

L'articolo presenta il "Nuovo Stadio Juventus" che sostituisce, dopo diciannove anni di attività, lo stadio "Delle Alpi" di Torino costruito per i mondiali di calcio degli anni '90.

Il nuovo stadio è stato progettato secondo le più moderne normative in materia di edifici pubblici e sportivi, per una capienza di 41.000 spettatori.

This paper presents the "new Juventus stadium", which replaces the Delle Alpi stadium in Turin, which was built for the World Cup in the nineties, after nineteen years in operation.

The new stadium is built to the most modern standards on public and sports buildings, and has a capacity of 41,000 spectators.

1. SINTESI DELLE OPERE STRUTTURALI

La soluzione strutturale è caratterizzata da una copertura a quota + 33.00 m in acciaio sospesa da quattro stralli collegati a due cavalletti d'ancoraggio formati da due colonne configurate ad "A" e da sei stralli in fune ancorati ad una fondazione a gravità (figura 1). Vengono illustrate le soluzioni concettuali architettoniche e strutturali adottate in fase di progettazione e descritti i metodi operativi di esecuzione e montaggio in cantiere.

Le attività di analisi e verifica delle strutture sono state integrate da prove sperimentali in galleria del vento.

Il sistema strutturale è formato da: sistema di fondazioni, strutture

La copertura sospesa del nuovo stadio della Juventus a Torino

The suspended roof of the new Juventus stadium in Turin

Massimo Majowiecki, Francesco Ossola, Stefano Pinardi

delle tribune e copertura sospesa in acciaio (struttura principale e travi secondarie).

1.1 Sistema di fondazioni

Sono di seguito brevemente descritti i sistemi di fondazione dei telai principali delle tribune e il sistema di fondazione della struttura



Fig. 1 - Vista del Nuovo stadio della Juventus

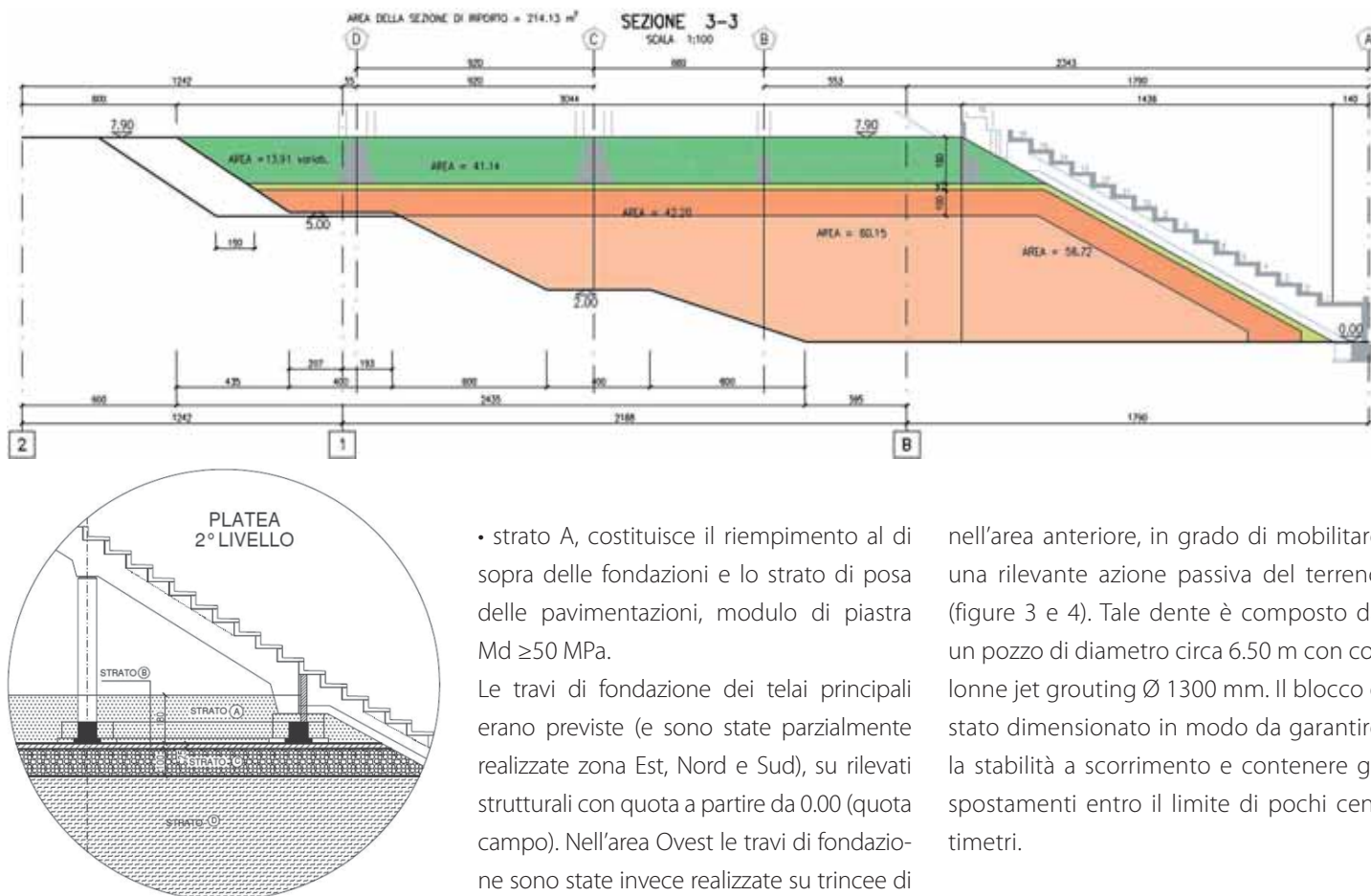


Fig. 2 - Schematizzazione della stratigrafia del terreno sotto le tribune

strallata di copertura composto da:

- Blocchi zavorra interno campo;
- Blocchi ancoraggio area Nord e Sud;
- Basamenti pennoni.

1.1.1 Rilevati e fondazioni dei telai principali

Il rilevato strutturale previsto dal progetto è composto da diversi livelli successivi, indicati come A, B, C e D e mostrati in figura 2, aventi le seguenti caratteristiche e funzioni:

- strato D: costituente il corpo del rilevato, presenta lo spessore maggiore; realizzato fino a 1.2 m al di sotto del piano di fondazione delle tribune e con una bassa deformabilità, costituito parzialmente da materiali provenienti dalla frantumazione dei calcestruzzi del "vecchio stadio", modulo di piastra $M_d \geq 50$ MPa;
- strati B e C: hanno spessore rispettivamente di circa 0.25 m e 1.0 m e caratteristiche di addensamento crescenti verso l'alto, strato B modulo di piastra $M_d \geq 80$ MPa, strato C modulo di piastra $M_d \geq 60$ MPa;

• strato A, costituisce il riempimento al di sopra delle fondazioni e lo strato di posa delle pavimentazioni, modulo di piastra $M_d \geq 50$ MPa.

Le travi di fondazione dei telai principali erano previste (e sono state parzialmente realizzate zona Est, Nord e Sud), su rilevati strutturali con quota a partire da 0.00 (quota campo). Nell'area Ovest le travi di fondazione sono state invece realizzate su trincee di magrone/colonne jet grouting in quanto il periodo dell'anno in cui si dovevano realizzare i rilevati strutturali era quello invernale in cui sicuramente si avrebbero avuti problemi di neve, gelo e disgelo con impossibilità di realizzare tali rilevati come previsto in progetto esecutivo con moduli di piastra sufficienti o tempistiche di posa/realizzazione rilevati troppo "dilatate" e non compatibili con il cronoprogramma generale.

1.1.2 Blocchi zavorra interno campo:

Blocchi massivi in cemento armato realizzati nei quattro angoli interni dello stadio in corrispondenza degli angoli del campo di dimensioni pari a circa 16 m x 12 m x 5 m di altezza con forma tronco piramidale, con funzione di zavorra antisollevamento.

1.1.3 Blocchi ancoraggio area Nord e Sud:

Per i blocchi di ancoraggio dei tiranti della copertura dello stadio a Nord e Sud, soggetti a significativi carichi orizzontali e carichi verticali verso l'alto, si sono realizzate fondazioni a T rovescio con impronta 13 m x 27 m, con un dente posto al di sotto

nell'area anteriore, in grado di mobilitare una rilevante azione passiva del terreno (figure 3 e 4). Tale dente è composto da un pozzo di diametro circa 6.50 m con colonne jet grouting \varnothing 1300 mm. Il blocco è stato dimensionato in modo da garantire la stabilità a scorrimento e contenere gli spostamenti entro il limite di pochi centimetri.

1.1.4 Basamenti pennoni:

Il blocco di fondazione di ciascun pennone è stato realizzato su fondazioni profonde, costituite da colonne jet-grouting, di lunghezza 9 m e diametro 800 mm, 12 m e diametro 1300 mm, al fine di contenere la dimensione del plinto, la profondità di posa e le deformazioni verticali. Al di sopra del "blocco in jet grouting" è stato realizzato un plinto in cemento armato costituito da un blocco inferiore cilindrico all'interno del quale si trovano le teste delle colonne jet in carpenteria metallica e un blocco tronco piramidale in cemento armato con barre dywidag post tese, nel quale è stato inserito il trespolo utile al sollevamento dei pennoni e la sede dove è collocata la sfera dei pennoni.

1.2 Tribuna

1.2.1 Struttura delle tribune

Le tribune risultano poste a differenti quote e così realizzate:

- Tribuna primo livello costituita da travi prefabbricate in c.a. poggianti su plinti in cemento armato;

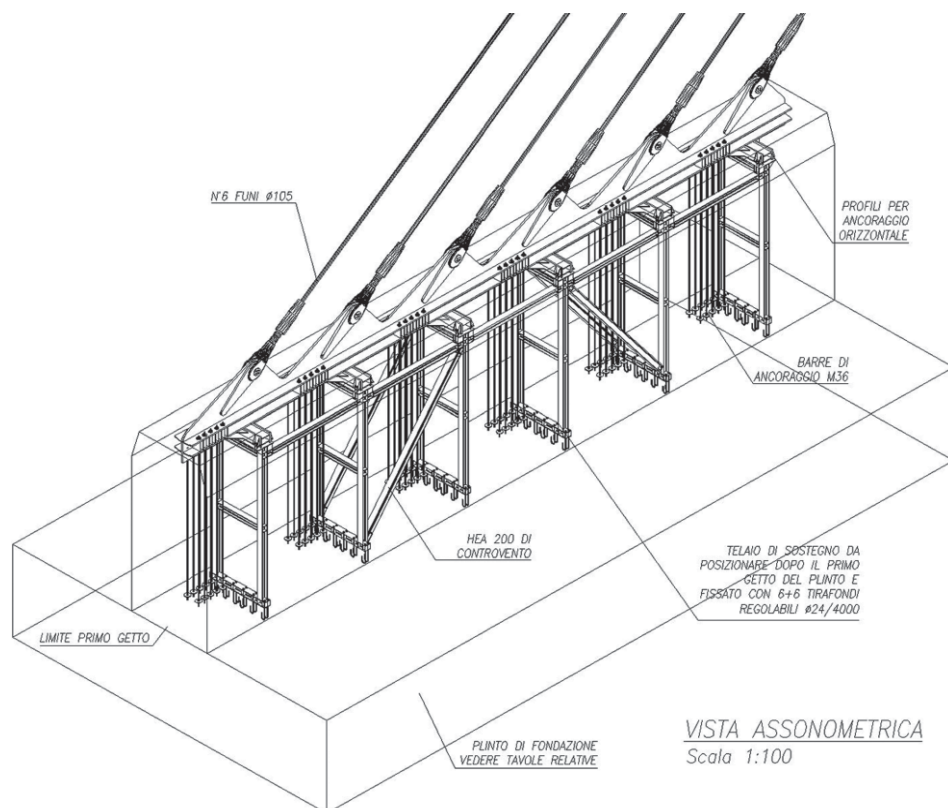


Fig. 3 - Sistema di posizionamento provvisorio delle piastre di collegamento degli stralli

- Tribuna secondo livello costituita da travi prefabbricate in cemento armato poggianti su plinti in cemento amato e pilastri (con appoggio a sella);
- Tribuna terzo livello costituita da travi in carpenteria metallica poggianti sul solaio a quota 18,55 m in corrispondenza dei pilastri a croce in cemento armato e pilastri in carpenteria metallica con sezione circolare. Queste travi risultano essere costituite da sezione tipica a cassone 450 x 1.000/1.100 mm (piatti spessore 20-35 mm) e in corrispondenza degli allineamenti d'angolo da sezione a cassone tipica 600 x 1.530/1.630 mm (piatti spessore 20/40 mm), e sono controventate da un sistema di tubolari Ø 406,4 x 8,8 mm posti in orizzontale ed in diagonale.

