

Si illustrano gli aspetti progettuali ed esecutivi più rilevanti riguardanti le strutture metalliche del nuovo stadio "G. Karaiskakis" in Pireo. Lo Stadio occupa circa 32000m² in pianta e può ospitare circa 34000 spettatori. Al di fuori degli impianti sportivi esistono: un centro commerciale, ristoranti, palchi VIP, uffici etc. Le strutture metalliche hanno un ruolo dominante nella realizzazione dello Stadio; infatti, oltre al livello +6.44m, corrispondente al primo livello delle tribune e degli spazi commerciali eseguiti con strutture in c.a., l'acciaio è

dimensionamento e le verifiche delle strutture metalliche sotto l'azione dei carichi esterni sono state eseguite in accordo con i vigenti regolamenti greci e gli Eurocodici. Complementariamente, la progettazione è stata assistita da prova sperimentale nella galleria del vento con lo scopo della determinazione della intensità e distribuzione dell'azione del vento sulla superficie della copertura.

The article describes the most significant design and construction aspects of the metal structures in the G. Karaiskakis Stadium in Piraeus. The stadium occupies an area in the region of 32,000 square metres and can house 34,000 spectators. Apart from the sports facilities, it also contains a shopping centre, restaurants, VIP areas, offices and so on. The metal structures played a dominant role in the construction of the stadium. Above the level of 6.44 metres, the first tier of the stands and the shopping structures built out of reinforced concrete, steel was used for: a) the main macrostructures of the roof; b) the internal latticed beam that runs around the perimeter; c) the secondary beams that support the roof; d) the frames that support the stands; e) the support structures for the roof membrane, which is made of a compound polyester and PVDF material. The analysis, dimensioning and checks on the metal structures under the action of outside loads, took place in accordance with the Greek regulations in force and the Eurocodes. The design work was also backed up by experimental testing in a wind tunnel, with a view to determining the intensity and distribution of the action of the wind on the roof surface.

Le strutture metalliche del nuovo stadio "G. Karaiskakis" in Pireo

The metal structures in the new G. Karaiskakis Stadium in Piraeus

Massimo Majowiecki,
Fotis Zoulas

stato adottato per: a) le principali macrostrutture della copertura b) la trave perimetrale reticolare spaziale interna c) le travi secondarie che portano la copertura d) i telai porta-tribune e) le strutture di sostegno della membrana di copertura in materiale composito poliestere+PVDF. L'analisi, il

1. INTRODUZIONE

Il nuovo moderno stadio "G.Karaiskakis" con prescrizioni internazionali FIFA/UEFA ha cominciato a funzionare ospitando gare di calcio durante i Giochi Olimpici di Atene nel 2004. L'inaugurazione è avvenuta nel giugno del 2004, 14 mesi dopo la demolizione del vecchio Stadio Olympiakos. Il nuovo Stadio è stato collocato nel terreno reso disponibile, di circa 75000m², con deviazione di 13 gradi rispetto al Nord (verso Ovest); posizionamento ideale rispetto a quello dello stadio persistente orientato est-ovest. Nella **fig. 1**, si illustra la disposizione generale dello stadio e l'ambiente circostante.

Il nuovo stadio con dimensioni del campo da gioco 80x120m dispone di circa 34000 posti numerati completamente coperti (VVIP, VIP, ordinari), includendo i 470 posti dei 39 palchi VIP. Il tempo di svuotamento si calcola di circa 7 minuti. Dispone

anche di 200 posti per la stampa, sala conferenze per 130 posti, 34 vomitori, 20 scale etc.

Lo sviluppo progettuale del "G.Karaiskakis" è di tipo polifunzionale (Mixed Use Project) poiché, al di fuori dell'impianto calcistico, si sviluppano: 6500m² ad uso commerciale, parking per 2500 posti funzionante quotidianamente come Park & Ride della stazione di Faliron della Metropolitana, ristoranti, caffetterie, negozi di articoli sportivi, sale di ginnastica, ecc. Durante il periodo estivo, inoltre, si organizzeranno concerti ed altri tipi di manifestazioni in parti appositamente allestite del campo da gioco.

