali semplici, con traversi di sommità di grande altezza e rigidità.

Lo schema illustrato è quindi caratterizzato dalla piena solidarietà tra gli elementi strutturali e consente di ottenere la massima rigidità strutturale sia nelle fasi di costruzione, ed in particolare nelle fasi in cui devono risultare ben stabili i due grandi doppi cantilever con sbalzi prossimi ai 100 m, che in esercizio. Consente anche di evitare articolazioni tra impalcato e pile, le quali comportano discreti problemi tecnici e non trascurabile impegno per la relativa ispezione e manutenzione.

Va detto che lo schema realizzato è stato reso possibile dalla grande altezza dell'impalcato che ha fornito la necessaria flessibilità longitudinale alle pile, tale da assorbire le sollecitazioni indotte dalle variazioni termiche e, soprattutto, dal ritiro e dalle deformazioni viscosse del calcestruzzo.

Va anche osservato che, dualmente, la elevata altezza ha reso necessaria, o quantomeno molto opportuna, la massima rigidità strutturale fornita dall'incastro longitudinale e trasversale tra pila-antenna

ed impalcato.

Ciò nondimeno, lo schema adottato era già stato da noi utilizzato con successo in un ponte strallato con luce di 200 m e altezza sull'acqua di 23 m, costruito sul fiume Sergipe presso la città di Aracaju, ancora in Brasile [1]. In questo caso le pile, allo scopo di ottenere la rigidità flessionale ottimale, furono realizzate con uno schema a doppia lama.

4. ELEMENTI COSTRUTTIVI

Le fondazioni del ponte sono realizzate con plinti a spessore variabile impostati su pali di calcestruzzo gettato in tubi d'acciaio del diametro di 1.80 m con lunghezze di 45 m, in terreno prevalentemente granulare.

Le pile sono costituite da fusti scatolari in calcestruzzo armato.

Le pile principali sono bicellulari, con spigoli esterni arrotondati. Ciascuna coppia di pile è collegata da un traversone a parete piena, munito di ampi raccordi circolari d'estremità, e a cui è stata applicata in differenti fasi durante la costruzione una precompressione longitudinale.

Le pile d'ormeggio sono monocellulari e sono precomprese verticalmente. Precompresso è anche il traversone di sommità, ove è realizzato l'attacco dell'estremità dell'impalcato e l'alloggiamento per gli appoggi della adiacente campata del viadotto.

Le antenne sono cave, prismatiche, relativamente snelle nel piano trasversale, con sezione formata dallo sviluppo di un rettangolo allungato in direzione longitudinale, con i due lati maggiori formanti due superfici convesse.

La sezione è fortemente armata verticalmente; la zona degli ancoraggi degli stralli è precompressa trasversalmente.

L'impalcato è composto da una coppia di travi longitudinali, con interasse reciproco di 20 m, complanari con pile antenne e stralli, a sezione trapezoidale piena, con sbalzi laterali e spigoli arrotondati.

Questo tipo di sezione d'impalcato era stato adottato nel progetto del ponte sul

rio Guamà, nello Stato del Parà – Brasile nel 2000-2002 [2], [3] e si era dimostrata efficace in termini di efficienza strutturale e di praticità esecutiva per vari motivi.

L'assenza di casseri interni per la realizzazione delle travi, l'aver cioè evitato travi a cassone, semplifica molto la costruzione. Inoltre la presenza di spigoli arrotondati nella conformazione delle travi comporta vantaggi sia di ordine tecnico che formale. Innanzitutto evita concentrazioni di tensioni termiche nelle zone degli spigoli; in secondo luogo migliora le caratteristiche aerodinamiche dell'impalcato e conferisce ad esso una forma meno rigida e più naturale, sfruttando peraltro una opportunità che la costruzione in calcestruzzo, in cui la forma è ben facilmente modellabile, generosamente concede.

Le travi longitudinali sono collegate da una serie di travi trasversali che sostengono la soletta, e che sono precomprese con coppie di cavi parabolici.

Le travi longitudinali sono precomprese da un sistema di cavi longitudinali previsti per le fasi esecutive e da una serie di cavi longitudinali installati in parte prima e in parte dopo la chiusura in chiave.

Allo scopo di garantire l'equilibrio dell'impalcato e delle antenne durante la costruzione a sbalzo, pur con campate di riva più corte della semicampata centrale, il peso proprio della campata centrale e delle campate di riva è stato differenziato, aumentando quello delle campate laterali e ottenendo una generale ottimizzazione nei tiri degli stralli, nei momenti d'impalcato e nelle reazioni degli stralli d'ormeggio.

Gli stralli sono costituiti dall'accoppiamento di trefoli paralleli con diametro di 15.7 mm, zincati e viplati e protetti esternamente da tubi in HDPE con superficie irruvidita da risalti elicoidali. Gli ancoraggi sull'impalcato sono disposti al passo di 5 m, corrispondente alla lunghezza dei conci.

L'alloggiamento degli stralli nell'impalcato avviene attraverso la predisposizione di tubi forma in acciaio, ed il trasferimento

del carico avviene in modo quanto mai diretto e semplice, insistendo le piastre di contrasto su una struttura piena, resistente e rigida.

Il sistema delle forze principali, che equilibrano i carichi verticali attraverso i triangoli d'equilibrio formati dalle trazioni degli stralli e dalle compressioni delle antenne e delle travi d'impalcato, risultano, per i motivi sopra illustrati, tutti contenuti nel medesimo piano. Ed è questa planarità degli sforzi principali che ha reso non necessaria la realizzazione di traversoni di collegamento superiore tra le antenne.

5. AERODINAMICA

Nella zona del ponte spira con grande frequenza un vento sui 15 ÷ 18 nodi al livello del mare, proveniente da Sud Est (circa 180 giorni dalla direzione SE, 100 giorni da Est e 50 da Sud). Le velocità a livello impalcato e in sommità delle torri sono sensibilmente maggiori, così come, naturalmente, le velocità del vento di progetto (pari a 45 m/sec).