I gruppi di telai che costituiscono la struttura delle tribune vengono resi solidali mediante la continuità degli elementi trave con gli impalcati considerati infinitamente rigidi nel proprio piano. Sono state anche realizzate alcune campate "galleggianti" tali da consentire i reciproci spostamenti orizzontali e verticali tra gruppi di telai limitrofi. L'analisi sismica è stata condotta ipotizzan-

do un fattore di struttura $q = 1$.

1.2.2 Struttura dei gradoni

E' stato altresì compiuto uno studio approfondito sulla geometria e sulla armatura dei gradoni, che vengono realizzati con sezione a "T rovescia" o a "L" a seconda della luce libera come illustrato in figura 5.

Per quanto riguarda i setti dei vomitori, i corselli e i pannelli di bordo campo:

- In corrispondenza delle tribune di primo livello i pannelli di bordo campo e i corselli sono costituiti da elementi prefabbricati in cemento armato;
- In corrispondenza della tribuna di secondo livello i setti vomitori risultano in cemento armato gettati in opera;
- In corrispondenza della tribuna del terzo livello gli elementi sono in cemento armato prefabbricati.

In particolare sono state analizzate delle situazioni di appoggio irregolare di un gradone sul successivo, al fine di valutare l'entità di sollecitazioni flessionali secondarie e si è posta molta attenzione nel controllo delle vibrazioni, sia dei gradoni in c.a. che delle travi portogradoni.



Fig. 4 - Ancoraggi degli stralli alla fondazione

1.3 Sistema strutturale di copertura

Il sistema strutturale di copertura è definibile quale sistema strallato tridimensionale a doppio effetto stabilizzato mediante pre-sollecitazione.

1.3.1 Sistema di stralli

Il sistema di stralli sospende due coppie di travi reticolari disposte sulla verticale dei 4 lati del campo da calcio ad una quota di 36,6 m. Ognuno degli stralli collegato ai 4 nodi di vertice è formato da un fascio di funi spiriodali chiuse in acciaio ad alta resistenza (4 ϕ 105 per fascio di vertice). Tali fasci di stralli interni convergono a due a due sul vertice di un cavalletto ad A con base di 45 m circa ed altezza di 84 m circa e proseguono in un fascio di 6 ϕ 105 di stralli esterni che si ancora a terra. Figura 7.

Nel vertice di sommità del sopracitato cavalletto formato dai due piloni un particolare di collegamento in piatti permette l'aggancio dei capicorda superiori del sistema di strallatura esterno. Una sella consente invece la deviazione del fascio di stralli interni che appendono i due vertici del sistema di travi reticolari principali (figura 8).

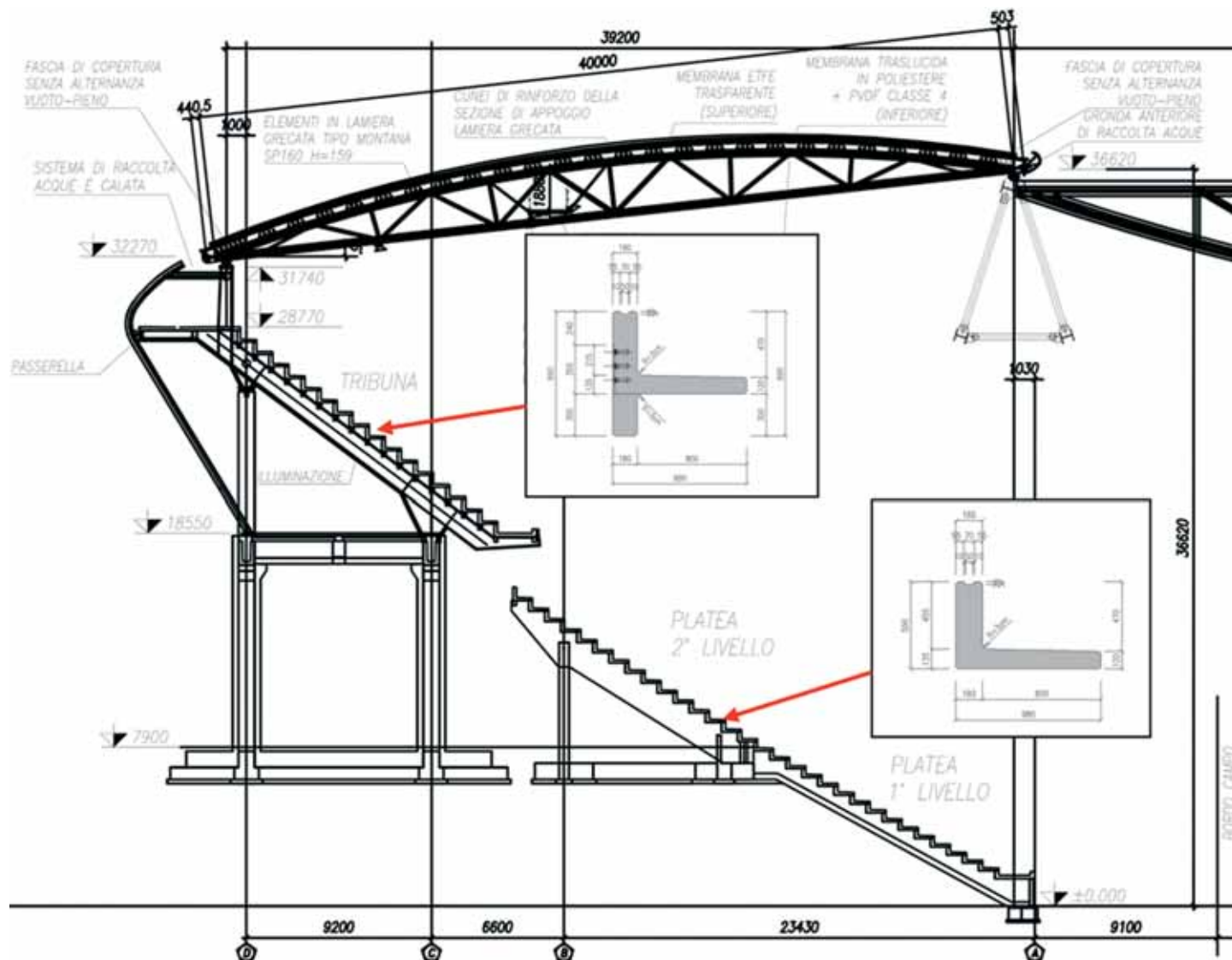


Fig. 5 - Sezione trasversale tipica della copertura e delle tribune

In corrispondenza dei 4 nodi di estremità delle travi reticolari principali trovano inoltre aggancio i sistemi di strallatura denominati "di falda" e "di ritegno verticale" (figura 9). Il sistema di strallatura di ritegno verticale è formato da un fascio di 2 funi di diametro 105 mm per vertice, con giacitura verticale.

Esso ha la funzione di assorbire la risultante di uplift dell'azione in depressione del vento sulla copertura.

Il sistema di strallatura di falda è formato da una fune di diametro 75 mm per vertice, con giacitura pseudo orizzontale e disposizione planimetrica a 45° a partire dai 4 nodi

di estremità delle travi reticolari principali e va ad ancorarsi in testa alle strutture in c.a. delle tribune della zona di raccordo tra i due lati rettilinei. Esso ha la funzione di compensare, insieme al sistema di ritegno verticale, la componente antimetrica dei carichi verticali.

Ad eccezione delle funi degli stralli interni tutte le funi hanno un capocorda di tipo a forchetta non regolabile ad una estremità (quella superiore) ed un capocorda regolabile (al fine di garantire l'uniforme distribuzione degli sforzi di tiro) all'altra estremità (quella inferiore).

Le funi degli stralli interni hanno ad entrambe le estremità un capocorda non regolabile.

Al fine di conferire ai sistemi di strallatura di falda e di ritegno verticale la necessaria rigi-

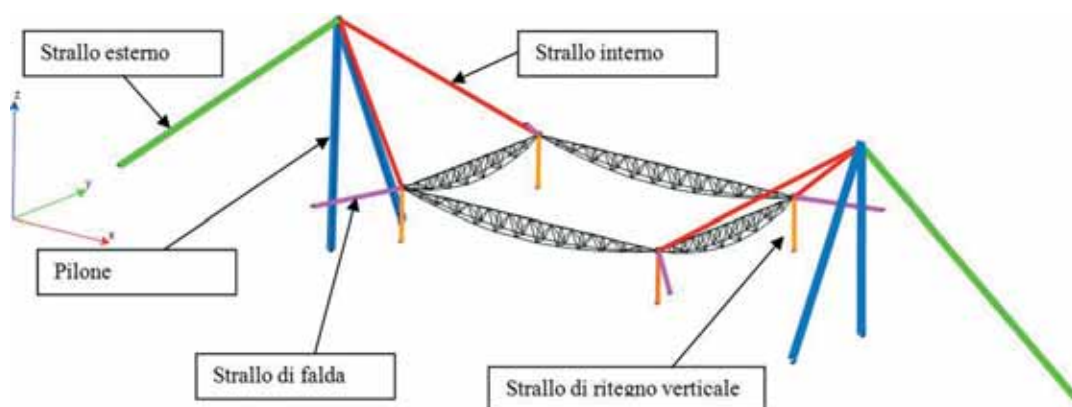


Fig. 6 - Schema del sistema di appensione della copertura

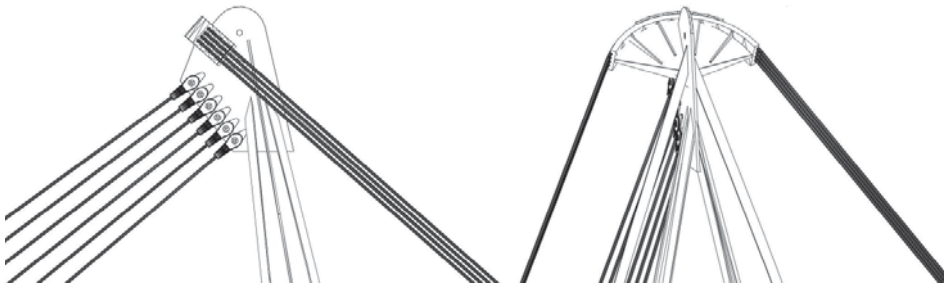


Fig. 7 - Dettaglio di attacco delle funi alla sommità dei piloni

dezza ed efficacia é stato effettuato un pre-tensionamento tale da indurre nelle funi di questi sistemi una trazione sufficiente a compensare gli effetti dei carichi variabili.

1.3.2 Travi reticolari principali

Due coppie di travi reticolari principali formano il bordo rettangolare interno della copertura in corrispondenza dei limiti del terreno di gioco. Le travi parallele all'asse longitudinale hanno luce di 125,3 m mentre le travi disposte trasversalmente hanno luce libera di 88,3 m.

Ciascuna trave reticolare ha sezione trasversale triangolare ed é formata da due reticolari piane aventi il corrente superiore in comune mentre i correnti inferiori (ad andamento curvilineo) sono mutuamente distanziati da traversi. La trave reticolare spaziale così ottenuta ha una altezza variabile con valore massimo in mezzeria (7,77m circa, asse-asse) (figure 9 e 10).

I correnti superiori ed inferiori sono in profili aperti a doppio T ottenuti mediante piatti saldati, le aste di parete ed i traversi sono in

tubo circolare di diametro 298 mm e collegati alle aste di corrente mediante giunti bullonati.

Il passo dei nodi del corrente superiore delle travi reticolari è di 5 m circa e corrisponde alla metà del passo delle travi secondarie; i nodi del corrente inferiore hanno passo doppio.

Per la struttura delle travi reticolari principali sono stati impiegati acciai di tipo S 355 J2G3, S 355 K 2 e S 460 NL.

1.3.3 Piloni principali

I piloni sono alti 80 m circa e sono disposti in modo da formare dei cavalletti ad "A" con una distanza di 43 m fra i punti di appoggio alla base in corrispondenza delle fondazioni.

Le colonne principali sono di forma affusolata con una sezione trasversale pseudo triangolare composta da tre piatti curvi di spessore 30/35 mm rinforzati da un sistema interno di irrigidimenti trasversali e longitudinali (figura 11 e 12) e disposti secondo i lati di un ideale triangolo equilatero.