2. L'IMPOSTAZIONE CONCETTUALE DEL PROGETTO - DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

I vincoli e le specifiche progettuali più importanti considerate durante l'elaborazione del progetto

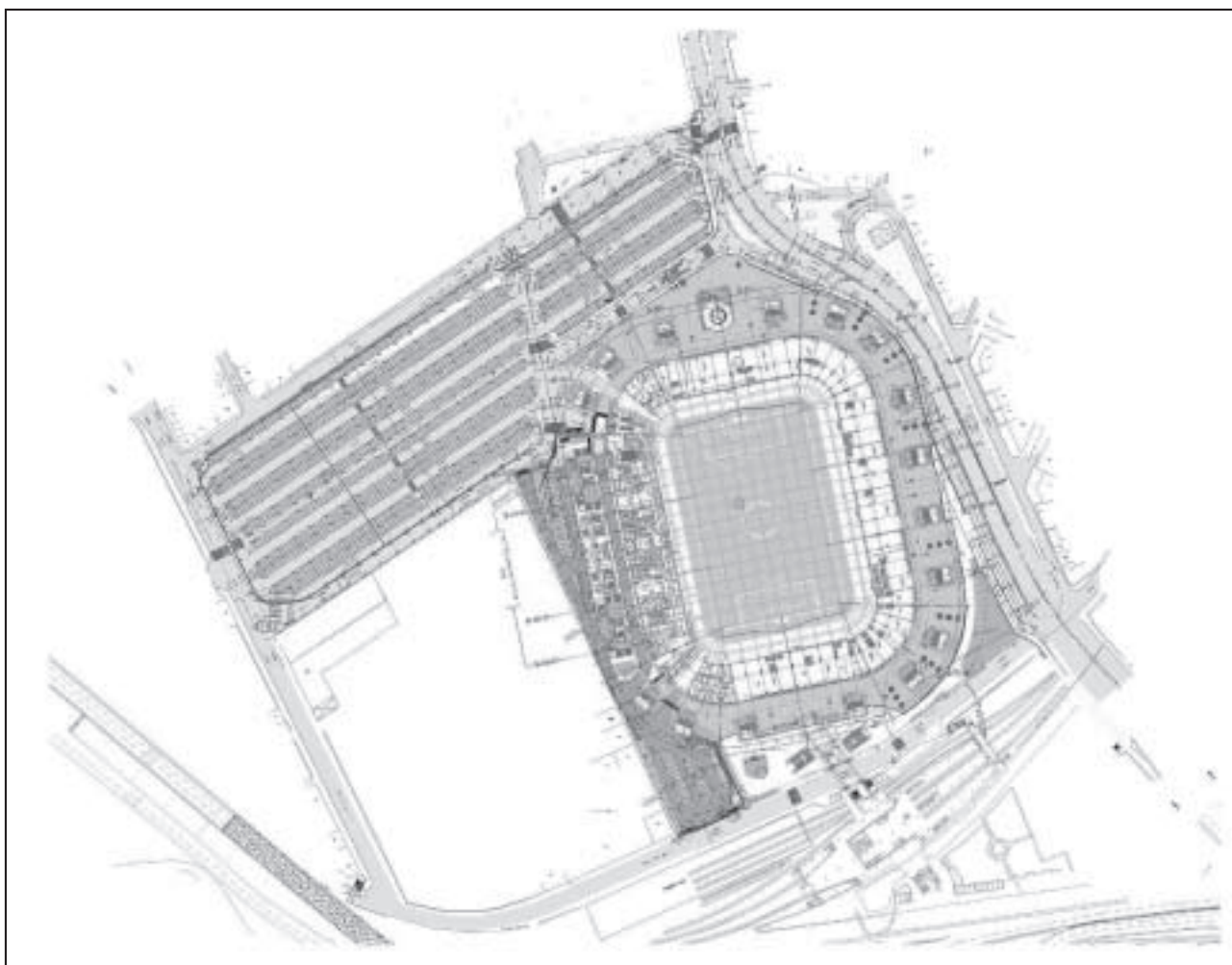


Fig. 1 - Planimetria generale

e per la scelta del sistema strutturale sono stati:

- l'esistente progetto architettonico ed urbanistico
- l'esigenza di coprire globalmente le tribune
- la topologia e la geometria delle tribune in funzione delle differenze altimetriche dovute all'esistenza dei palchi VIP nella parte ovest
- la necessità dell'esecuzione dell'opera in tempi estremamente brevi. Necessitava quindi semplicità costruttiva accompagnata da semplici procedimenti di montaggio
- la minimizzazione del costo senza compromettere la qualità costruttiva ed estetica
- la possibilità esecutiva e di montaggio parziale delle strutture in vari periodi di tempo
- la possibilità di produzione di tutte le strutture in Grecia.