La direzione del vento prevalente corrisponde sostanzialmente all'allineamento longitudinale del ponte e l'assenza di traversoni in sommità delle pile evita un significativo carico orizzontale, ubicato a grande altezza, pressoché permanente. Le sezioni delle antenne sono state conformate con sagoma allungata e profilata per minimizzare le medesime azioni e per migliorarne il comportamento nei confronti dell'azione delle scie di vortici e della turbolenza atmosferica (von Karman e buffeting).

In ogni caso l'attenzione progettuale si è rivolta anche, e approfonditamente, alle azioni trasversali all'asse dell'impalcato.

Alla forma della sezione sono state attribuite preliminarmente, in fase di progetto, buone caratteristiche aerodinamiche attraverso la scelta di sezioni trapezoidali con sbalzi d'estremità e con raccordi curvilinei.

La stabilità aerodinamica è stata quindi verificata, per l'esercizio e per la costruzione, con metodi teorici: analisi di buffeting e di flutter utilizzando le caratteristiche aerodinamiche di sezioni di tipo analogo, indagate in precedenti campagne aerodinamiche descritte in [2] e [3].

I risultati di tali analisi sono stati successivamente verificati effettuando una campagna di prove, sviluppata da LSE- Laboratorio de Sistemas Estruturais presso il tunnel del vento dell'IPT di San Paolo, con test su modelli aeroelastici sezionali, per varie incidenze e gradi di smorzamento.

Tali verifiche confermarono le ipotesi di progetto, evidenziando peraltro la sensibile influenza delle barriere stradali e dei parapetti sul comportamento aerodinamico in esercizio.

Analoghe verifiche, di buffeting e di risposta alle scie di vortici, sono state effettuate per le antenne.

6. PROGETTO

Il progetto del ponte ha previsto una serie di analisi statiche e dinamiche e le verifiche agli stati limite di servizio e ultimi previsti dalla normativa brasiliana.

Le analisi statiche prevedono l'analisi passo-passo delle fasi esecutive considerando i fenomeni viscosi in conformità con le raccomandazioni CEB-FIP (Model Code 90). Sono state altresì considerate le non linearità dei materiali e gli effetti del secondo ordine geometrico sia per l'analisi del comportamento flessionale dell'impalcato che, soprattutto, per l'analisi della stabilità delle antenne e della stabilità in fase di costruzione dell'insieme pile - antenne - impalcato a sbalzo.

E' stata considerata, in particolare, l'azione della turbolenza del vento e della variabilità della sua distribuzione nello spazio, calcolando ad esempio i massimi momenti torcenti sulla pila per effetto dell'eccentricità orizzontale e della componente dinamica dell'azione globale del vento.

La zona in cui sorge il ponte è moderatamente sismica e di conseguenza sono state effettuate analisi sismiche che tuttavia, in considerazione degli elevati periodi di oscillazione per i primi modi, hanno evidenziato sollecitazioni di calcolo non superiori a quelle indotte dal vento.

Per le verifiche agli stati limite ultimi sono state considerate le caratteristiche di sollecitazione calcolate per i carichi amplificati dei coefficienti ponderali e valutate nell'ambito di una analisi non lineare, tenendo conto quindi delle amplificazioni indotte dalle imperfezioni iniziali di progetto, dalle non linearità geometriche e dalle riduzioni di rigidità del materiale all'aumentare delle sollecitazioni.

Durante la costruzione la geometria delle antenne è stata costantemente controllata per risultare, con adeguato margine, all'interno delle tolleranze esecutive corrispondenti alle imperfezioni iniziali di progetto.

Per le verifiche agli stati limite di servizio, tra le altre condizioni, particolarmente determinante ed importante risultava quella relativa alla fessurazione, che consisteva nel garantire lo stato limite di

decompressione per combinazioni di carico quasi permanente (permanenti insieme a ritiro, creep, variazioni termiche ed il 40% dei carichi mobili) e quelle di formazione delle fessure per la combinazione frequente, in cui si considera l'80% dei carichi mobili. Inoltre sono state limitate le ampiezze delle fessure per la combinazione rara, con l'intero carico mobile.

7. COSTRUZIONE

La costruzione di pali e fondazioni ha seguito fasi esecutive relativamente tipiche: palificazioni, vincolo delle teste dei pali e realizzazione di piani di lavoro e cassaforme, armature e getti per fasi dei grandi plinti, approntamento di cantieri intermedi sugli estradossi dei plinti stessi.

Le pile principali sono state realizzate con cassaforme rampanti, come è pratica consolidata e ben specializzata in Brasile; le antenne con cassaforme rampanti e casseri a ripresa nella parte superiore.

Una speciale struttura metallica è stata prevista in testa-antenna per garantire la corretta geometria dei tubi forma.

I conci d'impalcato in corrispondenza delle pile, i cosiddetti conci di testa-pila, sono stati gettati con l'ausilio di cassaforme e strutture a sbalzo vincolate alla sommità delle pile ed ai traversi. Le mensole utilizzate per il supporto di tali strutture rimangono a testimoniare questa fase esecutiva, tanto delicata quanto, in genere, critica in termini di programmazione dei lavori.

I conci tipici d'impalcato sono stati realizzati con getti in opera utilizzando quattro coppie di tralicci autovaranti superiori con cassetta inferiore sospesa.

La verticalità di pile e antenne, e l'assenza di traversi superiori hanno senz'altro semplificato, o comunque reso meno complicata, l'esecuzione di pile e antenne a grande altezza e con strette tolleranze esecutive.

La planarità del sistema stralli- travi- antenne ha certamente reso meno onerosa l'attività di posizionamento dei tubi-forma su impalcato e antenne, ed ha soprattutto consentito di minimizzare gli inevitabili errori nella geometria di posizionamento.

Si ritiene infatti, ed è stato uno dei principali criteri progettuali adottati nel ponte qui presentato, che ove sia possibile ottenere progettualmente una semplificazione dei processi esecutivi, là si consegue un importante miglioramento nella qualità del risultato finale, nella sicurezza del lavoro e nell'economia della costruzione.

Il ciclo costruttivo tipico dell'impalcato comprendeva per ciascun concio numerose fasi:

- avanzamento e calibrazione dell'attrezzatura di getto
- posa del ferro, delle guaine, degli ancoraggi e dei cavi
- posa dei tubi-forma
- getti
- precompressione longitudinale e trasversale
- installazione degli stralli e loro tensionamento.

