

# Post-Tensioning slab for new “Dynamo Stadium” in Moscow

## Piastrre post-compresse per il nuovo stadio “Dynamo” a Mosca

Claudio Toniolo<sup>1</sup>, Francesco Bianchi<sup>2</sup>

<sup>1</sup> *Studio Toniolo, Ingegneria delle Strutture, Sirmione, Italia*

<sup>2</sup> *Tensacciai Srl, Milano, Italia*

### ABSTRACT

The design of the new PT slabs for the football pitch of Dynamo Arena Stadium is here discussed. Description is focused on construction phases, structural performance of slabs related to the high design loads and the use of PT solution / Nel lavoro vengono illustrati il progetto e l'esecuzione delle strutture della piastra che sostiene il nuovo campo da calcio per lo Stadio VTB della Dinamo Mosca. Il progetto prevede il rifacimento quasi integrale del vecchio stadio storico della Dinamo, del quale sono state conservate solo alcune facciate.

L'articolo tratta in dettaglio delle problematiche affrontate dal gruppo di lavoro durante la progettazione esecutiva delle strutture e delle successive fasi esecutive. In particolare si affrontano i temi riguardanti le prestazioni strutturali richieste dal Committente per i solai, a fronte dei notevoli carichi di progetto e degli aspetti statici e deformativi generati dalla presollecitazione di sistemi staticamente indeterminati.

**KEYWORDS:** post-tensioned concrete; structural robustness; / calcestruzzo post-compresso; robustezza strutturale

## 1. IL PROGETTO

Il progetto del "VTB Arena", prevede la realizzazione di un moderno complesso sportivo che nasce in luogo dello storico stadio della squadra di calcio russa, nota ai più come Dinamo Mosca. Il progetto architettonico fu affidato nel 2010 allo studio Manica Architecture con l'obiettivo di ridefinire in un unico impianto architettonico un palazzetto multifunzionale denominato “Arena” ed un nuovo stadio di calcio. Dell'impianto originario, è stato mantenuto esclusivamente parte del prospetto della facciata principale su viale Leningrado.

Delle tre diverse porzioni di solaio realizzate in cls post compresso la parte di maggiori dimensioni verrà adibita al gioco del calcio e prevede un campo con tribune di capacità massima pari a 26.319 posti. La parte più piccola propone un campo da gioco polifunzionale da impiegare alternativamente per il campionato invernale di hockey e basket nella stagione estiva. La capacità ricettiva di questa parte varia da 11.488 a 14.000 posti in ragione delle attività svolte.



Figura 1.1

I due campi con le rispettive tribune ed aree di servizio si fondono in un unico complesso edilizio che una comune copertura in struttura metallica aiuta a percepire come tale. Un aspetto fondamentale che caratterizza l'edificio consiste nel fatto che il campo da calcio è costruito a +8 metri dal suolo per ospitare nei piani inferiori un parcheggio che ospiterà 700 posti auto ed un centro commerciale. Le dimensioni di massima in pianta dell'opera sono riassumibili in m 270 lunghezza e in m 165 di larghezza. Lo sviluppo verticale, prevede la formazione due

livelli sotto i campi da gioco d'interpiano rispettivamente di m6,00 e m7,40. A quote superiori rispetto al campo da gioco si prevedono tribune ed aree di servizio su altri 5 livelli per uno sviluppo in altezza di ulteriori 23,00 m.

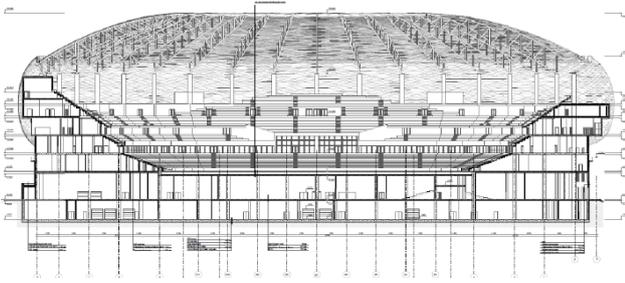


Figura 1.2 - Sezione generale trasversale

I complessivi 17.010 m<sup>2</sup> di solaio realizzati in cls post compresso, sono progettati come piastre a comportamento bidirezionale, su appoggi di campo puntiformi e su appoggi perimetrali lineari. Nell'ambito dell'intervento l'intera superficie indicata si suddivide in tre diverse porzioni ("A"; "B"; "C") così come indicato in figura.