Si nota che, a causa dei suddetti vincoli progettuali, non sono stati presi



Fig. 2 - 3D-Rendering dello stadio

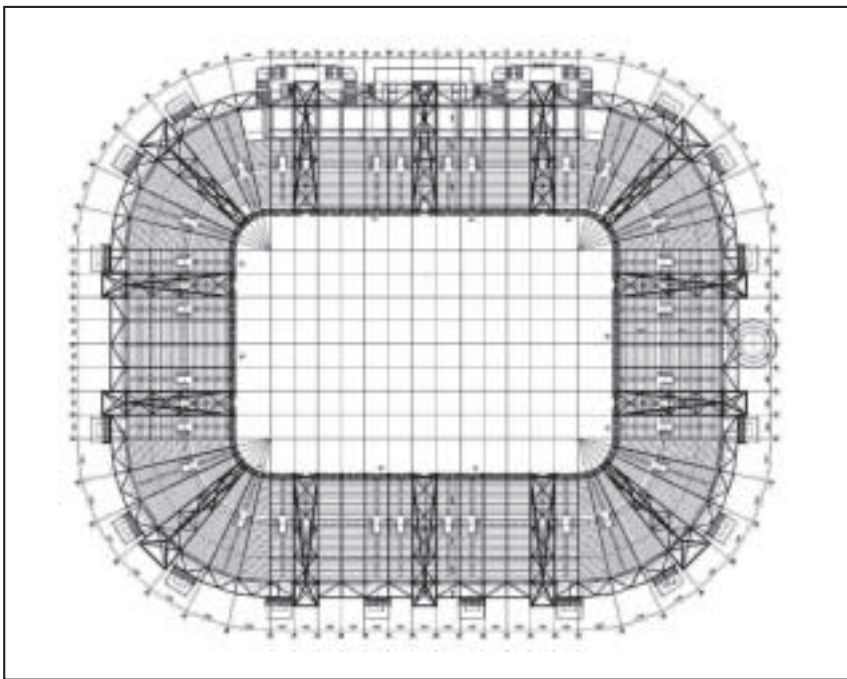
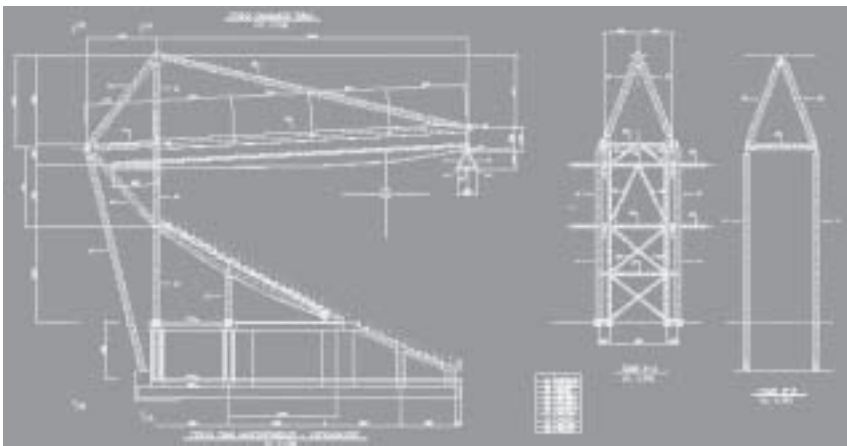


Fig. 3 - Vista in pianta delle strutture di copertura e sezione trasversale delle tribune

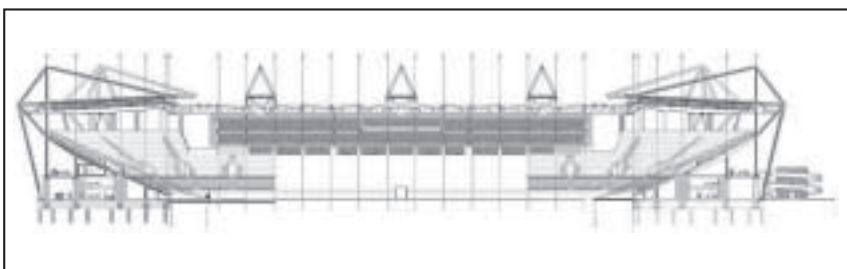


Fig. 4 - Sezione longitudinale

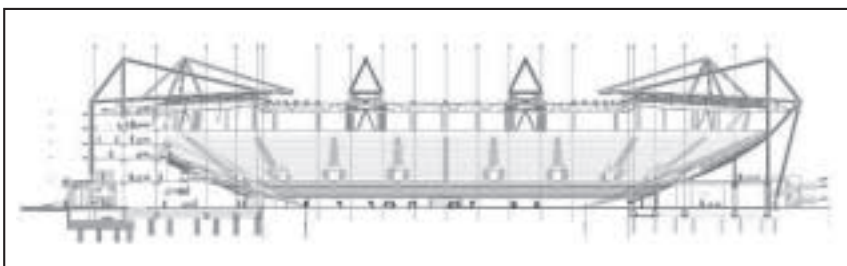


Fig. 5 - Sezione trasversale

in considerazione sistemi strutturali complessi quali:

- sistemi spaziali in funi chiusi, aperti o sospesi
- sistemi costituiti da archi o travi di grandi luci posizionati parallelamente all'asse longitudinale del campo da gioco.