La sequenza e la interazione tra queste fasi, a loro volta differenziate in varie sottofasi, è un elemento chiave per un corretto e rapido avanzamento della costruzione.

Attraverso uno studio attento ed una forte interazione col cantiere tali sequenze sono state alquanto affinate consentendo di ottenere il soddisfacente risultato di realizzare, a regime, un concio della superficie di circa 120 m² ogni settimana.

Uno studio analitico e dettagliato delle fasi esecutive è stato sviluppato per determinare le posizioni dei casseri e i tiri da applicare agli stralli in tutte le fasi programmate. Questa attività di ingegneria di costruzione, tuttavia, non è stata implementata secondo uno schema rigido e statico, bensì flessibile e dinamico. Infatti la costruzione reale, sempre differente in qualche misura dalla programmazione iniziale, ha naturalmente comportato la richiesta di continui adattamenti in virtù delle inevitabili tolleranze nelle operazioni di cantiere: misure, posizionamenti, applicazioni di forze, delle variazioni delle condizioni ambientali (vento e temperatura) e dei miglioramenti ai cicli produttivi proposti in vari momenti dal cantiere.

La costruzione dell'impalcato è dunque avvenuta su quattro fronti paralleli, raggiungendo prima le pile d'ormeggio e realizzando la chiusura dei giunti laterali, e successivamente realizzando la chiusura in chiave, giuntando i due grandi sbalzi lunghi 105 m ciascuno.

La chiusura in chiave è stata preceduta dall'applicazione, mediante martinetti disposti nel giunto centrale, di una coazione longitudinale, atta a contrastare le sollecitazioni e le deformazioni a lungo termine indotte da ritiro e viscosità.

Tale coazione, seppur mitigata sensibilmente dalla viscosità del calcestruzzo, risulta comunque positiva ed efficace per ridurre lo stato tensionale a lungo termine, per mantenere uno stato di compressione per carichi frequenti in tutti gli elementi strutturali, e per ottenere a tempo infinito la geometria di progetto e la

configurazione verticale delle antenne.

8. MONITORAGGIO

Durante la costruzione del ponte è stato allestito un sistema di monitoraggio strutturale, sviluppato e gestito dalla LSE di San Paolo, che ha consentito di conoscere in tempo reale i parametri necessari per tenere sotto controllo la geometria e la statica della struttura durante le fasi esecutive.

Venivano rilevati in tempo reale, analizzati e resi disponibili, i dati relativi alle condizioni ambientali (temperature, velocità e direzione del vento), alla geometria (spostamenti di impalcato e antenna), alle azioni negli elementi strutturali (forze negli stralli), misurate con celle di carico disposte in ciascun ancoraggio.

Questo sistema di monitoraggio si è rilevato estremamente utile durante tutta l'esecuzione del ponte per consentire il rapido progresso della costruzione ed un reale controllo delle condizioni tensionali e della geometria, entrambi in continua e rapida evoluzione. Esso è attualmente ancora installato e viene utilizzato per il controllo periodico dei vari parametri nell'ambito di un protocollo di ispezione e manutenzione programmata.

9. CONCLUSIONI

Il nuovo ponte sul rio Potengi nasce da un progetto che ha voluto integrare e coniugare elementi di essenzialità formale con l'obiettivo di realizzare una struttura integrale, durevole, efficiente staticamente e di ridotta manutenzione.

La costruzione, malgrado le condizioni ambientali non siano state facili soprattutto alle maggiori altezze, si è sviluppata in maniera fluida e soddisfacente, realizzando una infrastruttura di grande utilità per lo sviluppo del litorale nord e della comunità di Natal.

Riferimenti bibliografici

- [1] DMA - Il ponte sul rio Sergipe ad Aracaju – sito www.demiranda.it; Le Strade- giugno 2008.
- [2] M. de Miranda - Il ponte strallato sul rio Guamã – Strade e Autostrade – n.4-2005
- [3] M. de Miranda - A new cable stayed bridge over the Guamã river in Brazil – Structural Engineering Journal – n.3-2003

Crediti fotografie:

Alex Fernandez per le foto n.6, 10, 13, 14, 15; DMA per le rimanenti.

Riconoscimenti

Il ponte è stato realizzato dal Consorzio formato dalle imprese brasiliane Queiroz Galvão e Construbase di San Paolo; i servizi di realizzazione dell'impalcato, includendo la fornitura, l'installazione ed il tensionamento della precompressione e degli stralli nonché di tutte le attrezzature per la realizzazione degli impalcati sono stati eseguiti da Protende (San Paolo) con tecnologia Protende-Tensacciai.

Il progetto dei viadotti d'accesso è stato elaborato dalla CAF – Engenharia di base a Curitiba- Brasil, e il progetto geometrico –stradale dalla Engecal, basata a Natal-Brasil.

La direzione del progetto è stata gestita dall'ing. Alex Barros de Sá, della Protende di San Paolo.

Il coordinamento e la Direzione dei Lavori sono stati a carico del SIN – Secretaria da Infra Estrutura do Estado do Rio Grande do Norte.

Il progetto del ponte strallato è di Mario de Miranda ed è stato sviluppato dallo Studio De Miranda Associati, con la partecipazione degli ingegneri Elena Gnechchi Ruscone, Alessandro De Palma, Luigi Origone e Fabio Pigni, con la supervisione di Fabrizio de Miranda, e con gli elaborati grafici di cantiere redatti da Enescil Engenharia di San Paolo.

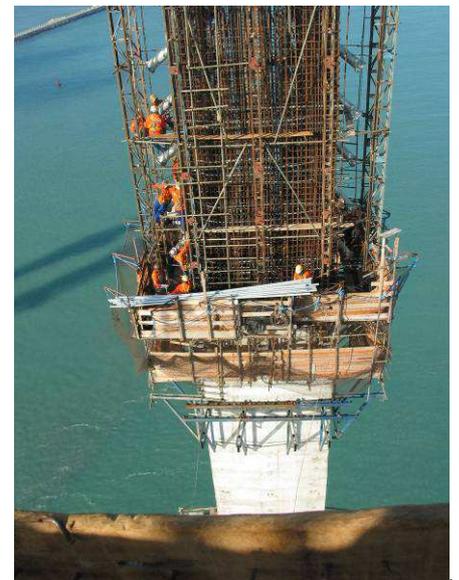
Il ponte ed i viadotti d'accesso, che presentano complessivamente una superficie totale di 39200 mq, sono stati completati nell'agosto 2007 con una durata dei lavori di circa 30 mesi.