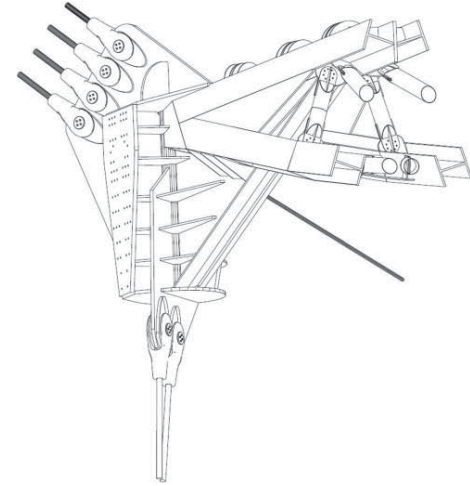


Fig. 8 - Particolare dell'attacco delle funi di appensione, di falda e di ritegno verticale in corrispondenza dei terminali delle travi principali

La forma a fuso é ottenuta geometricamente variando il raggio della circonferenza che circoscrive il triangolo equilatero di riferimento, con un massimo di 2.500 mm in mezzeria.

In corrispondenza di ogni vertice un piatto calandrato di dimensione 350 mm x 80 mm disposto di taglio materializza ed ac-

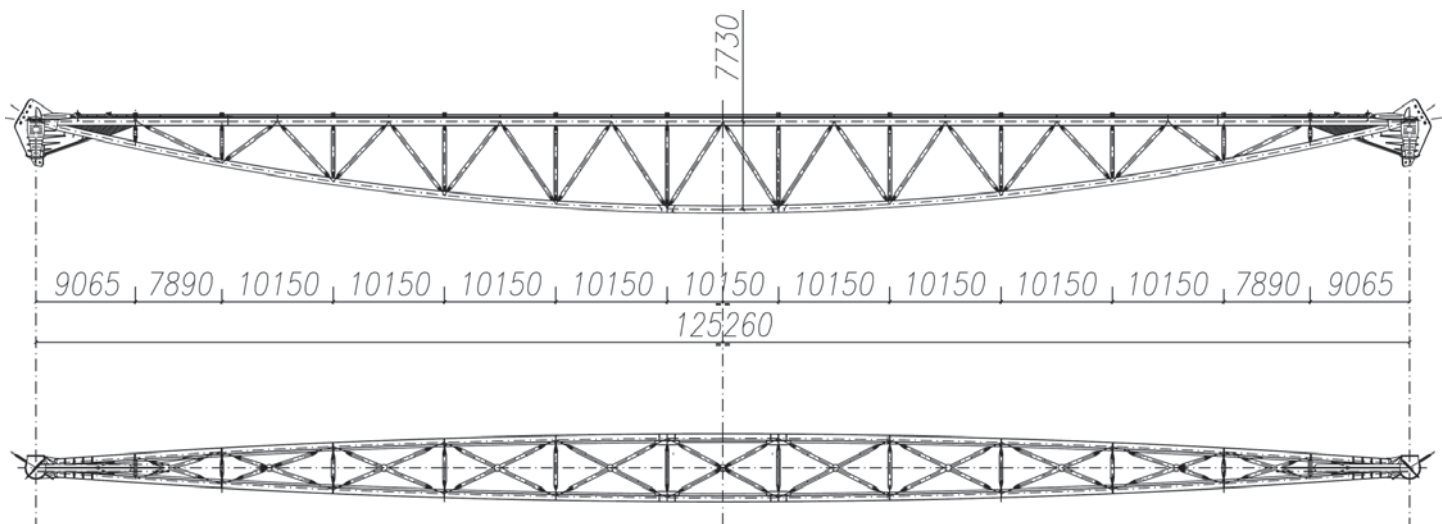


Fig. 9 - Travi reticolari spaziali longitudinali (L = 125,3 m)

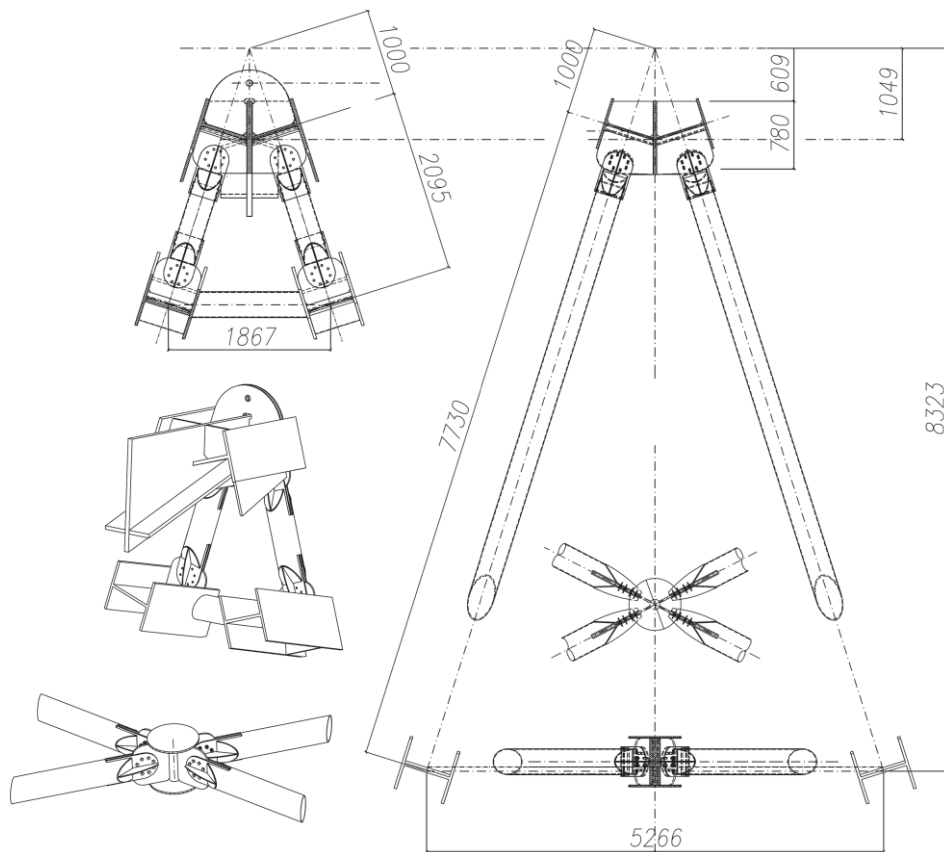


Fig. 10 - Vista in sezione e dettagli della trave reticolare longitudinale

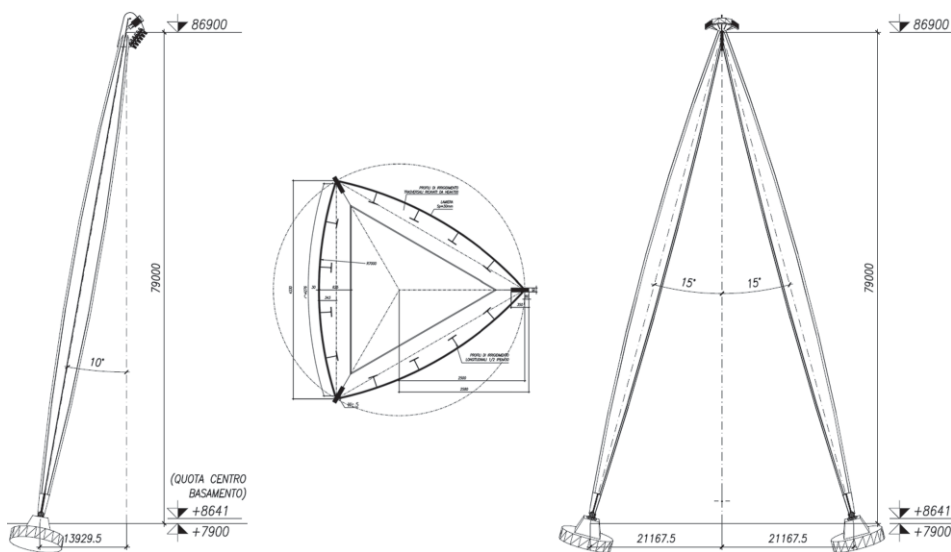


Fig. 11 - Vista di profilo, sezione e prospetto del pilone dello stadio



Fig. 12 - Fotografia della sezione del pilone

centua lo spigolo del cassone.

Nel vertice di sommità un particolare di piatti permette l'aggancio dei capicorda superiori del sistema di strallatura esterno (figura 7). Una sella consente invece la deviazione del fascio di stralli interni che, senza interruzioni e senza il ricorso a capicorda in corrispondenza del pilone, appendono i due vertici del sistema di travi reticolari principali, (cuspidi).

Ai piedi di ogni colonna c'è una cerniera sferica realizzata con una sfera di acciaio piena avente raggio 500 mm.

1.3.4 Strutture secondarie di copertura

Sul sistema di appensione precedentemente descritto trova appoggio trasversalmente rispetto alle strutture principali il sistema di travi secondarie della copertura. Ciascuna trave, di luce 40 m circa, disposta con passo di 10 m circa, si appoggia in corrispondenza di una estremità alla testa della trave periferica esterna che collega in sommità le travi portagrado della tribuna sottostante ed in corrispondenza dell'altra estremità verso l'interno dello stadio ad un nodo del corrente superiore della trave reticolare principale (figura 13).

La trave secondaria è anch'essa reticolare spaziale con sezione trasversale triangolare. Il corrente inferiore è rettilineo ed è formato da un profilo in piatti saldati equivalente per caratteristiche ad un HEAA 280. Il corrente superiore, con andamento curvilineo, è formato da due profili HEA 280 distanziati e controventati da traversi e diagonali di parete in tubo. Le aste di parete sono in tubo circolare di diametro 127 mm circa (figure 13 e 14). L'altezza della reticolare è variabile con il valore massimo in mezzeria (2,50 m circa, asse-asse).

Ogni coppia di travi reticolari è collegata in corrispondenza della mezzeria da un traliccio in tubi. Tale collegamento ha la funzione di garantire la stabilità "torsionale" delle travi stesse sia in fase di montaggio che a regime (a prescindere dal ruolo della lamiera grecata di copertura).

L'appoggio delle travi secondarie sulle tribune è di tipo fisso: tramite esso viene trasferita alla struttura delle tribune sottostante in c.a. la risultante delle azioni orizzontali (vento, sisma) agenti sulla copertura.

L'appoggio delle travi secondarie sulle reticolari principali del bordo interno è invece in direzione orizzontale di tipo scorrevole nel senso della trave secondaria stessa. Questo permette lo sviluppo di spostamenti verticali indotti dai carichi gravita-

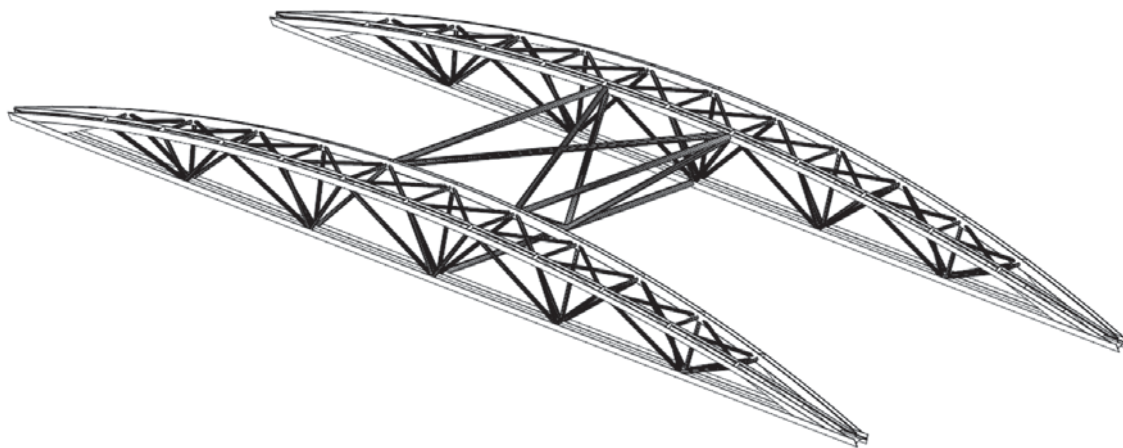


Fig. 13 - Disegno 3D delle coppie di travi secondarie e fotografia delle travi una volta completata l'installazione del manto di copertura

zionali senza che l'inclinazione delle travi secondarie induca effetti spingenti sulla struttura delle tribune.