Uno dei più convenzionali schemi strutturali adottati per stadi di calcio è quello di associare le strutture delle tribune e della copertura in uno schema a telaio con copertura a sbalzo. Questi telai piani vengono, di norma, ripetuti secondo una separazione vincolata dalle possibilità geometriche ed economiche delle strutture dei gradoni e delle strutture secondarie di copertura.

Per lo stadio "G. Karaiskakis", tenendo in considerazione l'impostazione architettonica originale, la zona sismica di costruzione, la possibilità di essere eseguita in fasi differite nel tempo e le attuali considerazioni normative per strutture di notevole importanza, la concezione strutturale è stata impostata in modo non convenzionale, prevedendo i seguenti elementi costitutivi per il sistema strutturale metallico in elevazione:

- (a) un sistema di macrostrutture ordite con separazione di circa 39m
- (b) un anello interno di collegamento (trave perimetrale reticolare spaziale interna)
- (c) una orditura di elementi verticali secondari
- (d) una orditura di travi secondarie che portano la copertura
- (e) una orditura di travi porta-tribune
- (f) un sistema di copertura modulare membranale

La qualità dell'acciaio per tutti i suddetti sistemi portanti è, secondo la EN 10025: EN 10210-S 355 J2, con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$ con temperatura minima di servizio 0° .

a) macrostrutture a sbalzo

Le 14 macrostrutture a sbalzo sono ordite radialmente a separazione di circa 39m, hanno luce libera di 35m ed altezza di circa 10m. Sono costituite da macroreticoli di forma pseudopiramidale autostabilizzati con correnti in tubo circolare. Lo sbalzo viene equilibrato da un cavalletto esterno di ancoraggio con braccio di leva di 7,8m formato da sezioni della stessa tipologia dello sbalzo. Le sezioni usate sono



Fig. 6 - Prospetto est



Fig. 7 - Prospetto ovest

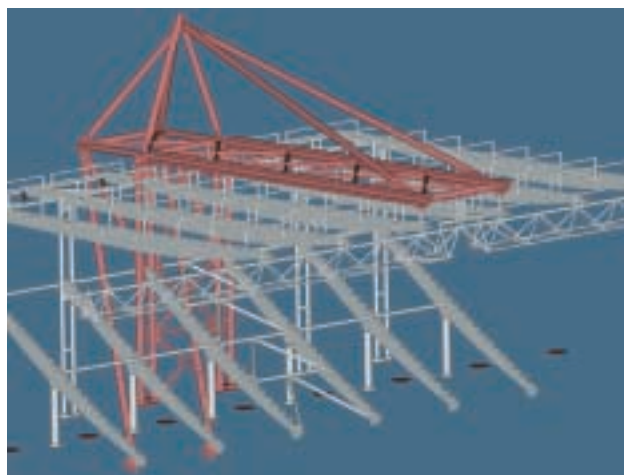
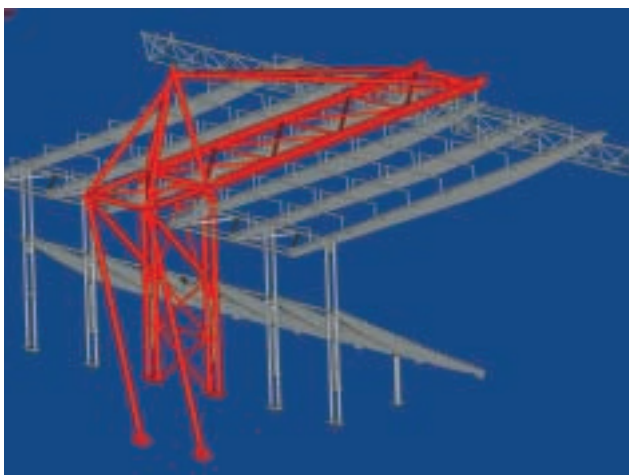


Fig. 8 - Vista assonometrica 3D del modulo strutturale

$\varnothing 609,6 \times 12,5 \text{ mm}$ e $\varnothing 609,6 \times 14,2 \text{ mm}$ per gli elementi principali delle macrostrutture e $\varnothing 323,9 \times 8,0 \text{ mm}$ per gli elementi orizzontali e verticali di stabilizzazione. I correnti inferiori orizzontali delle macrostrutture sono formati da una sezione composta costituita dalla combinazione di una sezione I di altezza 1050 mm e di un tubo circolare $\varnothing 558,8 \times 11,0 \text{ mm}$.