Costruzione delle pile del viadotto e delle pile d'ormeggio del ponte

Costruzione delle pile centrali.

Preparazione delle armature e posa dei tubi-forma superiori prima del getto di un cono della sommità dell'antenna.



Avanzamento a sbalzo, su quattro fronti, dell'impalcato strallato.





Una fase delicata: poco prima di raggiungere le pile d'ormeggio le due semistrutture presentano la massima flessibilità e sensibilità al vento per oscillazioni verticali e torsionali nel piano orizzontale, ed ai carichi verticali squilibrati durante il getto dei conchi d'impalcato.





Prosegue la costruzione a sbalzo, e parallelamente l'esecuzione delle barriere stradali e delle finiture

Le due attrezzature di getto contrapposte nelle ultime fasi di costruzione dell'impalcato. Agli stralli è stata data una colorazione che ne evidenziasse la percezione visiva e l'orditura planare



Prima e dopo la chiusura del concio in chiave.

Il getto del concio centrale è stato preceduto dalla applicazione di una presollecitazione dell'impalcato e delle pile mediante una coppia di martinetti orizzontali e dispositivi di contrasto

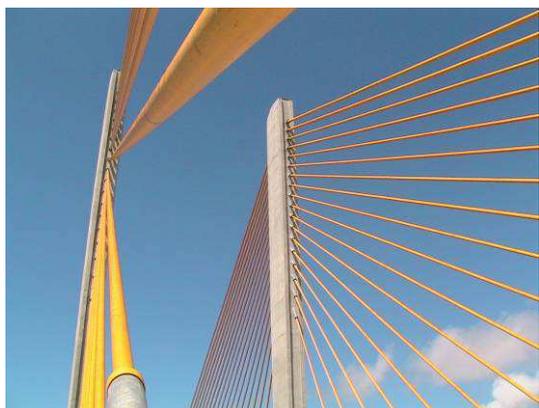
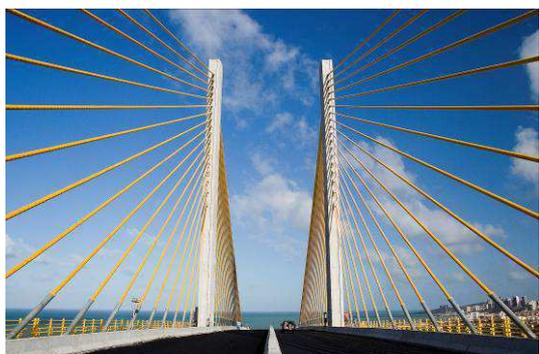




*Vista aerea delle ultime fasi della costruzione.
In queste fasi riveste grande importanza il controllo della geometria dell'impalcato e delle antenne.
Le grandi altezze da terra, le grandi distanze per i riferimenti topografici, i movimenti indotti dall'azione del vento e delle variazioni di temperatura rendono difficili le misurazioni ed essenziale un controllo costante ed attivo delle fasi esecutive e della evoluzione delle deformazioni.*



Il ponte completato



CANADA LINE DI VANCOUVER



Introduzione

La "Canada Line" è una linea metropolitana leggera che, come mostrato nella figura sottostante, collega il quartiere periferico di Richmond e l'aeroporto internazionale di Vancouver con il centro della città di Vancouver. Il tracciato si sviluppa per una lunghezza di 18 km, di cui 9 in tunnel, 7 sopraelevati e 2 a raso. Vista la complessità del progetto in oggetto, una sua descrizione completa e dettagliata risulterebbe alquanto onerosa e probabilmente dispersiva. Per questo motivo ci si limita, qui di seguito, a fornire un sommario sintetico degli elementi strutturali che, in combinazione tra loro, sono stati utilizzati lungo il tracciato. Nelle parti successive dell'articolo si punterà invece l'attenzione su alcuni aspetti progettuali maggiormente significativi.

Le tipologie strutturali

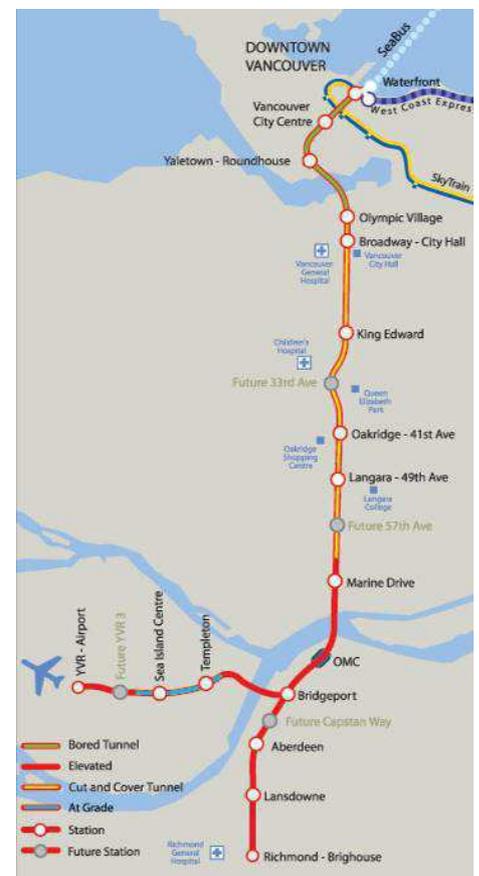
- Campate semplicemente appoggiate a doppio binario con luce tipica di 36 m, realizzate mediante conci prefabbricati della lunghezza massima di 3 m e della larghezza di 8.40 m.
- Campate semplicemente appoggiate a singolo binario con luce tipica di 36m, realizzate mediante conci prefabbricati della lunghezza massima di 3 m e della larghezza di 4.15 m.
- Campate continue formate da gruppi di 3 campate di luce massima 36 m realizzate mediante conci prefabbricati della lunghezza massima di 3 m e di

larghezza variabile.