Fra le travi reticolari secondarie sono ordinati gli arcarecci ottenuti dalla composizione di lamiere grecate in acciaio. Le lamiere sono alternate a zone vuote di uguale dimensione. Per riuscire a sopportare i carichi di progetto su una luce di 11 m sono stati impiegati profili di lamiera alti 160 mm sovrapposti in modo da creare una sezione cellulare alta 320 mm. (figura 15). In fase progettuale per definire correttamente le caratteristiche dei profili di lamiera da impiegare (altezza, spessore e eventuali irrigidimenti supplementari) e verificare il funzionamento meccanico della sezione cellulare è stata condotta una campagna di prove sperimentali (fi-

gura 17) su campioni di lamiera in base a quanto esposto nella norma UNI EN 1990:2006 13/04/2006 "Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale", par. "Design assisted by testing".

Una volta posate le lastre di lamiera sono state ricoperte da una membrana in materiale composito. (figura 16).

2. MODELLI MATEMATICI E ANALISI CONDOTTE

2.1 Modello del sistema principale di appensione

La struttura principale e le travature secondarie sono state modellate con modelli matematici tridimensionali (figura 17) impiegati per analisi statiche lineari e analisi dinamiche modali. Il software impiegato per la modellazione, il calcolo e la verifica

del sistema strutturale è di Enxsys Win-Strand.

Sul modello del sistema principale di appensione principale sono state condotte le seguenti analisi:

- il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali che compongono le travi reticolari principali e la struttura di appensione (piloni e stralli);
- la valutazione delle azioni orizzontali di ritegno trasmesse alle strutture delle tribune.

A tal fine, per esigenze di modellazione volte a simulare in modo più efficace possibile il comportamento dei sistemi di strallatura denominati "di falda" e "di ritegno verticale":

- a) i pesi permanenti sono applicati in assenza di tali sistemi in modo che, per effet-

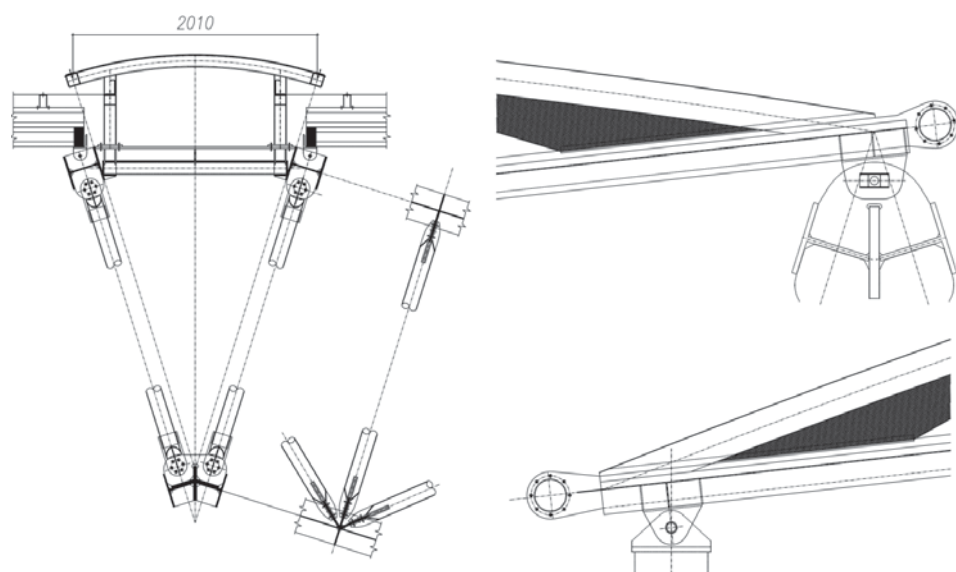


Fig. 14 - Sezione tipica della trave reticolare secondaria e dettagli di appoggio



Fig. 15 - Sovrapposizione di profili di lamiera alti ognuno 160 mm



a)



b)

Fig. 16 - a) Pannello tipico cellulare; b) Prova sperimentale per identificazione di stato ultimo di sollecitazione e deformazione

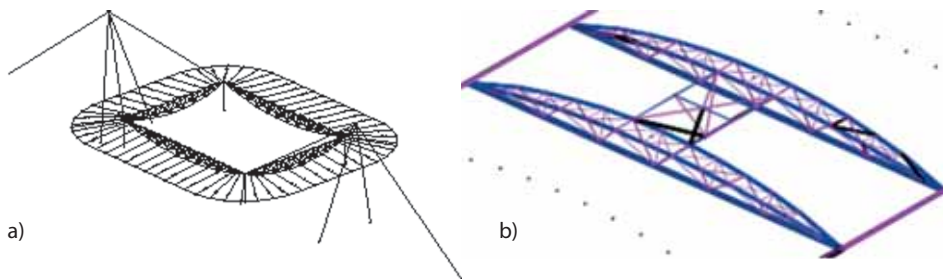


Fig. 17 - a) Vista isometrica della struttura principale; b) Vista isometrica solida del modulo tipico di travatura secondaria

to degli spostamenti indotti da tali carichi, non siano sede di tiri/compressioni;
 b) le azioni temporalmente successive (di pretensionamento e variabili) sono applicate in presenza di tali sistemi: il livello di pretensionamento è fissato in modo che gli spostamenti indotti producano variazioni del tiro iniziale senza mai azzerarlo;
 c) le travi secondarie sono schematizzate come elementi tipo beam monodimensionali: per ciascuna di esse il vincolo orizzontale

in corrispondenza dell'appoggio esterno (sulla tribuna) è considerato fisso mentre l'appoggio interno (sulla trave reticolare principale del bordo interno della copertura) è modellato in modo che sia consentito lo spostamento orizzontale relativo (tra trave secondaria e trave reticolare principale) nella direzione della trave secondaria;
 d) il sistema di strallatura "di falda" è modellato in corrispondenza di ogni vertice mediante un elemento tipo truss che si vincola in corrispondenza delle tribune in un nodo isolato in cui è possibile leggere le azioni trasmesse.

In figura 18 e 19 sono graficizzati gli sforzi normali di trazione e compressione negli elementi del sistema di appensione principale e nella trave secondaria.

In figura 20 sono riportate alcune forme modali dei principali modi di vibrare della struttura ottenute con l'analisi dinamica modale.

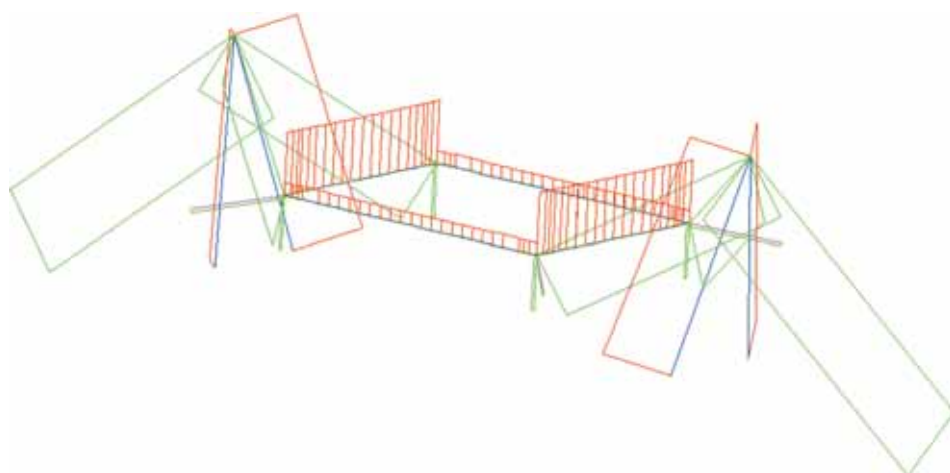


Fig. 18 - Diagramma della forza assiale agente negli elementi che costituiscono la struttura sospesa principale (rosso = compressione, verde = trazione)

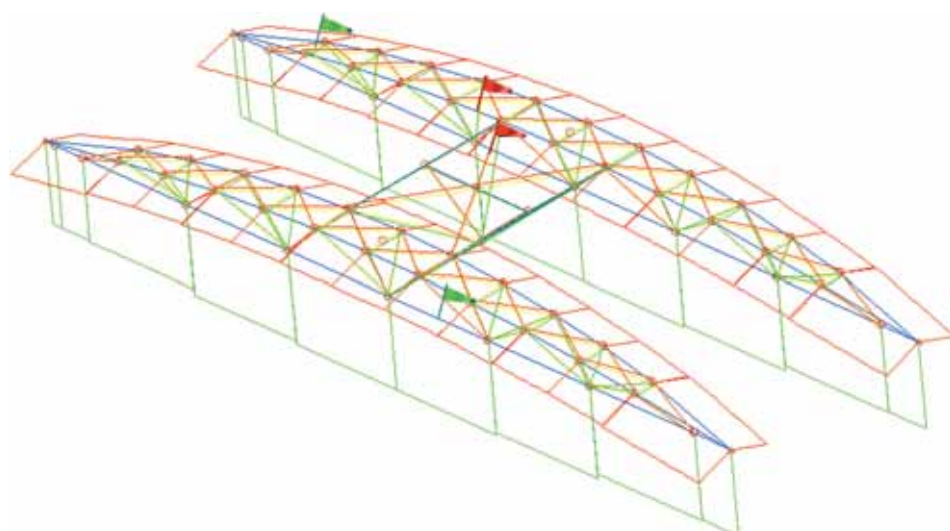


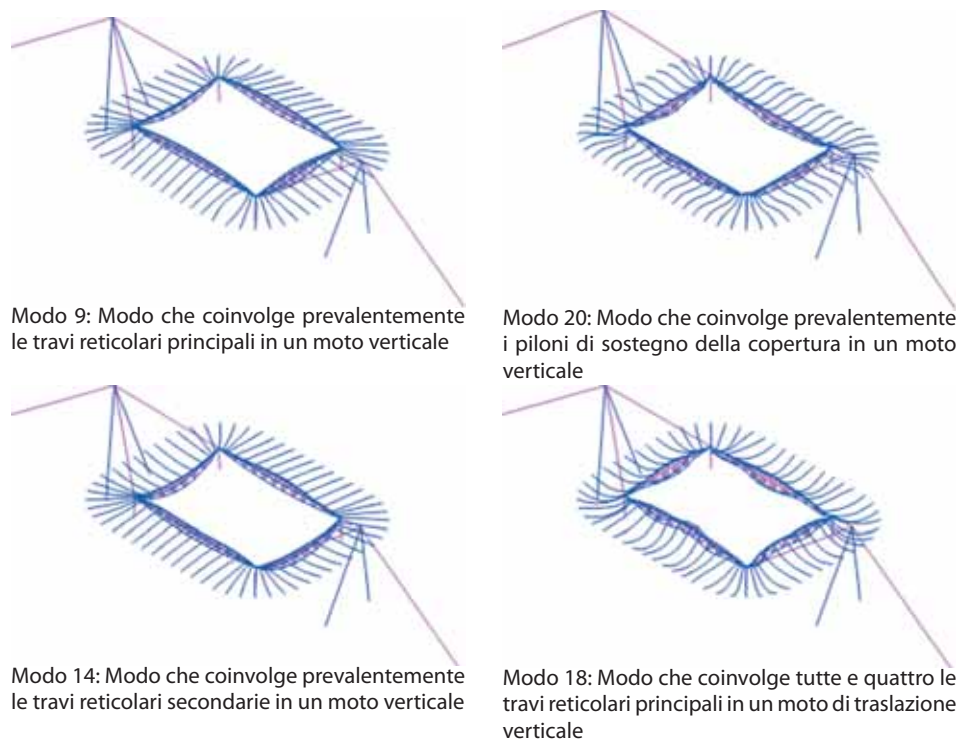
Fig. 19 - Diagramma della forza assiale agente negli elementi del modulo tipico di trave secondaria

2.2 Modello delle colonne principali

Ogni colonna principale è modellata come un elemento con sezione trasversale variabile soggetto all'azione del peso proprio, alla forza assiale dovuta alle strutture sospese e all'azione laterale del vento.

Le analisi di resistenza e stabilità hanno seguito i seguenti passi (secondo quanto indicato nelle EN1993-1-1):

- 1) determinazione del primo moltiplicatore di buckling della colonna;
- 2) determinazione delle imperfezioni di progetto e aggiornamento del modello in base alla geometria deformata ottenuta. La geometria deformata è orientata in modo da avere lo stesso segno degli spostamenti



Modo 9: Modo che coinvolge prevalentemente le travi reticolari principali in un moto verticale

Modo 20: Modo che coinvolge prevalentemente i piloni di sostegno della copertura in un moto verticale

Modo 14: Modo che coinvolge prevalentemente le travi reticolari secondarie in un moto verticale

Modo 18: Modo che coinvolge tutte e quattro le travi reticolari principali in un moto di traslazione verticale

Fig. 20 - Immagini e descrizioni dei modi di vibrare più significativi della struttura principale

dovuti ai carichi esterni;

3) analisi della risposta della colonna alle azioni di progetto tenendo in considerazione gli effetti della non linearità geometrica (figura 21);

4) verifica di resistenza delle sezioni trasversali considerando i profili in classe 3 in base a quanto specificato nelle EN1993-1-1;

5) progetto degli irrigidimenti longitudinali e trasversali in base a quanto specificato nelle EN1993-1-5.