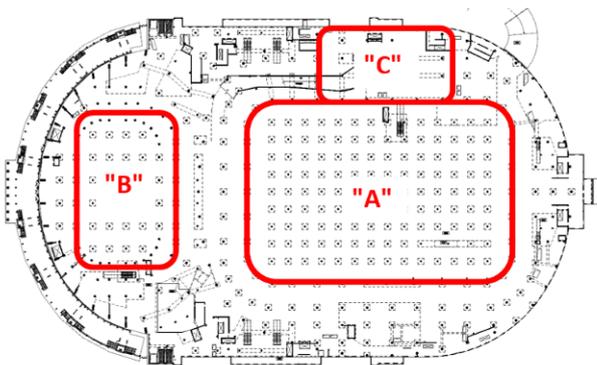


Figura 1.3 - Le 3 parti di solaio oggetto del presente articolo; "A"=11.860m<sup>2</sup>; "B"=2.670m<sup>2</sup>; "C"=2.480m<sup>2</sup>

## 2. GEOMETRIA E CARICHI

### 2.1 Porzione "A" di 11.860 m<sup>2</sup>

Si tratta della parte posta immediatamente al di sotto del campo da calcio; questa porzione di solaio propone luci e spessori diversi. La prima campata "perimetrale"

presenta luci massime di m 12,50x8,30 e spessore pari a mm600 con capitelli ribassati di ulteriori mm400 (mm1.000 complessivi) in corrispondenza delle colonne. La parte interna del solaio, presenta luci di m 8,70x8,30 ed ha uno spessore di 500mm con capitelli ribassati, in corrispondenza delle colonne, di ulteriori 3mm00 (800mm complessivi). I carichi di progetto per questa porzione di solaio, tengono in conto sia delle condizioni d'esercizio, sia di quelle transitorie determinate principalmente dalle fasi di costruzione e montaggio della copertura. Per le fasi transitorie, infatti, si sono dovuti considerare i carichi derivanti dall'impiego di torri fisse di puntellamento, poggianti direttamente sul solaio, e dall'impiego di pesanti gru mobili operanti anch'esse sull'impalcato in oggetto.

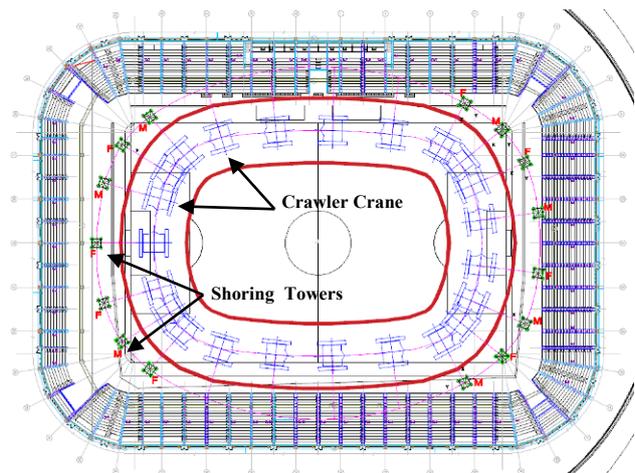


Figura 2.1 - Schema di posizionamento delle gru mobili e delle torri fisse di puntellamento.

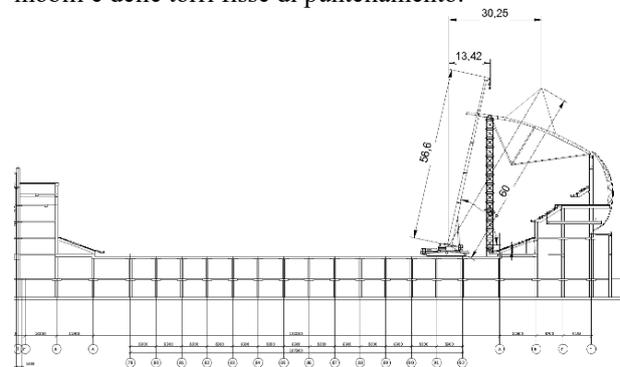


Figura 2.2 - Schema gru cingolata sul solaio post teso

I carichi di progetto uniformemente distribuiti, considerati per la porzione "A", variavano da 22,75kN/m<sup>2</sup> a 68,30kN/m<sup>2</sup> in funzione della tipologia di gru utilizzata per il montaggio della copertura