- Campate semplicemente appoggiate con luce massima di 36 m realizzate mediante travi prefabbricate in c.a.p. e soletta gettata in opera.
- Colonne in calcestruzzo armato con sezione ottagonale; testa-pila di transizione a formare una base rettangolare per il supporto degli apparecchi di appoggio
- Portali in calcestruzzo armato formati da colonne a sezione ottagonale e trave di collegamento a sezione rettangolare. Questi portali sono stati utilizzati tutte le volte in cui le colonne risultavano interferire con strade o servizi sottostanti.
- Pali di fondazione in acciaio \varnothing 500 realizzati con il "Metodo Franki Modificato".
- Pali di fondazione battuti in acciaio \varnothing 600.
- Fondazioni dirette.

In aggiunta alle tipologie sopra elencate vi sono i due attraversamenti fluviali sui due rami del Fraser River:

- Middle Arm River bridge: Ponte della lunghezza di circa 400 m e campate di lunghezza massima di 96 m, realizzato con il metodo dei conci prefabbricati varati a sbalzo dalle pile;
- North Arm River bridge: ponte della lunghezza di circa 600 m con campata centrale strillata, della lunghezza di 180 m, realizzato con il metodo dei conci prefabbricati varati a sbalzo dalle pile.



Le campate tipiche

La tecnologia utilizzata per le campate tipiche della linea sopraelevata è quella dei conci prefabbricati precompressi che ha avuto un discreto successo negli ultimi 10 anni in questo tipo di opere.

La lunghezza massima utilizzata per le singole campate è di 36 m, suddivisa in moduli (conci) della lunghezza tipica di 3 m. La sezione trasversale dell'impalcato ha larghezza variabile: 8.40 m per le tratte a doppio binario e 4.15 m per le tratte a singolo binario. L'altezza è costante per tutte le campate ed è pari a 2.10 m (non considerando i parapetti). La sezione tipica è quella di un cassone monocellulare, le rotaie sono direttamente fissate alla soletta superiore mediante inserti preventivamente installati – con tolleranze di pochi millimetri – in fase di prefabbricazione. La sicurezza contro il deragliamento del treno è fornita dai due muretti posti tra le due rotaie anch'essi realizzati in fase di prefabbricazione. I muretti di estremità non svolgono alcuna funzione di resistenza all'urto ma solo di semplice parapetto.

Le campate sono tutte semplicemente appoggiate su apparecchi di appoggio in neoprene armato mentre il vincolo sismico è stato realizzato mediante blocchi di contrasto in calcestruzzo ancorati alle pile mediante barre verticali di precompressione (seismic buffers) e realizzati dopo il montaggio delle campate.

La continuità strutturale tra i conci è fornita dalla precompressione. I cavi di precompressione sono ancorati nei due conci di estremità di ogni singola campata, e per questa ragione questi conci presentano dei robusti diaframmi interni al cassone. Per diversi motivi, tra le quali fondamentali sono la facilità di ispezione e manutenzione, i cavi di precompressione sono esterni alla sezione di calcestruzzo. I fasci trefoli di acciaio che compongono il singolo cavo sono quindi inguainati in tubi di polietilene ad alta resistenza e rivestiti da una malta cementizia che viene iniettata in seguito alla tesatura. Il tracciato del cavo si sviluppa all'interno della campata in funzione delle esigenze progettuali. Per ottenere il tracciato richiesto il cavo viene deviato in punti definiti dal progettista mediante appositi controtubi sagomati allo scopo; i controtubi vengono posizionati all'interno di diaframmi intermedi alla campata aventi la funzione strutturale di trasferire gli sforzi di precompressione alla sezione resistente in calcestruzzo.

I conci vengono assemblati in opera con l'ausilio di una speciale attrezzatura di

vario, dotata di argano per il sollevamento dei conci dal mezzo di trasporto utilizzato – usualmente un carrellone ribassato trainato da motrice – e trasporto degli stessi alla loro posizione finale. Ogni singolo concio viene appeso all'attrezzatura di varo e collegato al concio precedentemente varato mediante precompressione temporanea. Solo quando tutti i conci della campata sono stati varati si procede all'installazione dei cavi di precompressione definitivi ed alla tesatura degli stessi.

Ovviamente, per ottenere una perfetta geometria della campata come richiesto dal tracciato ferroviario, è necessario un controllo ed una procedura estremamente precisa in fase di prefabbricazione. Al momento del montaggio i conci vengono collegati gli uni agli altri, facendo sposare le superfici di giunto, senza interposizione di altri materiali che consentano la correzione della geometria in opera.

La tecnologia di rilievo e controllo utilizzata per la produzione degli elementi prefabbricati si realizza nello stabilimento di prefabbricazione e si basa sul corretto posizionamento del concio n della campata come controstampo per il getto del concio $n + 1$. Allo scopo vengono annegate nel getto della soletta superiore del concio delle piastrine di rilievo.

Sofisticati programmi di calcolo, elaborati allo scopo, forniscono al topografo tutti gli elementi necessari alla misurazione prima e dopo il getto.

Gli stessi programmi consentono inoltre la correzione di eventuali errori commessi o di assestamenti rilevati durante il getto; tali errori vengono corretti durante l'esecuzione del concio $n + 2$.

I cicli medi di produzione sono:

- prefabbricazione: 1 concio/giorno per cassero;
- varo: 2.5 campate/settimana per carro varo.

Per il progetto Canada Line sono stati utilizzati 7 casseri e 2 carri varo.