2.3 Modelli degli attacchi delle funi principali

Speciale attenzione è stata posta nell'analisi dei particolari di attacco delle funi principali alla copertura. Un apposito modello tridimensionale agli elementi finiti è stato

implementato per analizzare la diffusione delle tensioni e i loro picchi (figure 22 e 23).

3. ANALISI SPERIMENTALE IN GALLERIA DEL VENTO

3.1 Prove su modello aerodinamico della copertura dello stadio

Sono state effettuate prove sperimentali su un modello aerodinamico dello stadio nella galleria del vento del Politecnico di Milano, con lo scopo di determinare i coefficienti di pressione sulla copertura e sulla superficie laterale e il valore delle forze e dei momenti globali agenti sulla struttura (figura 24).

Il programma di prove consiste nei seguenti punti principali:

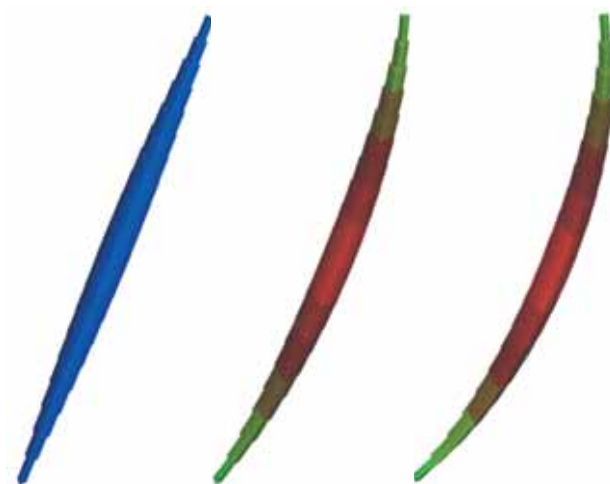


Fig. 21 - Configurazione indeformata del pilone, prima deformata di buckling e deformata sotto l'azione dei carichi esterni

1) Costruzione di un modello aerodinamico rigido dello stadio in scala 1/100 coerentemente con i disegni del progetto esecutivo. Il modello è stato progettato in modo da permettere la misurazione delle forze globali mediante una coppia di bilance in grado di misurare sei componenti di forza e 4 celle di carico. La pressione sulla superficie viene misurata con 548 sensori di pressione puntuali applicati sulla copertura e sulla parete laterale.

2) Costruzione attorno al modello degli edifici esistenti rispettando il fattore di scala in un raggio di 500 m – 600 m rispetto al centro dello stadio.

3) Posizionamento del modello sulla tavola rotante (13 m di diametro) nella camera di prova. La tavola rotante permette di sperimentare diverse esposizioni all'azione del vento senza modificare i modelli approntati.

4) Simulazione del vento naturale presente nel sito mediante l'uso di generatori passivi

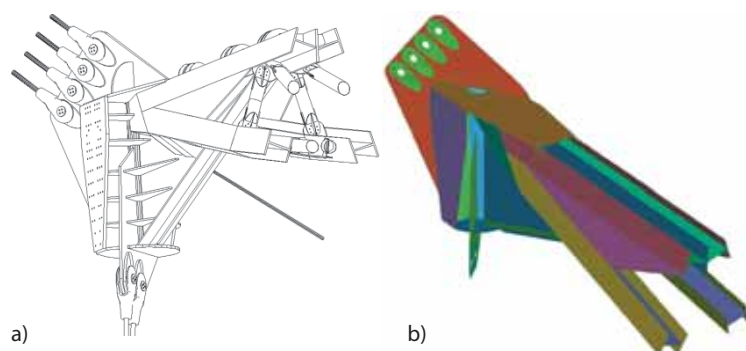


Fig. 22 - a) Disegno tridimensionale del dettaglio, b) Modello numerico tridimensionale agli elementi finiti

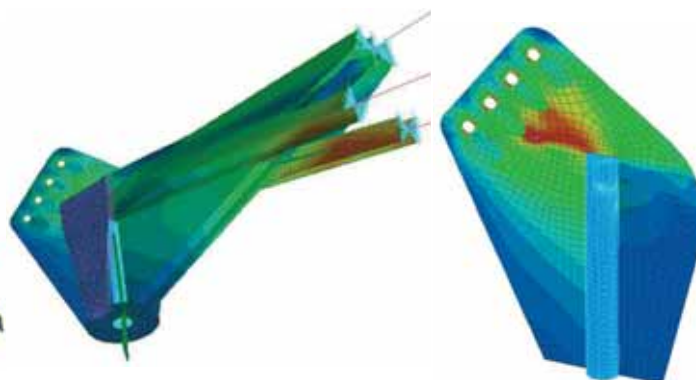


Fig. 23 - Rappresentazione grafica dello stato tensionale

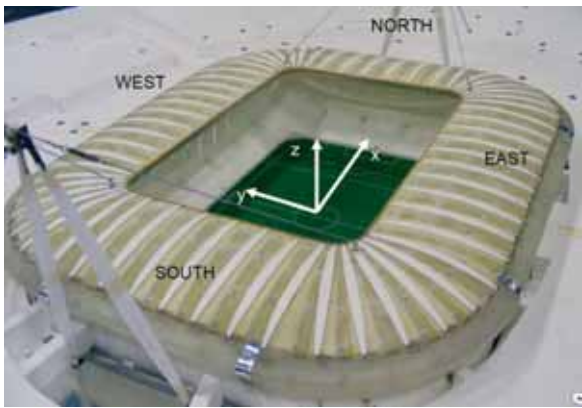


Fig. 24 - Sistema di riferimento adottato per i test in galleria del vento

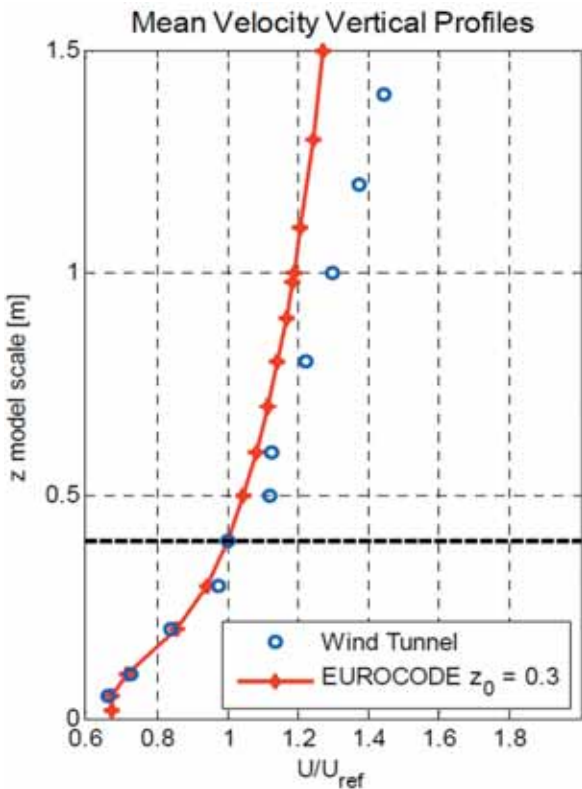


Fig. 25 - Profilo verticale della velocità media misurata

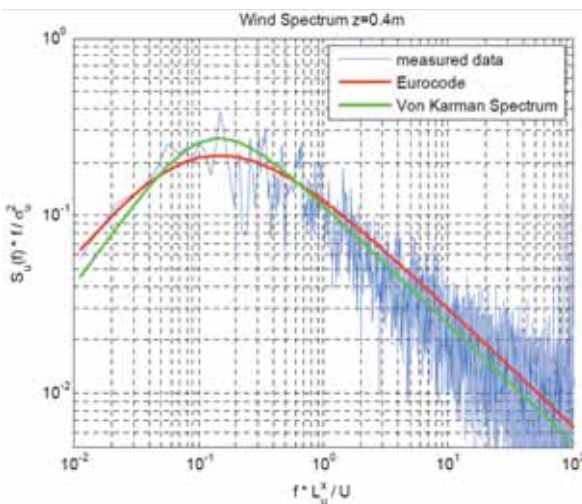


Fig. 26 - Densità spettrale di potenza del vento

di turbolenza (spire e elementi del pavimento corrugati). Le proprietà del vento sono definite in termini di profilo di velocità media, intensità di turbolenza e densità spettrale di potenza (figure 25 e 26).

5) Misurazione della pressione superficiale esterna ed interna sulla copertura e sulla superficie laterale per 12 angoli di ingresso e 3 valori della velocità del vento.

6) Misurazione delle forze e dei momenti globali agenti sulla copertura per 12 angoli di ingresso e 2 valori della velocità del vento.

3.1.1 Distribuzione delle pressioni sulle superfici dei modelli

L'impiego di una strumentazione di lettura veloce della pressione permette di condurre uno studio che dia informazioni sia sui valori medi che di picco della distribuzione di pressione dovuta all'azione del vento sulla copertura e sulle pareti laterali del modello (figura 27).

- Il valore massimo del coefficiente di picco negativo ($C_p = -1$) della pressione netta sulla copertura è stato misurato dai sensori di pressione posti vicino al perimetro interno.
- Valori negativi più grandi ($C_p = -1,5$) sono stati raggiunti nella parte superiore della parete laterale in prossimità della copertura.
- Valori positivi di picco fino a $C_p = 1,06$ sono stati misurati nella parte di parete laterale vicino al muro verticale delle tribune. Sulla copertura i valori di picco positivi del coefficiente di pressione non superano $C_p = 0,9$
- La maggiore sensibilità alla variazione di angolo di ingresso del vento è stata mostrata dai sensori di pressione situati vicino al perimetro interno della copertura.

3.1.2 Carichi globali del vento

I carichi globali del vento agenti sulla copertura sono stati misurati mediante l'impiego di due bilance (figura 28a) in grado di misurare sei componenti di forza e 4 celle dinamometriche (figura 28b) posizionate sui cavi collegati ai piloni. Le misurazioni forniscono una stima dei carichi del vento agenti sulla struttura reale sia in termini di valori medi

che di picco (deviazione standard).

Nella figura 29 sono mostrati alcuni grafici dei coefficienti di forza sulla struttura in funzione dell'angolo della direzione del vento in cui sono confrontati i valori ottenuti dalla misurazione delle bilance e dall'integrazione della distribuzione dei coefficienti di pressione.

Dalle prove sperimentali sul modello è stato possibile rilevare che:

- Il calcolo delle forze globali attraverso l'integrazione delle distribuzioni di pressione porta a sottostimare il valore medio delle forze e dei momenti aerodinamici. Questo può essere dovuto alla distribuzione dei sensori di pressione che essendo stati posti sulla copertura e non sugli skylight possono perdere qualche effetto locale dovuto alla presenza degli skylight.
- L'andamento dei coefficienti di forza e di momento in funzione degli angoli di esposizione è simile fra le misure dinamometriche e l'integrazione della distribuzione delle pressioni sia considerando i valori medi che la deviazione standard, specialmente per le componenti laterali delle forze e per i momenti. Per la componente di forza verticale può essere invece assunto un fattore di sicurezza.
- Il massimo valore della forza verticale viene raggiunto per le direzioni di ingresso del vento di 90° e 270° , quando il vento arriva in direzione ortogonale alle tribune principali. Il massimo valore del coefficiente di forza verticale è 4 volte maggiore del massimo valore del coefficiente di forza laterale.
- Le fluttuazioni del valore del coefficiente di forza verticale sono 5 volte maggiori rispetto a quello laterale.
- Le fluttuazioni del valore del coefficiente di forza verticale calcolato integrando la distribuzione di pressione sono maggiori e meno sensibili alle diverse direzioni di ingresso del vento rispetto ai valori ricavati con le misurazioni dei dinamometri.