### 3. RICHIESTE SPECIFICHE DI PROGETTO

#### 3.1 Resistenza al fuoco

La richiesta di progetto nei confronti della resistenza a fuoco del solaio è di R=150 minuti nella combinazione di carico Q.P.. Nel caso in oggetto, il solo approccio analitico non è stato sufficiente per ottenere l'approvazione alla realizzazione dei solai post tesi. Si è provveduto, pertanto ad organizzare due prove di resistenza al fuoco confezionando due campioni, uno per testare una tipologia di solaio e l'altro per testare una tipologia di trave.

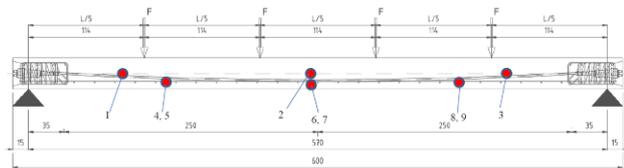


Figura 3.1 - Posizione delle termocoppie di misura e posizione dei martinetti di carico

Entrambi i provini sono stati preparati con opportuna disposizione di armatura lenta e di armatura post tesa. Il campione di solaio è stato preparato con dimensioni [cm] 27,5x166x600 mentre il provino per la trave è stato preparato con dimensioni di [cm] 40x40x600. I campioni una volta preparati, sono stati disposti in semplice appoggio su una luce di calcolo teorica pari a cm 570. Quindi si è provveduto, per mezzo di martinetti idraulici, a caricare i provini in modo tale da ottenere, in mezzeria di ciascuna membratura i massimi momenti di progetto previsti per la combinazione Q.P. Infine, l'intradosso dei campioni, è stato sottoposto a

temperature crescenti secondo la curva (1) per 155 minuti.



Figura 3.2. - Armatura del campione prima del getto

$$T - T_0 = 345 \lg(8t + 1) \quad (1)$$

dove: T = temperatura [°C] corrispondente al tempo t

T<sub>0</sub> = temperatura [°C] al tempo t<sub>0</sub> = temperatura ambiente all'inizio della prova.

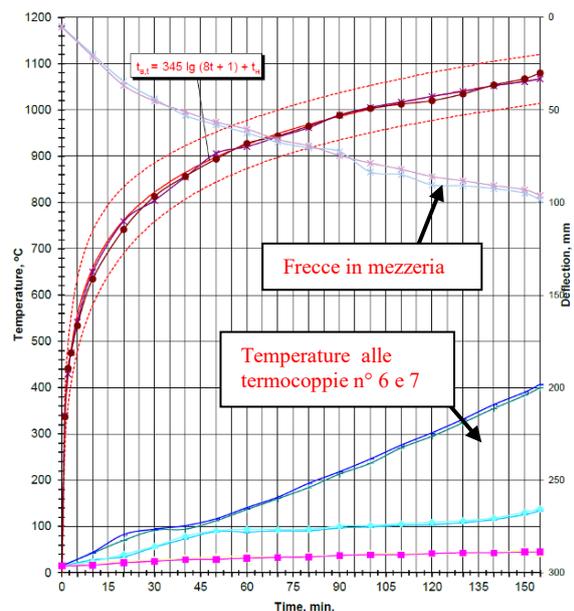


Figura 3.3 - Risultati delle prove al fuoco

I risultati delle prove sui campioni di solaio sono riportati in sintesi grafica in figura 3.3. Si osserva che dopo 155' la temperatura all'intradosso del campione raggiunge il valore di 1080 °C e il solaio risulta ancora sostanzialmente integro con una freccia registrata in mezzeria di poco inferiore a cm 10.

### 3.1 Verifiche di robustezza

In aggiunta alle ordinarie verifiche di resistenza, deformabilità, fessurazione, per le strutture del VTB Arena, è stata esplicitamente richiesta anche una verifica di robustezza. Questa verifica è stata condotta procedendo alla rimozione, dal modello di calcolo, di alcune colonne scelte in modo che gli effetti di dette rimozioni non fossero mutuamente influenzati, cercando di cogliere i possibili diversi meccanismi ai quali si è applicato, per diverse configurazioni, il metodo delle "Yield line" controllando che:

$$W_i > U_e$$

dove  $W_i$  = lavoro delle forze interne e  $U_e$  = lavoro delle forze esterne .