b) anello interno di collegamento

La trave reticolare spaziale di sezione triangolare costituisce l'anello interno di collegamento delle macro-

strutture. La trave, di dimensioni 2,0 m di altezza e 2,10 m di larghezza col vertice del triangolo verso l'alto, è costituita da tubi circolari ed è sospesa dalle estremità delle macrostrutture. Le sezioni usate sono $\varnothing 323,9 \times 10,0 \text{ mm}$ per il corrente superiore, $\varnothing 193,7 \times 8,8 \text{ mm}$ per i correnti inferiori e $\varnothing 152,4 \times 4,5 \text{ mm}$ per le diagonali. La suddetta trave viene usata per l'appoggio dell'estremo interno delle travi secondarie di copertura e per l'appoggio delle installazioni elettriche d'illuminazione del campo da gioco.

c) elementi verticali secondari

Gli elementi verticali secondari, distanziati tra di loro di 7,80 m circa, sono costituiti da due tubi circolari $\varnothing 368 \times 8,0 \text{ mm}$ e portano sia l'estremo esterno delle travi porta-tribune che l'estremo esterno delle travi di copertura. Questi elementi sono collegati, tra di loro e con gli elementi verticali delle macrostrutture, tramite travi di collegamento in tubo circolare $\varnothing 323,9 \times 8,0 \text{ mm}$ in corrispondenza degli appoggi delle travi porta-tribune e delle travi di copertura.

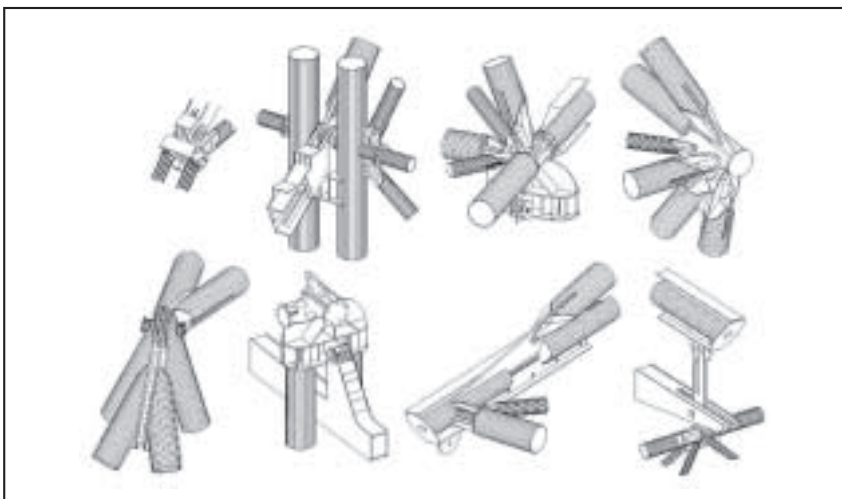


Fig. 9 - Rappresentazione 3D dei principali nodi e collegamenti

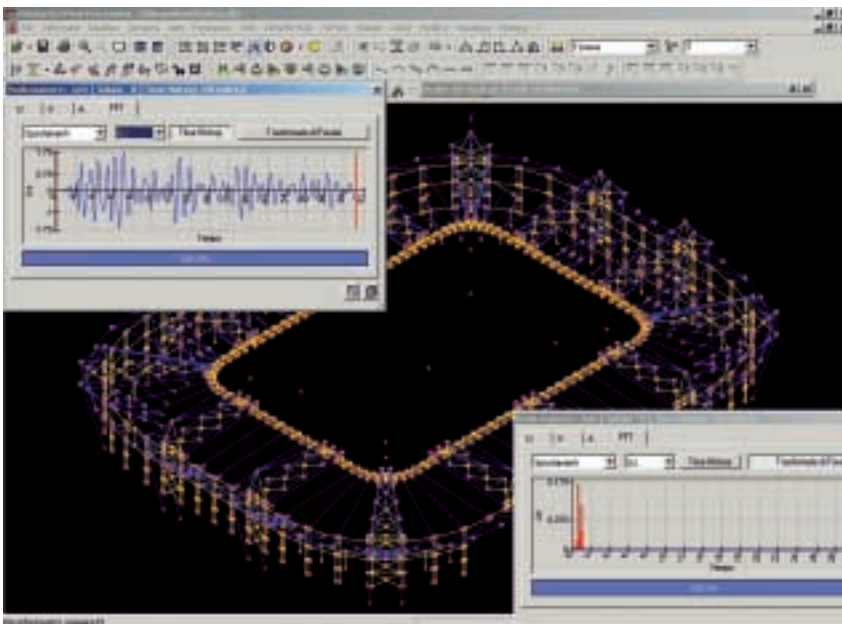


Fig. 10 - Analisi sismica in dominio del tempo mediante Time Histories generate artificialmente

d) travi secondarie che portano la copertura

Le travi secondarie, che portano il sistema di copertura, sono di sezione rettangolare tubolare composta con piatti saldati di altezza variabile. Rispetto al campo da gioco, le travi secondarie sono orientate in direzione normale e radiale (in corrispondenza degli angoli) e poste ad interasse di 7,80m. Le travi, esternamente isostatiche, appoggiano con un estremo sulla trave ad anello interna e con l'altro sul corrispondente elemento verticale secondario.