3.2 Prova su modello aeroelastico del pilone

Altre prove in galleria del vento sono sta-

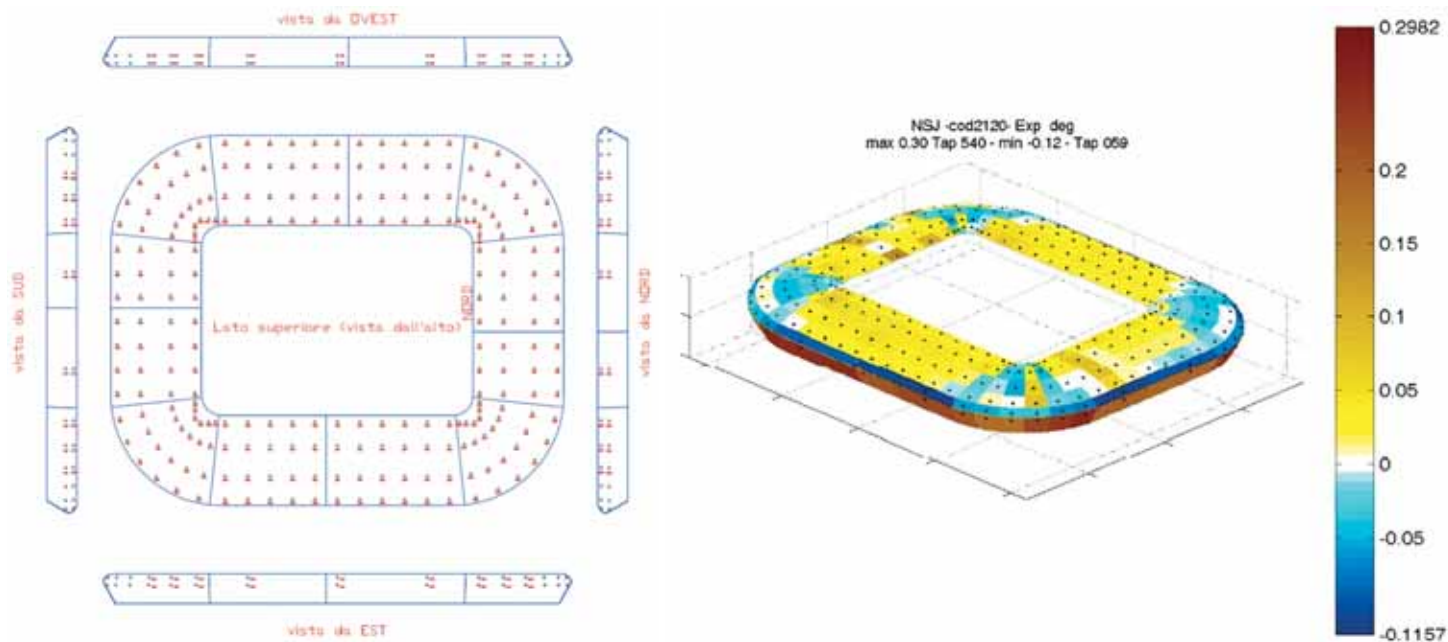


Fig. 27 - Posizionamento sulla copertura dei sensori di pressione e mappa dei massimi coefficienti di pressione ricavati dai test in galleria del vento

te effettuate su un modello aeroelastico in scala di un singolo pilone dello stadio, con lo scopo di analizzare il fenomeno del distacco dei vortici per diversi angoli di attacco del vento.

Il lavoro necessario per approntare il modello in galleria del vento è composto dalle seguenti attività:

- Progetto del modello aeroelastico sulla base dei disegni CAD e dei modelli numerici forniti dal progettista, in modo da rispettare le prime frequenze e forme modali del pilone reale seguendo il criterio di similitudine di Froude.
- Costruzione del modello aeroelastico e installazione del modello in galleria del vento con il posizionamento di accelerometri per misurare il moto sotto l'azione del vento. Le prove in galleria del vento sono state effettuate con fluidi in regime laminare.
- Caratterizzazione dinamica del modello in assenza di vento per verificare il valore delle frequenze naturali dei primi modi di vibrare del pilone. Il valore di queste frequenze è importante perché influenza il range di velocità del vento in cui si ha il fenomeno del lock-in e del galloping che si vogliono indagare con queste prove sperimentali.

3.2.1 Setup del modello sperimentale

Il modello aeroelastico del pilone è stato

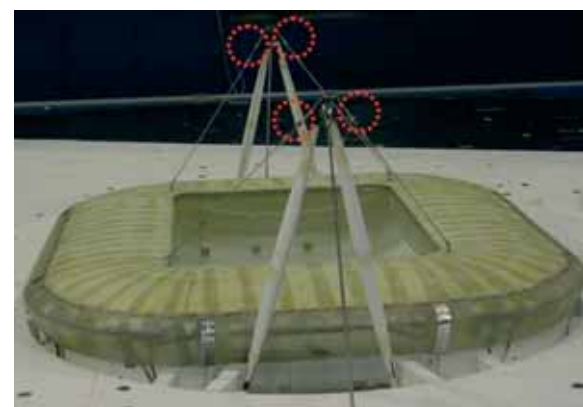
installato nella galleria del vento del Politecnico di Milano. Il modello è stato tenuto orizzontale mediante un doppio vincolo a cerniera alle sue estremità come illustrato in figura 30. Due piastre di legno rettangolari sono state fissate ai lati del modello per evitare che il fluido venisse disturbato dai profili dei supporti.

Tre coppie di accelerometri sono state montate sul modello nelle posizioni indicate in figura 31. Gli accelerometri 1 e 2 sono posti in mezzeria in modo da cogliere al meglio il contributo del primo modo di vibrare mentre gli accelerometri 3, 4, 5 e 6 sono posizionati in modo da cogliere al meglio il contributo del secondo modo di vibrare del pilone.

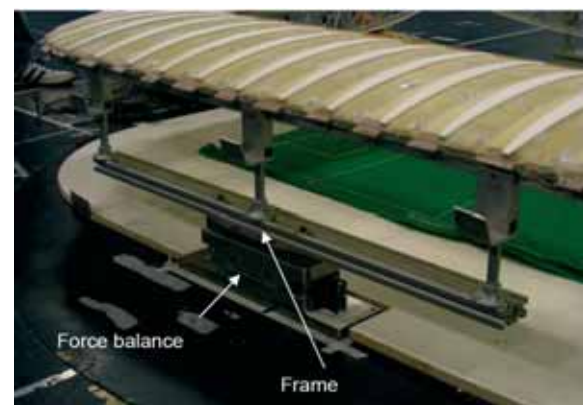
Un tubo di Pitot posizionato alla stessa altezza del modello è stato installato per misurare la velocità media del vento durante le prove.

3.2.2 Procedura di prova

Le caratteristiche aeroelastiche del pilone sono state analizzate in una serie di prove sperimentali in galleria del vento con il fluido in regime laminare. Sfruttando la simmetria della sezione sono stati considerati solo otto angoli di attacco (15° , 30° , 45° , 60° , 75° , 90° , 105° e 120°) come indicato in figura 32.



a)



b)

Fig. 28 - a) Posizionamento delle 4 celle dinamometriche sui cavi collegati ai piloni; b) Posizionamento di una delle 2 bilancie impiegate per misurare i carichi globali

Per ogni angolo di attacco del vento la procedura di prova è composta da 3 passi:

1. Prove di oscillazione libera in aria ferma per definire lo smorzamento strutturale per differenti ampiezze di oscillazione.

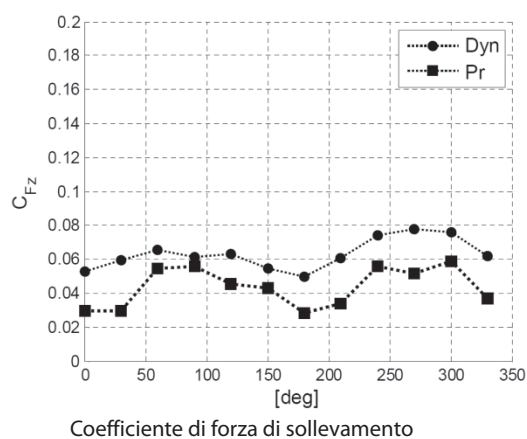
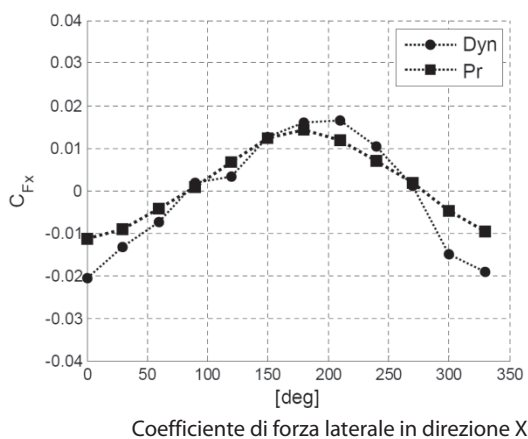


Fig. 29 - Comparazione fra i valori dei coefficienti di forza ottenuti dalle misurazioni delle bilance e dall'integrazione della distribuzione dei coefficienti di pressione

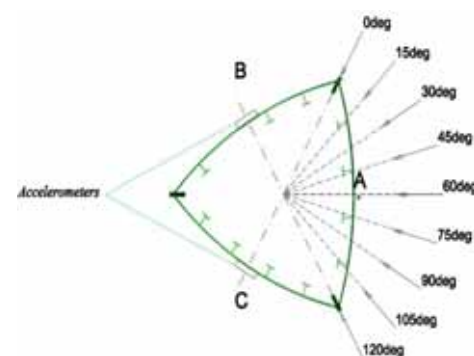


Fig. 32 - Angoli di attacco del vento provati nei test in galleria del vento

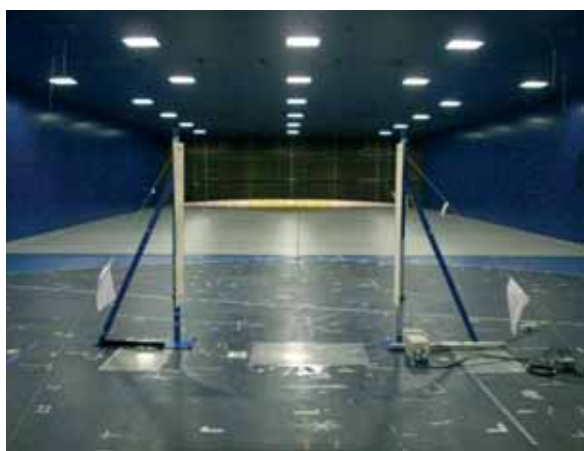


Fig. 30 - Immagini del modello in scala del pilone in galleria del vento

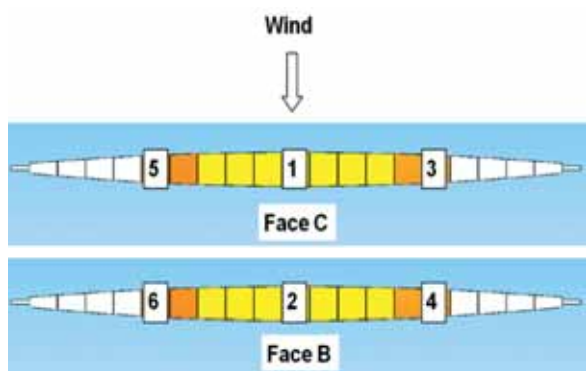


Fig. 31 - Posizione degli accelerometri

- Identificazione della frequenza di distacco dei vortici e del range di velocità in cui si presenta il fenomeno del lock-in sotto l'azione di un fluido laminare mediante prove in regime stazionario.
- Identificazione dell'energia trasmessa alla struttura da un fluido laminare nel range di velocità di lock-in mediante prove in regime transitorio.

3.2.3 Risultati

L'obiettivo di questo tipo di prove sperimentali è quello di trovare il più critico angolo di attacco del vento fra una serie di test effettuati con diversi angoli di attacco. Si vuole avere un'idea dei range di velocità di lock-in per tutti i possibili angoli di ingresso del vento per capire quale esposizione può essere considerata come critica. I risultati illustrati in figura 33 mostrano che le direzioni di ingresso del vento più critiche sono nel range di 45°-75°, dove l'ampiezza degli spostamenti normalizzati raggiunge un valore di circa 0,06 m che corrisponde a circa 0,25 m in scala assoluta con un valore di accelerazione pari a 14 m/s². I test sperimentali mostrano anche che c'è una somiglianza di risultati fra esposizioni al vento con una simmetria geometrica strutturale. Questo significa che i valori ottenuti per angoli di ingresso del vento di 45° e 75° sono simili e lo stesso avviene per angoli di 30° e 90°. Tuttavia le esposizioni che provocano i massimi spostamenti della struttura sono quelle a 45° e 75°.