Middle Arm Fraser River Bridge

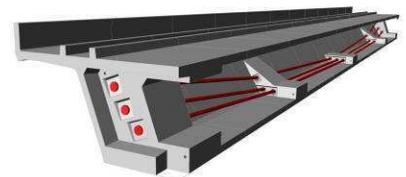
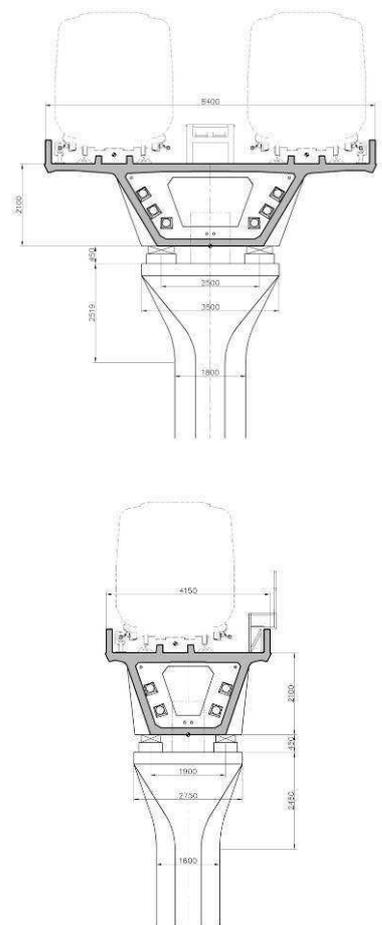
Il Middle Arm è uno dei due rami del delta del Fraser River attraversati dalla linea metropolitana. La distanza tra le due rive è di circa 250 m, quindi per il solo superamento del fiume non sarebbe stato necessario un ponte lungo quasi 400 m. Il motivo di questa lunghezza è che nel tratto attraversato esiste un'autostrada che corre parallela al fiume e quindi è stato necessario un prolungamento dell'opera per superare anche questo ostacolo.

Il ponte si sviluppa su 5 campate continue di luci 58.40 – 94.80 – 96.00 – 96.00 –

54.00 m; 3 delle sei pile sono in acqua, le altre su terra.

Le fondazioni delle pile in acqua, M4 e M5 sono realizzate tramite pali in acciaio del diametro di 2000 mm e della lunghezza sufficiente ad ammorsarsi nello strato di roccia posto ad una profondità di circa 50 m dal livello medio del mare.

Le fondazioni delle pile a terra sono realizzate tramite pali in acciaio del diametro di 910 mm. I pali sono stati messi in opera utilizzando diverse attrezzature di infissione in funzione dalla resistenza presentata dal terreno da attraversare.



Spaccato campata con cavi di precompressione

La connessione palo/fondazione è stata realizzata mediante il nucleo di calcestruzzo armato che penetra nella camicia di acciaio per una lunghezza sufficiente a trasferire le sollecitazioni dalla sezione in c.a. alla sezione in acciaio.

Pur essendo l'opera in zona sismica con accelerazione di progetto pari a 0.23 g, quindi piuttosto gravosa, il dimensionamento delle fondazioni è stato determinato dalle azioni di urto da natanti che, per le due pile in acqua, è pari a 27.000 kN.

Per limitare l'onere di opere temporanee in alveo, i plinti di fondazione sono stati realizzati con l'utilizzo di cassoni prefabbricati galleggianti in cemento armato formati da una soletta di fondo e pareti con funzione di cassero a perdere, che sono stati prefabbricati nelle adiacenze dell'opera, fatti navigare fino alla posizione di progetto ed ancorati a pali temporanei in acciaio. A questo punto sono stati rimossi i tappi che erano stati previsti in corrispondenza dei pali definitivi. Il cassone è stato quindi fatto affondare fino alla quota prevista, i vuoti tra il cassone ed i pali in acciaio sigillati e quindi l'acqua presente nell'interno è stata pompata fuori in modo da formare una superficie di lavoro asciutta. Da questo momento in poi la posa dell'armatura ed il getto delle fondazione è potuto procedere regolarmente con tecnologie tradizionali.

L'impalcato è realizzato con conci prefabbricati ad altezza variabile da 5.00 m in appoggio a 2.60 m in chiave. I conci vengono messi in opera con l'ausilio di gru, su terra o su barcone, e varati a partire dalle pile con il metodo degli sbalzi bilanciati. In corrispondenza delle chiavi si realizza poi un getto in opera di cucitura e la tesatura dei cavi di continuità a formare una struttura continua di 5 campate con giunti di espansione alle estremità.

Per garantire il rispetto della normativa sismica di riferimento che prevede:

- il comportamento elastico della struttura per un sisma con periodo di ritorno di 100 anni;
- la possibilità di dissipazione mediante formazione di cerniere plastiche, ma con danni riparabili, per un sisma con periodo di ritorno di 475 anni;

le pile M3, M4, M5 sono state realizzate con doppia lama dello spessore di soli 900 mm, monolitiche con la fondazione e l'impalcato. Le possibili cerniere plastiche sono state localizzate in zone facilmente accessibili per future riparazioni quali le estremità delle pile stesse. Le altre componenti della struttura sono state dimensionate come "capacity protected

members", ovvero come elementi non suscettibili di danno in caso di evento sismico estremo. Al termine della fase di dimensionamento strutturale è stata eseguita una "push-over analysis" in direzione longitudinale per verificare il grado di compatibilità delle deformazioni sismiche al collasso con le deformazioni elastiche derivanti dall'analisi dinamica. Il vincolo tra impalcato e pile per le rimanenti colonne è realizzato mediante appoggi scorrevoli allo scopo di minimizzare gli effetti derivanti dalle deformazioni da variazione termica e da ritiro e viscosità del calcestruzzo. Questi ultimi sono stati inoltre ridotti introducendo, in fase di costruzione, delle presollecitazioni longitudinali mediante martinetti in corrispondenza delle cuciture di chiave prima del getto in opera delle stesse.

Il palo "franki modificato"

Una aspetto particolarmente delicato per tutte le opere localizzate a sud del Fraser River, quindi quasi l'interezza della porzione sopraelevata, erano le caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione. Il terreno è ivi formato da uno strato di spessore variabile tra 20 e 25 m di sabbie limose e da uno strato sottostante di spessore variabile tra i 30 ed i 300 m di argille fortemente compressibili.

La scelta di una adeguata tipologia di fondazione è apparsa sin dall'inizio estremamente delicata, anche tenendo conto dell'alta sismicità della zona e della necessità di limitare quanto più possibile le dimensioni delle fondazioni per ridurre l'impatto su tutte le linee interrato che in territorio urbano spesso condizionano pesantemente la progettazione.

Diverse ipotesi sono state prese in considerazione per arrivare alla scelta di un sistema "ibrido" denominato "Franki modificato". La tecnologia del palo Franki tradizionale non è nuova e, per quando sia poco utilizzata in Italia, risulta parecchio diffusa in Nord America. Il palo si realizza infiggendo con maglio una camicia di acciaio a base aperta la cui base è stata riempita con calcestruzzo magro. L'azione del maglio alla base del palo consente la formazione di un bulbo cavo che viene successivamente colmato di calcestruzzo con miscela piuttosto "dura" il quale viene compattato con il maglio stesso. Viene poi inserita l'armatura e si procede al getto del calcestruzzo all'interno della camicia la quale viene progressivamente estratta per il suo riutilizzo.