e) travi porta-tribune

Le travi porta-tribune sono travi inclinate di sezione rettangolare tubolare di altezza variabile e di orientamento radiale poste ad interasse di 7,80m e portano le tribune. Appoggiano con un estremo alle strutture in c.a. al livello +6,44m e, con l'altro, sugli elementi verticali secondari e nel punto di mezzo su colonne verticali in tubo circolare Ø609,6x12,5mm. Si nota che le travi porta-tribune devono essere almeno di classe 3. Questo si ottiene rinforzando le anime con i piatti necessari.

f) copertura modulare membranale

Il sistema di copertura, di forma ondulata a doppia curvatura negativa, si estende tra due contigue travi di copertura ed è costituito da membrana di colore bianco, tipo Ferrari Precontraint® 1302 Fluotop® T2. Le principali caratteristiche fisico-meccaniche del materiale composito poliestere+PVDF sono:

- Peso: 1350 gr/m²
- Resistenza a trazione (warp/weft): 800/700 daN/5cm
- Resistenza allo strappo (warp/weft):

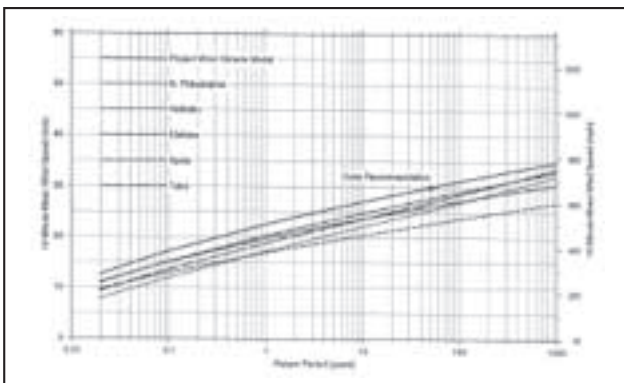


Fig. 11a - Elaborazione statistica della Vref nella zona di Atene

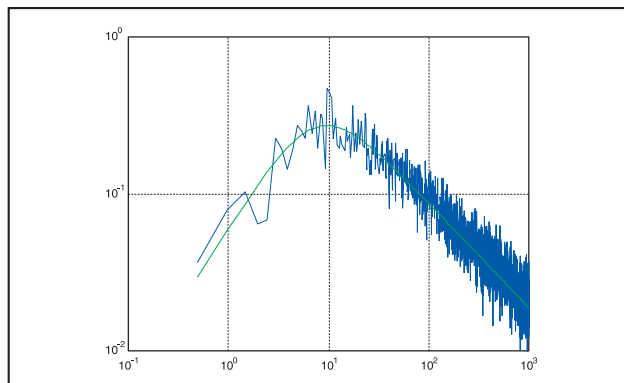


Fig. 11b - Densità di potenza spettrale sperimentale del vento

120/110 daN

- Aderenza: 13 daN/5cm

- Resistenza al fuoco: DIN 4102 B1

La suddetta membrana è costituita da moduli di 5x7,8m saldati ad alta frequenza tra di loro in modo da assicurare la continuità su tutta la lunghezza e da formare elementi di copertura radiali di lunghezza 40m e di larghezza 7,80m circa. I pannelli pre-assemblati appoggiano su telai piani di luce 7,8m costituiti da tubi circolari posti ad interasse di 5m circa. La scelta di elementi di copertura membranale di dimensioni 40x7,80m aveva lo scopo di cortocircuitare eventuali danni locali della copertura e di potere sostituire l'elemento danneggiato senza influenzare gli elementi adiacenti. Gli elementi vengono pre-costruiti in fabbrica dove i vari componenti si uniscono tra di loro tramite saldatura in modo da ottenere le tipiche superfici di curvatura totale negativa, condizione indispensabile per indurre uno stato di presollecitazione iniziale ed assicurare la stabilità statica e dinamica.

Le macrostrutture, ordite con interasse di circa 39m., permettono di ottenere moduli costruttivi staticamente indipendenti con la possibilità di cortocircuitazione, in accordo con l'Eurocodice n. 1, di fenomeni di collasso accidentale progressivo. L'indipendenza statica dei moduli è ottenuta, a differenza del convenzionale impiego di strutture a sbalzo, mediante la possibilità di supporto delle travi secondarie tra le colonne esterne e la trave interna di bordo.

Tra le macrostrutture, pertanto, anche le strutture secondarie, essendo travi semplicemente appoggiate, sono staticamente indipendenti e meno vulnerabili per azioni accidentali impreviste.