Esaminando lo stato deformativo ottenuto, sono stati ipotizzati e studiati più meccanismi. Una delle configurazioni analizzate è di seguito riportata.

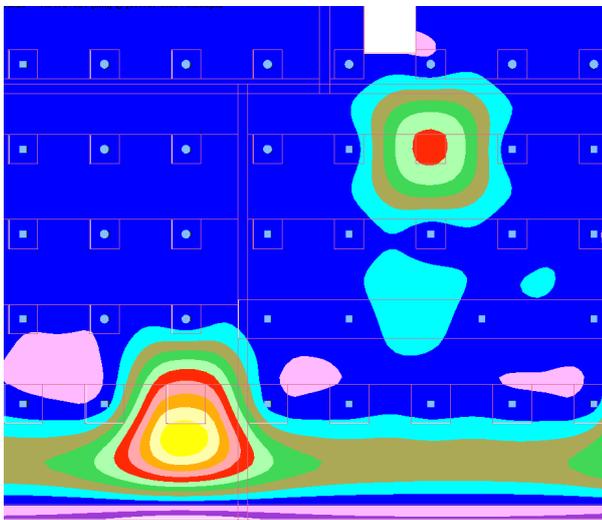


Figura 3.4 - Mappa dello stato deformativo ottenuto da analisi elastica rimuovendo le colonne M1 e M2

Nell'ambito di questa attività, la maggiore difficoltà riscontrata, è stata quella di assegnare ad ogni Yield line la corrispondente capacità flessionale. Si deve infatti considerare che i cavi di post tensione sono

posati con altezza variabile nello spessore di solaio. Pertanto all'intersezione di detti cavi con le Yield line, la posizione delle armature, oltre che per l'angolo d'incidenza, deve essere opportunamente valutata, anche in relazione al braccio di coppia interna che assume diversi valori con lo sviluppo dei cavi medesimi.

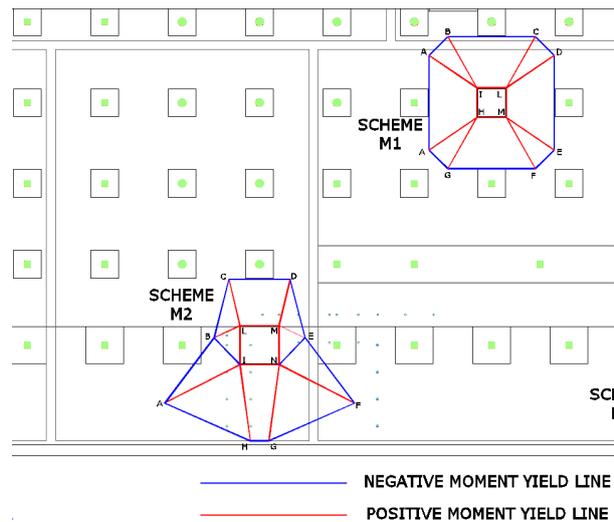


Figura 3.5. - Esempi di meccanismi presi fra quelli analizzati

### 4. QUADRO NORMATIVO

La definizione del quadro normativo di riferimento per il progetto di questi solai post tesi, non è stato immediato ed ha dato luogo a scelte definitive non propriamente ortodosse. Da un lato, i responsabili del progetto, avrebbero preferito operare con riferimento ad Eurocodici, o alle norme ACI-318, dall'altro, il progettista delle opere generali, comprensibilmente per sua parte avrebbe preferito operare con le norme S.N.I.P.. Sulla scorta di calcoli preliminari di confronto, si è infine convenuto, che le sensibili differenze rilevate sui coefficienti parziali applicati sia lato resistenze che lato azioni, fra S.N.I.P. ed EC2, non avrebbero determinato differenze sostanziali in relazione alle verifiche per flessione e pressoflessione delle membrature. Non così per le verifiche a taglio-punzonamento nei confronti delle quali, la

distanza tra le due normative è risultata più sensibile. Pertanto le verifiche sono state condotte con riferimento ad EC2 per le sollecitazioni derivate da stati di pressoflessione e con riferimento a S.N.I.P per le sollecitazioni derivate da punzonamento. Questa scelta, già di per sé non felicissima, ha determinato un raddoppio delle combinazioni di calcolo per ottenere le sollecitazioni di verifica congruenti con entrambe le norme. Da un lato il lavoro si è fatto più gravoso, ma dall'altro ha permesso di monitorare con frequenza le differenze fra i due approcci permettendo di controllarne la "distanza".