Il palo "Franki modificato" si realizza allo

stesso modo con l'unica variante che la camicia viene lasciata in opera con funzione strutturale. In questo modo si sommano l'ottima resistenza a compressione del palo tradizionale con la resistenza flessionale ed a trazione della camicia in acciaio la quale trasferisce le sollecitazioni al plinto tramite ammorsamento, per una lunghezza di circa due volte il diametro del palo, nel plinto di fondazione. Si eliminano in questo modo pesanti percentuali di armatura nel palo altrimenti necessarie per il trasferimento delle sollecitazioni.

Il progetto è frutto di una collaborazione tra ente pubblico (RAVCO) ed impresa privata (InTransitBC) che vi partecipa con parte dei finanziamenti, la progettazione e la costruzione dell'opera e la concessione per l'esercizio per un periodo di 35 anni. InTransitBC ha a sua volta delegato la progettazione e costruzione delle opere civili lungo il tracciato.

La parte sopraelevata e quella a raso sono state assegnate alla RSL, una joint venture formata dalla Rizzani de Eccher di Udine e dalla SNC Lavalin di Vancouver. Il progetto e tutti i servizi di ingegneria di costruzione per le strutture descritte nel capitolo "Le tipologie strutturali", ad esclusione delle tratte costruite con impalcato a travi prefabbricate del North Arm River bridge, sono stati realizzati dalla DEAL - Udine (Italy).

Il progetto è stato a sua volta indipendentemente verificato e firmato da SNC Lavalin Montreal (QB).

La tratta a travi prefabbricate è stata progettata da Associated Engineering - Vancouver (BC).

Il North Arm River bridge è stato progettato da Buckland & Taylor - Vancouver (BC).

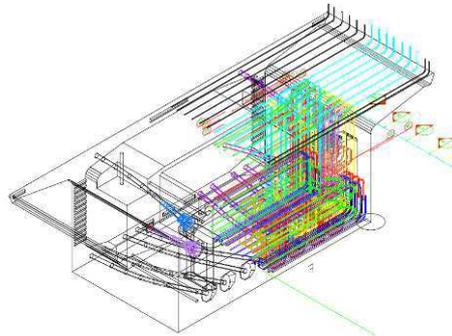
Le opere oggetto dell'appalto RSL sono state completate a fine 2008.



Impalcato tipico



Concio tipico a doppio binario



SouthAbutment ARMATURA- studio 3d



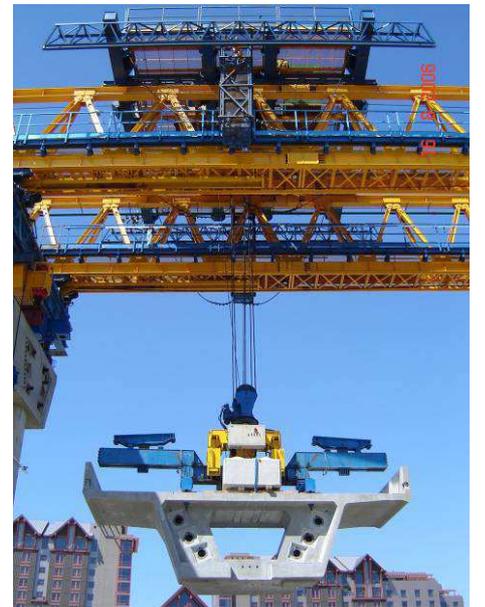
Vista dall'interno di una campata tipica

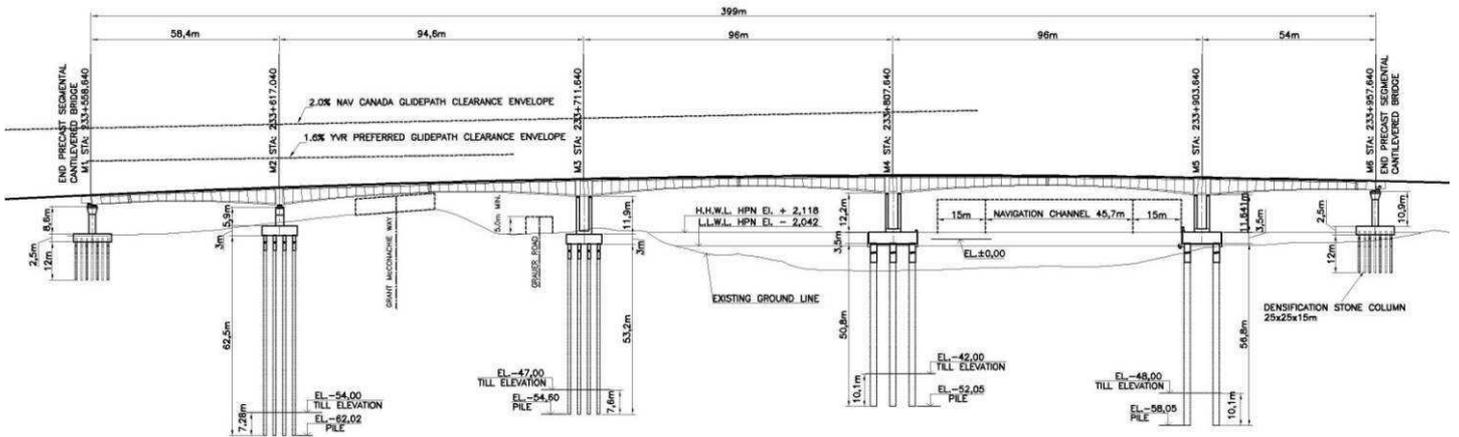


Varo delle campate affiancate



Operazioni di varo dei concii prefabbricati





Middle Arm River bridge:

- Sezione longitudinale
- Cassone prefabbricato per la realizzazione delle fondazioni in alveo
- Costruzione delle fondazioni e delle pile
- Opera completata