È importante notare che la modularità costruttiva è stata adottata anche per i moduli di copertura membranali. Questi moduli, di circa 39x7,80m, sono collegati separatamente alle strutture secondarie permettendo una facile sostituibilità e manutenzione.

Pur essendo il sistema strutturale organizzato con moduli indipendenti, in caso di evento sismico, è preferibile ottenere un funzionamento strutturale di insieme in ordine ad evitare fenomeni di martellamento tra strutture adiacenti. A questo scopo, è stato installato, per ogni separazione della struttura di bordo in corrispon-



Fig. 12 - Area di influenza considerata nel modello in scala

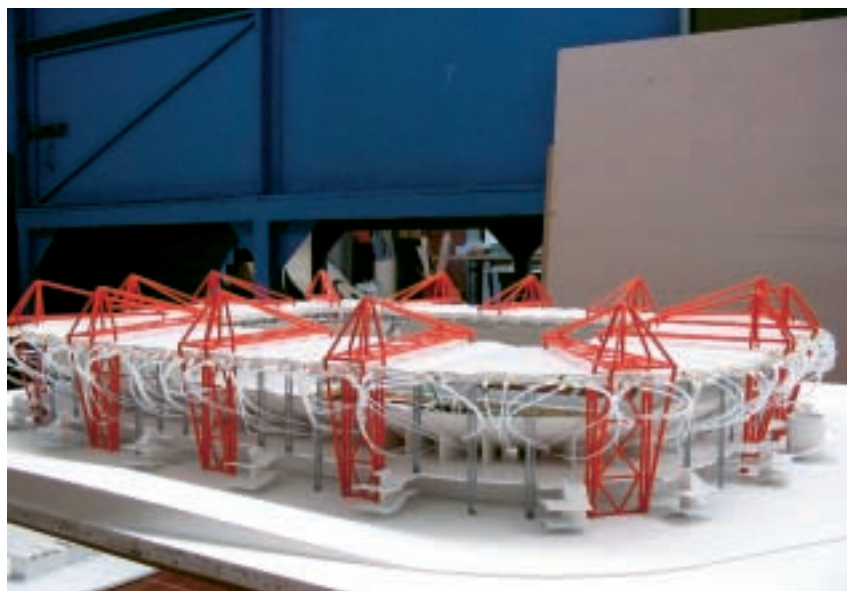


Fig. 13 - Modello in scala

denza delle macrostrutture, un attuttore tipo "shock absorber" con legge costitutiva statica dotata di effetto molla (modesta rigidità iniziale) atto a bloccare gli spostamenti relativi tra macrostrutture in caso di accelerazione sismica ed oscillazioni trasversali indotte dal vento.

Nonostante il modello matematico consideri, a favore di sicurezza, situazioni limite di interazione tra struttura in c.a. e strutture metalliche di copertura, un particolare accorgimento per il controllo degli spostamenti relativi è stato adottato per le macrostrutture situate in corrispon-