4. PROCEDURA DI MONTAGGIO, MATERIALI E COMPUTO

4.1 Procedura di montaggio

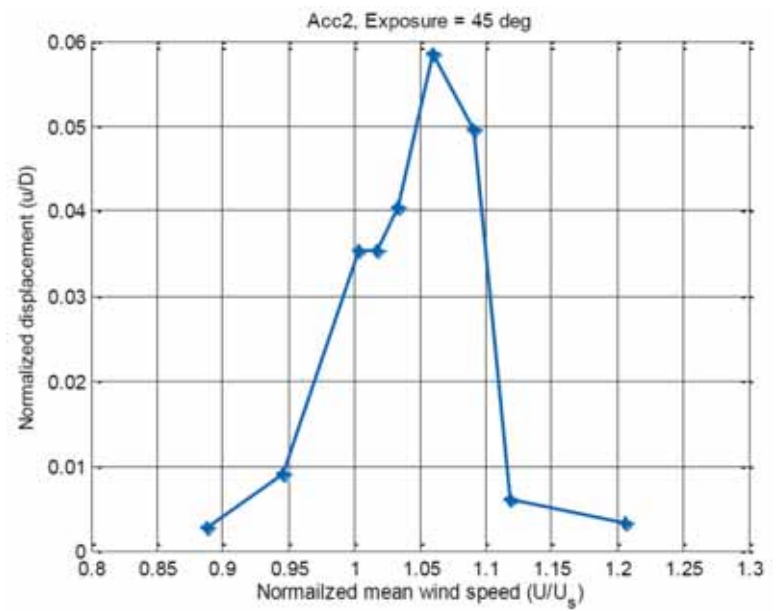
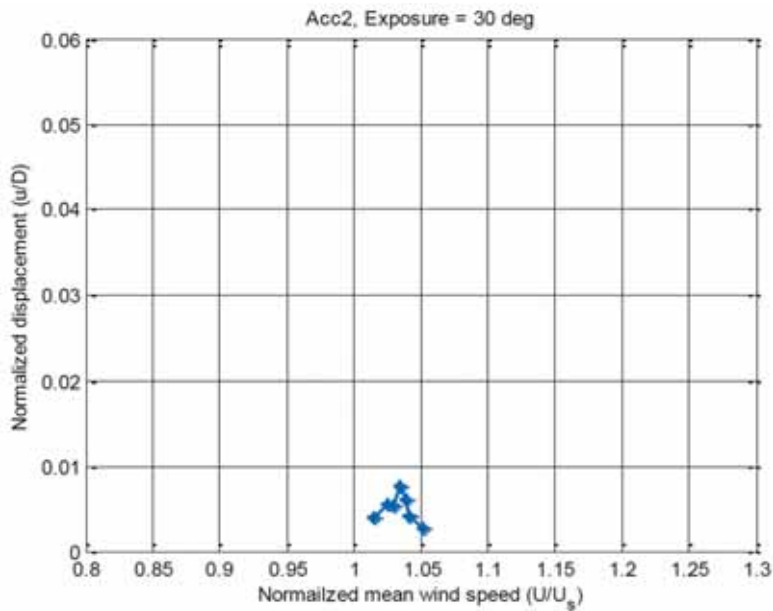
Dopo lo smontaggio della copertura esistente, la demolizione e la ricostruzione delle tribune in c.a. la struttura metallica principale costituita dai piloni e dalle reticolari principali è stata assemblata a terra (figura 34).

I pennoni, partendo da 5 conchi costruiti in officina, sono stati assemblati a ridosso dei propri basamenti della zona nord e sud; le quattro travi principali sono state invece assemblate in conchi di lunghezza massima di 17 m all'interno del campo di gioco su rilevati provvisori in corrispondenza del 1° livello delle tribune (figura 35).

Contestualmente al montaggio a terra dei pennoni e delle travi principali, si è provveduto al montaggio della torre provvisoria, a struttura di tipo reticolare, in prossimità del centrocampo mediante l'ausilio di una gru telescopica e una piattaforma aerea operanti all'interno del perimetro del campo di gioco.

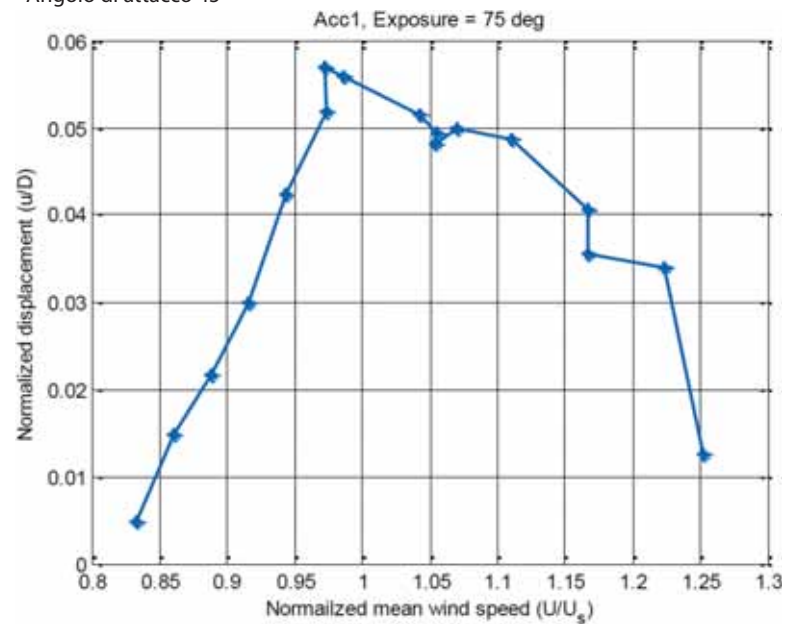
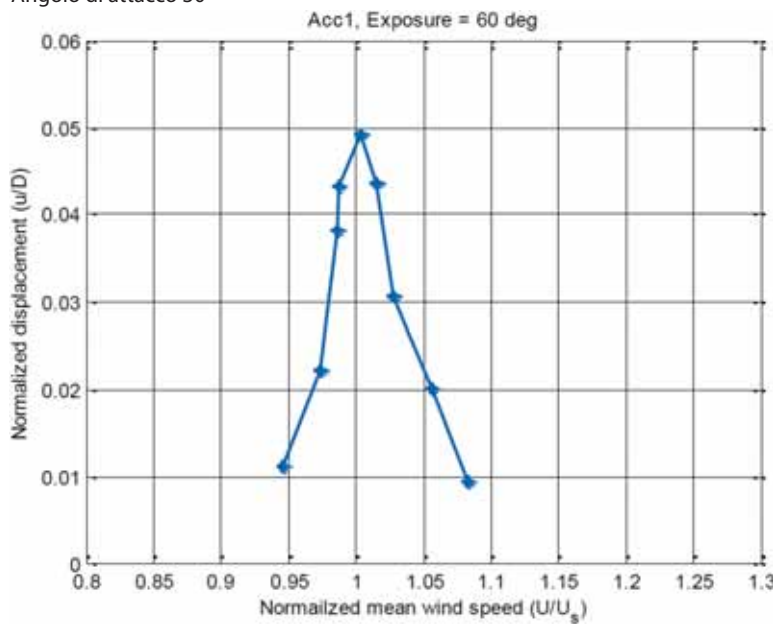
Ultimato il montaggio della torre provvisoria si è proceduto al posizionamento dei martinetti (figura 39) (aventi portata 900 t) che collegano la sommità della torre con la sommità del pennone (figure 36 e 37), e dei martinetti, collegati con la sommità della torre, sino al basamento di ancoraggio degli stralli.

Infine si è proceduto al varo delle strutture di copertura, seguendo le sotto indicate fasi:



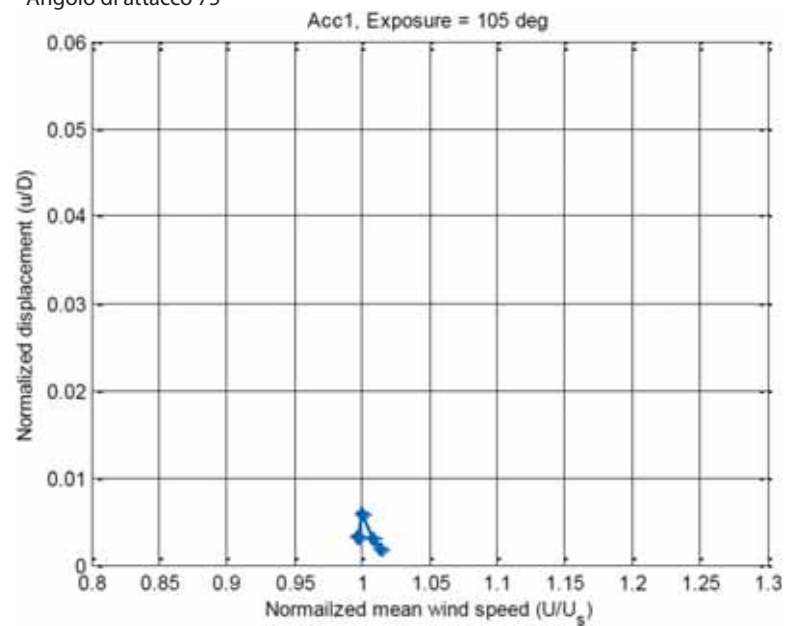
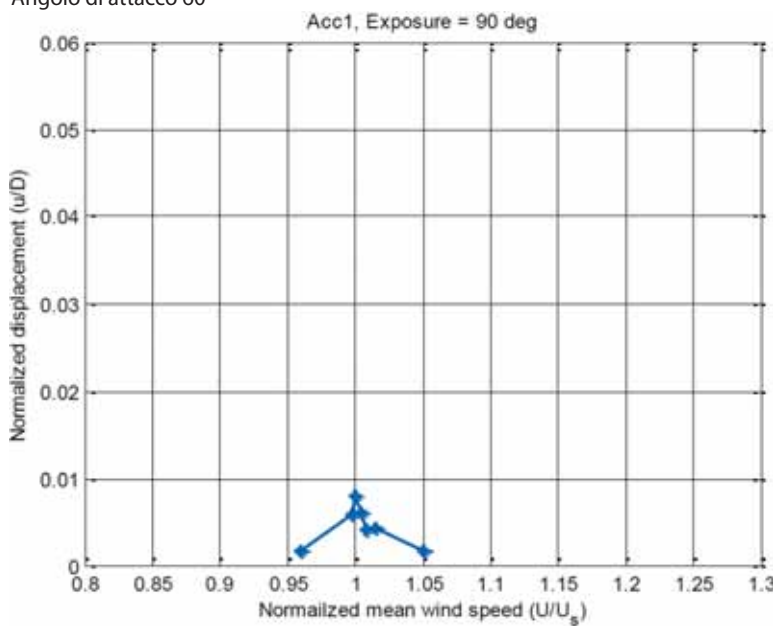
Angolo di attacco 30°

Angolo di attacco 45°



Angolo di attacco 60°

Angolo di attacco 75°



Angolo di attacco 90°

Angolo di attacco 105°

Fig. 33 - Massimi spostamenti del pilone in funzione della velocità del vento per diversi angoli di attacco



Fig. 34 - Nodo principale di appensione uscito dall'officina

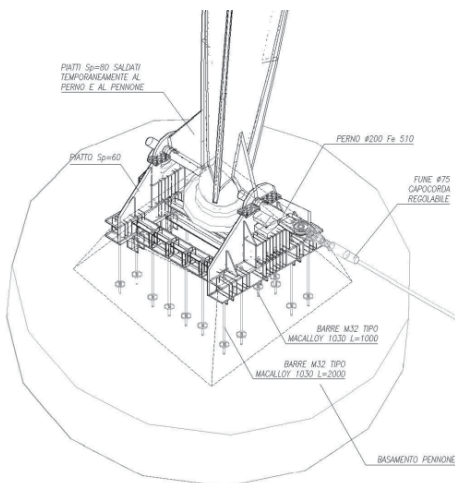


Fig. 38 - Particolare provvisorio di appoggio dei piloni in grado di permettere la rotazione del pilone attorno a un asse durante la fase di montaggio della struttura

1) Sollevamento sino alla posizione verticale dei due pennoni (figura 40), liberi di ruotare alla base grazie a una cerniera provvisoria appositamente studiata per la fase di montaggio (figura 38).

2) Movimentazione del pennone verso l'interno del campo sino a raggiungere un angolo di 14° con la verticale (figura 41).

3) Montaggio delle 4 funi e del boma.

4) Montaggio della trave reticolare per l'irrigidimento delle travi principali in corrispondenza dei nodi d'angolo.

5) Posa delle funi di guardia con ancoraggio al solo nodo di appensione.