## 5. FASI COSTRUTTIVE E SVINCOLI TEMPORANEI

La necessità operativa di suddividere in conci il getto degli impalcati, combinata alla richiesta di ridurre gli effetti del ritiro sul solaio che, ad opera completata, si è voluto monolitico, ha indotto ad operare per conci progettando sia i vincoli posticipati sia gli appoggi provvisori scorrevoli con le strutture perimetrali in elevazione.

Nelle seguenti figure si riportano le suddivisioni in conci previste in fase realizzativa dei solai per la zona "A". Il concio di maggiori dimensioni (6) è di 2290 m<sup>2</sup> (vedi fig.5.1). In colore verde si identificano i giunti provvisori di spessore cm 50 ed in colore magenta quelli di spessore cm 60. I colori azzurro ed arancio identificano i giunti da realizzarsi con selle provvisorie su travi perimetrali. Le verifiche "all'atto della messa in tensione dei trefoli" sono state condotte su di un modello a conci suddivisi considerando i materiali con le caratteristiche fisiche e meccaniche di progetto associate al grado di maturazione del conglomerato e vincoli effettivamente attivi all'atto del tiro. Le verifiche SLU ed in Esercizio sono state condotte su di un modello a conci "ricuciti" e vincoli attivati. Nella pratica, le fasi

corrispondenti alla chiusura dei giunti sono state "ritardate", rispetto al getto del solaio di almeno 6 mesi. In questo modo gli effetti del ritiro sono stati sensibilmente mitigati.

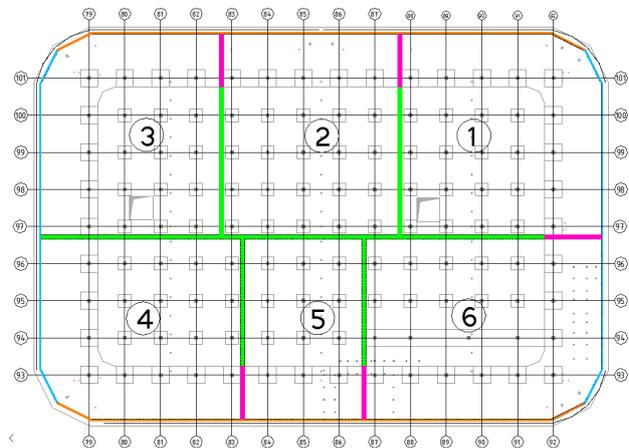


Figura 5.1 - Schema della posizione dei giunti provvisori per la porzione di solaio "A"



Figura 5.2 - Immagine del solaio in fase di realizzazione in cui si notano le suddivisioni in conci.

I vincoli temporanei di "campo" sono stati posizionati circa al terzo medio della campata di solaio e dimensionati con larghezza pari a cm 100, sufficiente per permettere l'introduzione dei martinetti in fase di "tiro".

Le "ricuciture" sono state realizzate disponendo armatura diffusa d'attesa da entrambe i bordi dei solai da "ricucire". La larghezza del giunto di cm 100 ha reso possibile, inoltre, una sufficiente sovrapposizione d'armatura per trasmettere, fra conci contigui, le sollecitazioni flessionali

generate dalla continuità del sistema. I giunti provvisori realizzati sul perimetro dei campi da gioco, sono stati diversamente realizzati per rispondere alla necessità di evitare effetti torsionali parassiti sulla trave d'appoggio.