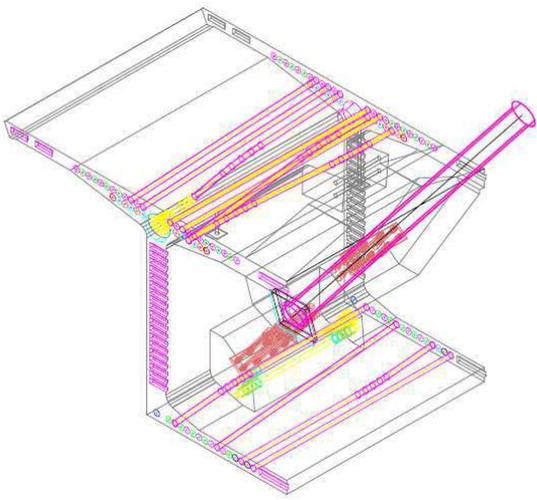


- Realizzazione della connessione monolitica tra conci prefabbricati e pila

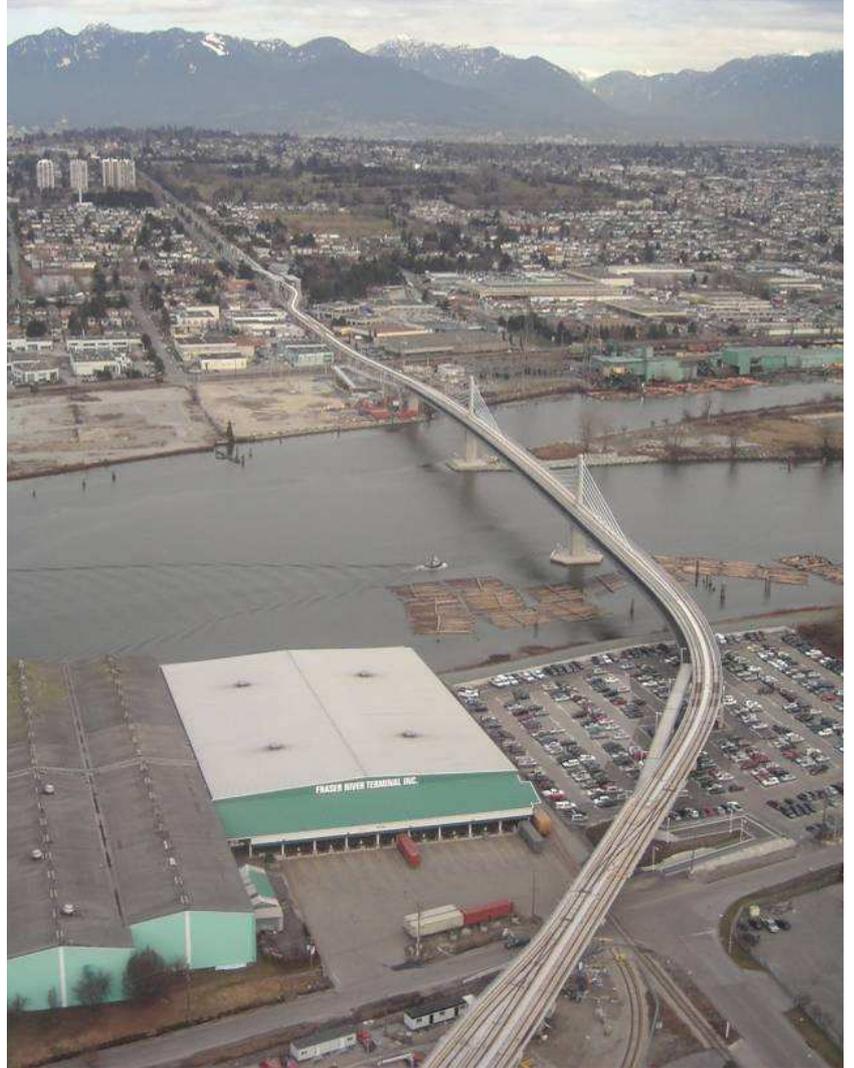




North Arm River bridge

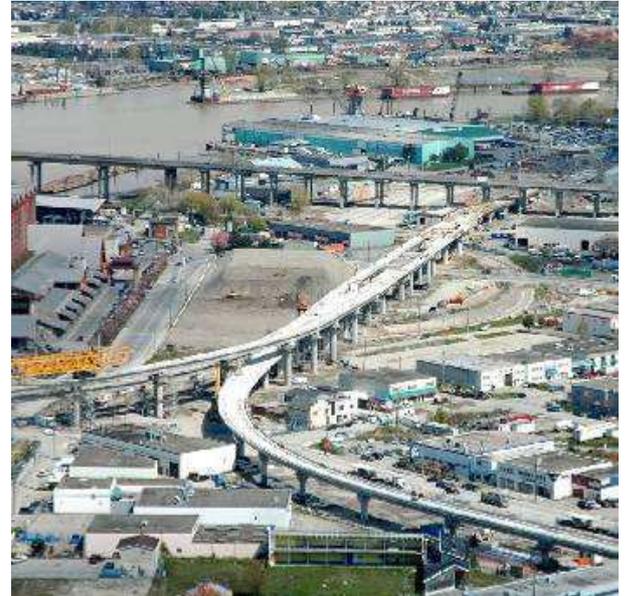


Varo dell'ultimo concio



Opera completata





Flyover





Canada Line in esercizio



PREMI aicap 2009 REALIZZAZIONI IN CALCESTRUZZO STRUTTURALE

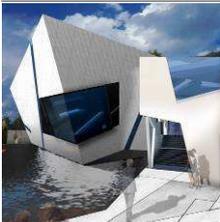


EDIFICI

MAXXI - Museo per le Arti del XXI secolo a Roma



Chiesa "Dio Padre Misericordioso" di Tor Tre Teste a Roma

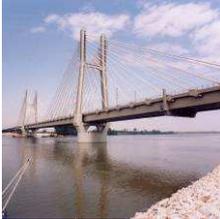


Light Pavillon a Como



Nuova sede SKY ITALIA a Milano

OPERE INFRASTRUTTURALI



Ponte su Po della linea ferroviaria AV/AC Bologna-Milano



Ponte Don Bosco a Napoli



Ponte strallato sul Rio Potengi a Natal - Brasile



Canada Line di Vancouver