6) Sollevamento del sistema costituito dal-



Fig. 35 - Assemblaggio delle travi principali e della torre provvisoria per il sollevamento



Fig. 36 - Cavalletto ad A in posizione per il sollevamento e torre provvisoria



Fig. 37 - Dettaglio del nodo di sommità del pilone in cui si notano i dispositivi provvisori per il sollevamento

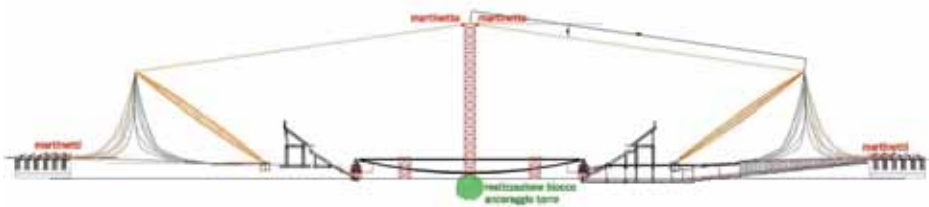


Fig. 39 - Posizionamento dei pennoni, dei martinetti e della torre prima di iniziare il sollevamento

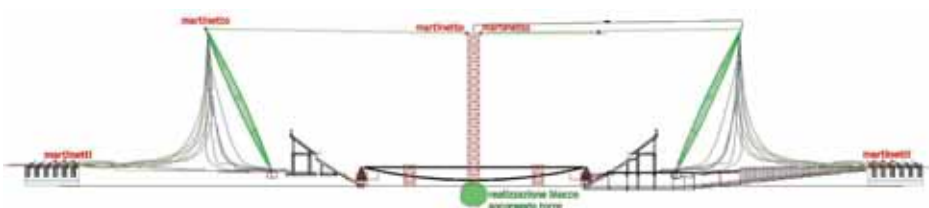


Fig. 40 - Sollevamento dei pennoni fino alla posizione verticale

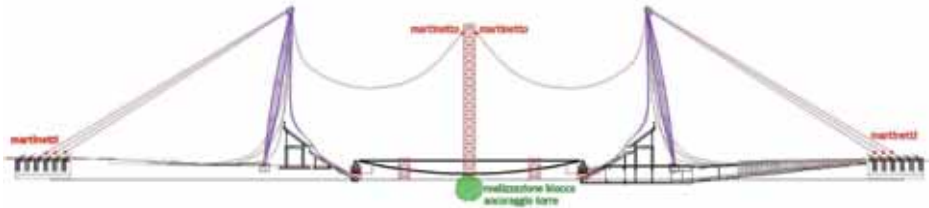


Fig. 41 - Movimentazione del pennone verso l'interno del campo sino a raggiungere un angolo di 14° con la verticale

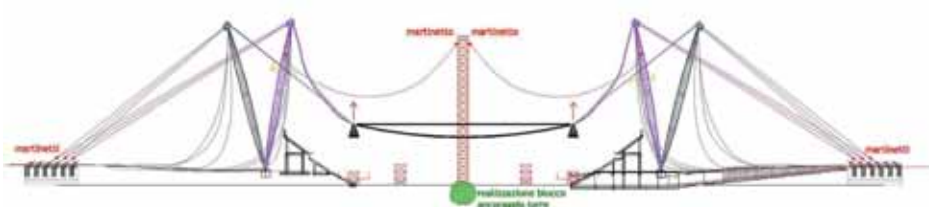


Fig. 42 - Sollevamento del sistema costituito dalle 4 travi principali e dai 2 pennoni

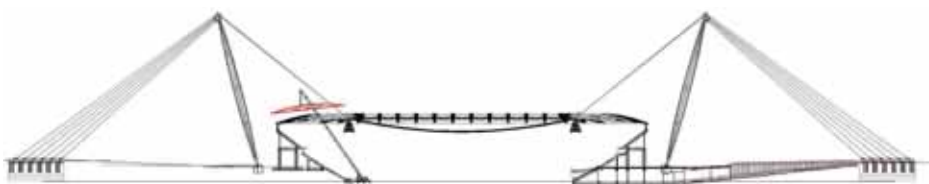


Fig. 43 - Montaggio delle travi secondarie

le 4 travi principali e dai 2 pennoni (figure 42 e 44).

7) Ulteriore rotazione di 2° (angolo finale -12° rispetto alla verticale) dal lato opposto al campo.

8) Montaggio degli stralli di ancoraggio (n. 6 per lato).

9) Messa in carico dei 4 stralli di ancoraggio.

10) Smontaggio degli martinetti provvisori e montaggio degli stralli di ancoraggio definitivi.

11) Montaggio delle quattro funi di angolo.

12) Regolazioni del sistema di stralli.

Sollevenuto il sistema strutturale principale si è poi proceduto al montaggio delle travi secondarie secondo moduli autostabilizzati formati da una coppia di travi ciascuna e già dotati di lamiera (figura 43).

Sulla struttura portante così realizzata si è quindi stesa la membrana di copertura e sono stati installati i dispositivi di illuminazione.

4.2 Descrizione dell'acciaio impiegato

4.2.1 Temperatura minima di servizio:

$T_{md} (z = 0m) = -15^\circ$ (rif. Appendice nazionale UNI-EN 1991-1-5 Mappa delle temperature minime all'ombra a livello del mare)
 $T_{md} (z = 260m) = -15^\circ - 4.38^\circ \times 260/1000 = -16^\circ$ (rif. A.1 Appendice A, UNI-EN 1991-1-5 e Appendice nazionale)

Strutture non protette: $TED = T_{md} = -16^\circ$ (rif. 4.2.4.1.5 D.M. 14/01/08).

SI ASSUME $TED = -20^\circ$

4.2.2 Acciaio da carpenteria

Acciaio da carpenteria secondo EN 10025:

- Fe 510 (S355) con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$

Designazione europea:

EN 10210-S 355 J2G3

($t \leq 50\text{mm}, \sigma \leq 0.75 f_y(t)$)

EN 10210-S 355 K2

($50\text{mm} \leq t \leq 60\text{mm}, \sigma \leq 0.75 f_y(t)$)

($60\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}, \sigma \leq 0.50 f_y(t)$)

- Fe 430 (S275) con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq$



Fig. 44 - Sollevamento delle travi principali

275 N/mm²

Designazione europea: EN 10210-S 275 J2G3

- S460 con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 460 \text{ N/mm}^2$

Designazione europea: EN 10210-S 460 NL

In Tabella 1 è riportata la qualità dell'acciaio

suddivisa per sottostrutture

4.2.3 Pioli di ancoraggio

Tipo Nelson o equivalenti, in accordo con 11.3.4.7 del D.M. 14/01/08

Materiale: Acciaio S235J2G3+C450, $f_{yk} 350 \text{ N/mm}^2, f_u 450 \text{ N/mm}^2$

Allungamento a rottura > 12%

Tabella 1

Sottostruttura	Qualità acciaio	Grado
Travi porta gradoni	S275	J2G3 ($t \leq 50\text{mm}, \sigma \leq 0.75 f_y(t)$)
Travi secondarie di copertura	S355	J2G3 ($t \leq 50\text{mm}, \sigma \leq 0.75 f_y(t)$)
Travi reticolari principali di copertura	S355 S460	S355 J2G3 per i profilati metallici delle membrature, S460 NL per i piatti dei nodi d'appensione d'estremità. In accordo con la tabella 2.1 EN 1993-1-10
Piloni	S355 S460	S355 J2G3 in campata per irrigidimenti e piatti con spessore fino a 50mm, S355 K2 in campata per piatti con spessore da 50 a 100mm S460 NL per i piatti dei dettagli d'estremità. In accordo con la tabella 2.1 EN 1993-1-10

4.2.4 Acciaio per perni
Acciaio 30 CrNiMo 8 secondo EN 10083:
valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 700 \text{ N/mm}^2$
valore caratteristico minimo della tensione a rottura $f_{uk} \geq 900 \text{ N/mm}^2$

4.2.5 Bulloni
Collegamenti bullonati secondo UNI EN ISO 4016:2002 e UNI EN ISO 5592:1968:
• viti classe 8.8 e 10.9 (UNI EN ISO 898-1:2001)
• dadi classe 8 e classe 10
• rosette acciaio C50 (UNI EN 10083-2:2006)
• piastrine acciaio C50 (UNI EN 10083-2:2006)

4.2.6 Saldature e processi di saldatura
Si veda D.M. 14/01/2008 p.to 11.3.4.5
Collegamenti saldati secondo D.M. 14/01/2008, D.M. 09/01/1996, UNI 10011 e specifiche I.I.S.

4.2.7 Lamiere grecate
• Per lamiere collaboranti tipo Hi-Bond
Acciaio Fe E 280 G (UNI 5753/84) con carico di rottura a trazione $\geq 390 \text{ N/mm}^2$ e carico caratteristico di snervamento $\geq 280 \text{ N/mm}^2$
• Per lamiere non collaboranti

Acciaio Fe 310 (EN 10025) con carico di rottura a trazione $\geq 310 \text{ N/mm}^2$ e carico caratteristico di snervamento $\geq 185 \text{ N/mm}^2$

4.2.8 Protezione dalla corrosione
Protezione dalla corrosione mediante zincatura a caldo, secondo UNI 5744 o ciclo di verniciatura secondo specifiche di capitolato. I profili chiusi a cassone devono avere le saldature continue tali da impedire le infiltrazioni di acqua e quindi la formazione di un ambiente umido favorevole allo sviluppo di fenomeni corrosivi non controllabili. In alternativa, e, se le dimensioni geometriche lo consentono, occorre prevedere la possibilità di accedere al loro interno per interventi di manutenzione con periodicità da stabilire in funzione del trattamento protettivo iniziale e dell'aggressività dell'ambiente.

4.2.9 Funi
Funi di tipo chiuse in acciaio ad alta resistenza composte da 2 o 3 strati esterni di fili sagomati a Z, con nucleo interno in fili rotondi, tutti zincati a caldo. I fili hanno le seguenti caratteristiche:
• Resistenza nominale a rottura = 1570 MPa min.

- Proof stress $R_{p0,2} = 1180 \text{ MPa min.}$
- Allungamento a rottura: 4% min. su base di 250mm
- Zincatura: EN-10264-3 classe A, 300 g/m² min. sui fili sagomati
- Modulo di elasticità nominale $E = 163000 \text{ MPa}$

4.3 Computo delle strutture metalliche di copertura

Si riportano di seguito i pesi delle strutture in carpenteria metallica relative a pennoni, travi principali, secondarie e strutture di completamento della copertura:

	Peso [kg]
Travi principali	1'306'743
Pennoni	1'315'217
Travi secondarie standard (n° 52)	919'360
Controventi	75'712
Cupolini + passerelle di copertura	258'840
Gronde interne	121'399
Gronde esterne	140'826
Travi speciali di curva (n° 8)	160'576
Travi di supporto secondarie d'angolo	98'400
Passerella interna	190'871
Lamiera hi-bond	449'280
Profili omega	43'296

CREDITS

Proprietario:

Juventus F.C.

Progetto Esecutivo Generale

Architettonico:

Arch. Gino Zavanella (capogruppo)

Arch. Hernando Suarez

Architettura strutturale e progettazione esecutiva della

copertura:

Prof. ing. Massimo Majowiecki

Prof. ing. Francesco Ossola

Design architettonico dell'involucro:

Giugiaro

Pininfarina

Direzione dei lavori:

A.I. Engineering

Direzione dei lavori strutturale:

Prof. ing. Francesco Ossola, assistente Ing.

Fabio Manzone

Coordinamento Generale Progetto:

Prof. Ing. Francesco Ossola

Impresa Appaltatrice delle opere

A.T.I. GR87 Associazione temporanea

d'impresa:

Società mandataria:

Impresa Costruzioni Rosso Geom.

Francesco & Figli S.p.A.,

Mandante:

Costruzioni Generale Gilardi S.p.A.,

Morganti Impresa di costruzioni S.p.a.,

Realizzazione strutture metalliche:

CONS.FER Consorzio Stabile

Prof. dr. ing. Massimo Majowiecki,

Università IUAV, Venezia

Prof. dr. ing. Francesco Ossola,

Politecnico di Torino

Dr. ing. Stefano Pinardi,

Studio Majowiecki, Bologna

RIFERIMENTI

[1] Diana G., Resta F. - Politecnico di Milano – Dipartimento di Meccanica. "Svolgimento di prove in galleria del vento: progetto del nuovo Stadio Juventus", 02/02/2008.

[2] Diana G., Resta F. - Politecnico di Milano – Dipartimento di Meccanica. "Aeroelastic behaviour of the stadium tower leg", 08/06/2009.

[3] Majowiecki M., Ossola F., Pinardi S. – "The new Juventus Stadium in Turin" – 34th IABSE Symposium – Venice 2010