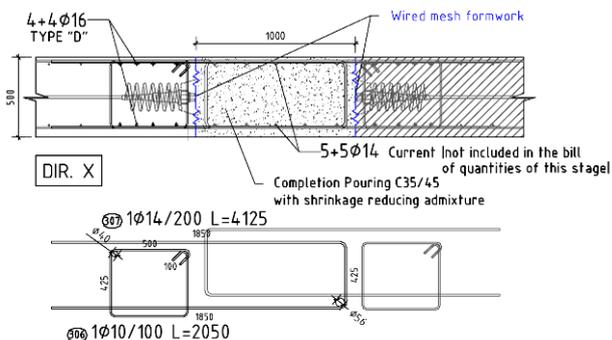


Figura 5.3. - Schema delle armature disposte fra due conci

La soluzione adottata per soddisfare la richiesta ha previsto la realizzazione di un appoggio a sella realizzato in fase successiva rispetto al getto del solaio ed al trasferimento del tiro alle armature. Inoltre, trascorso il tempo previsto per la mitigazione dei fenomeni di ritiro, fra la sella di trave e quella di solaio è stato disposto un mutuo vincolo a taglio come previsto dal progetto generale delle opere strutturali.



Figura 5.4 - Immagine del bordo di solaio al termine della fase 1

## 6. SISTEMA DI POST-TENSIONE E MODELLAZIONE DEI CAVI

Le strutture dei solai in esame sono chiamate a rispondere a carichi permanenti e

accidentali di notevole entità. E' apparso subito necessario da queste considerazioni, la necessità di utilizzare una tecnologia costruttiva che consentisse di risolvere e soprattutto controllare le deformazioni flessionali su strutture così staticamente impegnate, tenere sotto controllo i parametri che governano l'eventuale insorgere dello stato fessurativo e che potesse fornire sufficienti garanzie di durabilità nel tempo.

Con tali premesse la soluzione più idonea è risultata quella di realizzare i solai a lastra continua in c.a. gettata in opera con cavi di post-tensione aderente. Questa tecnologia costruttiva prevede l'utilizzo di trefoli super del diametro di 0.6" (15.7 mm – tensione di rottura di 1860 N/mm<sup>2</sup> e 1670 N/mm<sup>2</sup> di snervamento) aventi una sezione di 150 mm<sup>2</sup>.

Essi vengono inseriti in guaine in lamierino a sezione ovale per ridurre al minimo gli ingombri dei cavi e massimizzare le eccentricità all'interno della sezione di calcestruzzo. Successivamente al tiro dei trefoli e quando le condizioni ambientali lo hanno reso possibile, i cavidotti sono stati iniettati con boiaccia cementizia additivata. Poiché la prevalenza dei lavori di post-tensione sono avvenuti nei mesi invernali, si è provveduto a passivare i trefoli durante il loro infilaggio mediante una apposito prodotto che ne garantisce l'integrità nel tempo, sino al raggiungimento della stagione primaverile idonea per l'esecuzione delle iniezioni. Le guaine, disposte come da indicazioni di progetto esecutivo, terminano, a un capo, con una testa di tiro attiva di tipo flat "PTSE" adatta a ricevere 4 trefoli ed al capo opposto terminano con dei trefoli che vengono "sfioccati" e disposti a ventaglio in modo da realizzare l'ancoraggio passivo del sistema. A getto eseguito, trascorso il tempo di maturazione minimo necessario a garantire la resistenza di progetto, tipicamente 3-5 giorni, si procede alla messa in trazione delle armature di post-tensione. A tal proposito, durante la stagione invernale, sulla maglia di

estradosso si sono montate delle resistenze elettriche con la funzione di garantire la temperatura minima al calcestruzzo per non bloccare il processo di maturazione.



Figura 6.1 - Ancoraggio passivo dei trefoli

## 7. LAYOUT DEI CAVI

### 7.1 Porzione "A"

L'andamento di un cavo tipologico nello spessore di solaio è descritto nello schema fuori scala riportato in figura 7.1. Dallo schema si evince che i cavi sono sempre disposti in modo da massimizzare la loro eccentricità compatibilmente con i copriferri di progetto all'estradosso e all'intradosso e le tolleranze di posa che sono state molto restrittive. I cavi sono tesi da un solo estremo e la loro geometria è ben visibile dallo schema sottostante in cui è riportato la lunghezza ed il numero delle campate nonché i raggi di curvatura di progetto dei cavi.

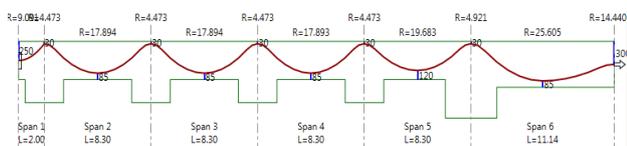


Figura 7.1 - Andamento, nello spessore di solaio, di un cavo tipico.

Uno stralcio del layout in pianta delle guaine per la porzione "A", è riportato nella vista assonometrica in figura 7.2.

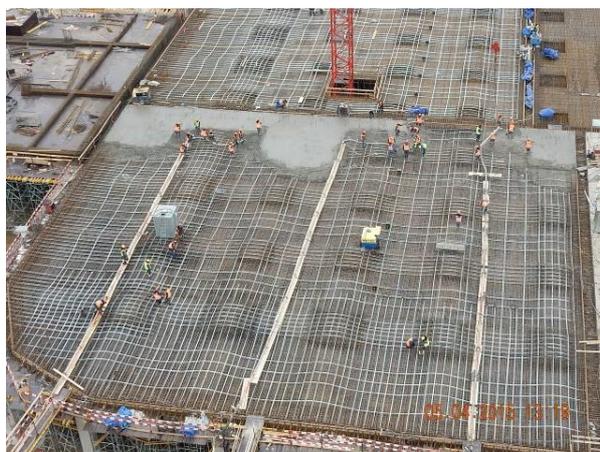


Figura 7.2 - Disposizione delle guaine sul solaio

## 8. CONCLUSIONI

La scelta di utilizzare strutture d'impalcato in getto di calcestruzzo strutturale presollecitato con cavi aderenti si è rivelata decisiva e vantaggiosa nella costruzione delle piastre del pitch e dell'Arena VTB di Mosca. Questa soluzione ha permesso di realizzare impalcato caratterizzati da grandi capacità strutturali, atti a sostenere gli importanti carichi presenti durante le fasi di montaggio delle strutture di copertura e riducendo, in maniera consistente, le incidenze di acciaio ordinario.



Figura 8.1 - Disposizione delle armature di post-tensione su una trave con pilastri in falso

Inoltre, la tecnologia adottata, ha consentito di ottenere elevati livelli prestazionali e di

durabilità degli elementi strutturali. La presollecitazione ha, infatti, permesso di mantenere in esercizio, sotto la combinazione frequente delle azioni, livelli di tensione di trazione nel calcestruzzo assai contenuti e comunque, inferiori al limite di cracking. In questo modo, si è potuto fare affidamento, in ogni situazione di comportamento interessante l'esercizio della costruzione, su una risposta lineare delle strutture considerando reagente l'intera sezione di calcestruzzo e non già quella parzializzata, superando in tal modo i limiti di snellezza propri delle strutture realizzate in c.a. ordinario, mantenendo sotto stretto controllo lo stato deformativo degli orizzontamenti. In merito agli accorgimenti resi necessari durante la realizzazione della struttura, particolare attenzione hanno richiesto i giunti provvisori disposti per segmentare i getti di impalcato e per disconnettere tali getti dagli elementi verticali di elevata rigidità. In tal modo si è permesso, durante la fase di presollecitazione, lo sviluppo delle libere deformazioni assiali dell'impalcato, evitando l'insorgenza di fenomeni parassiti in grado di contrastare significativamente gli effetti benefici della post-tensione sulla struttura. I vari accorgimenti introdotti, descritti ai punti precedenti, hanno richiesto una particolare attenzione e conoscenza delle tecnologie di post-sollecitazione.

I riscontri avuti in cantiere sono stati ottimi, sia durante le fasi di costruzione degli impalcati, sia durante il loro utilizzo sotto le massime sollecitazioni, registrando una perfetta aderenza alle aspettative di progetto. Sotto l'aspetto dell'analisi, le strutture hanno richiesto approfondite indagini supportate da modelli di calcolo ad elementi finiti attraverso i quali si è potuto controllare, in tutte le fasi, il comportamento delle strutture.

Per raggiungere il risultato, modelli specifici sono stati implementati per il calcolo e la verifica in fase di tiro (Initial), in fase di montaggio della copertura (Temporary) ed in fase definitiva.



Figura 8.1 - Le strutture del pitch scasserate con i giunti resi definitivi