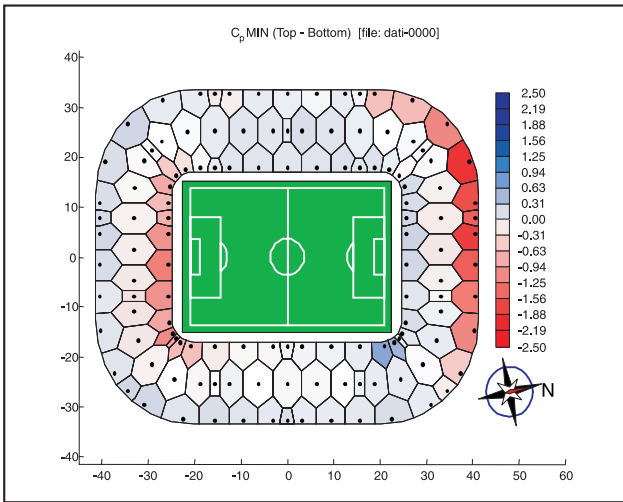


Fig. 14a - Coefficienti di pressione $C_{p,min}$ per direzione nord del vento

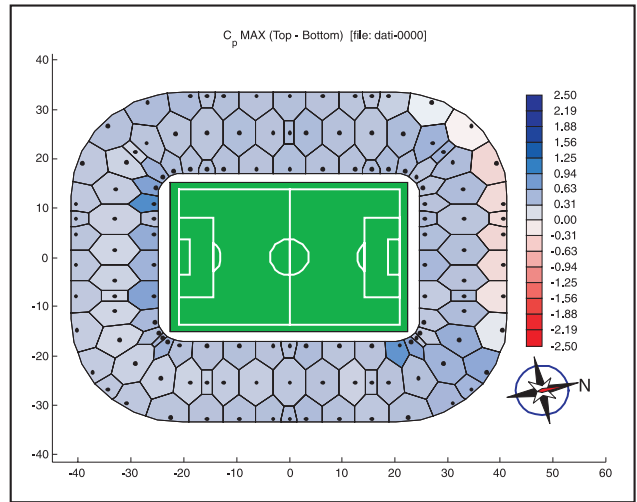


Fig. 14b - Direzione nord $C_{p,max}$

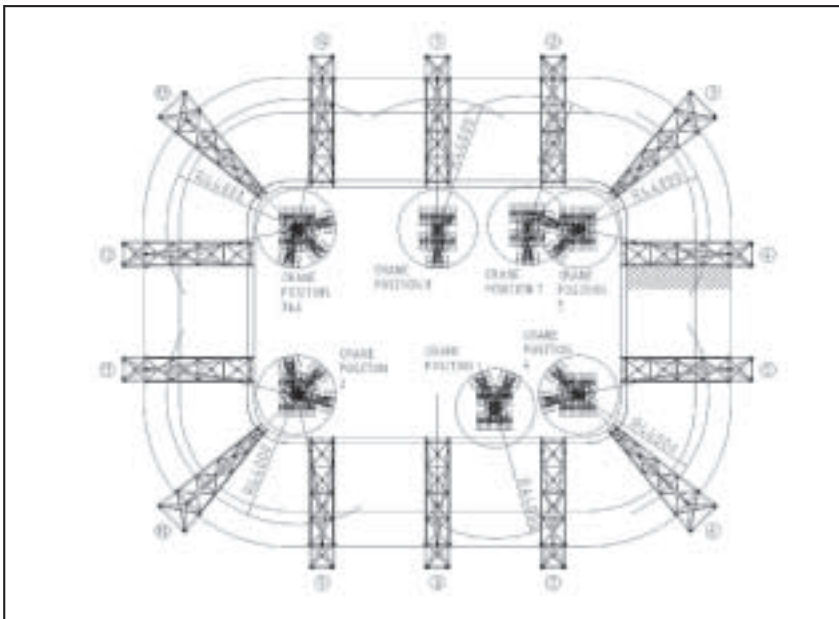


Fig. 15 - Posizioni della gru di 8600 kn per il montaggio della carpenteria metallica della tribuna e copertura

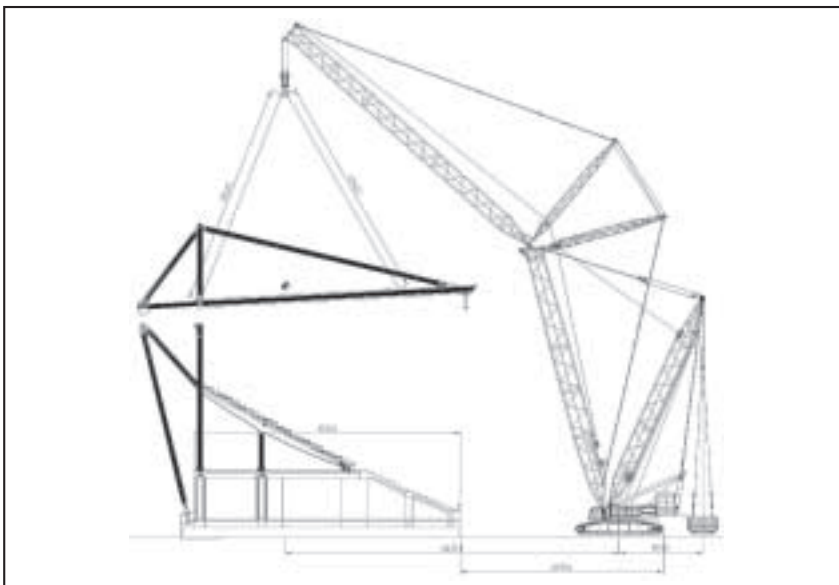


Fig. 16 - Metodo di montaggio delle macrostruttura di copertura

denza dell'edificio palchi. Non essendo possibile, in accordo con l'impostazione progettuale generale, scorrelare geometricamente ed elasticamente le strutture di c.a. con quelle di copertura, è stato adottato uno speciale accorgimento di isolamento sismico in modo da evitare l'eventuale martellamento tra elementi strutturali in corrispondenza dei giunti predisposti tra corpi di fabbrica indipendenti dell'edificio palchi (eseguiti per ottenere la sufficiente regolarità strutturale in termini di rigidità traslante) e per evitare l'assurda situazione che il collegamento trasversale delle strutture metalliche venga impegnato a collegare gli edifici in corrispondenza dei giunti.

Mediante degli attuatori viscoelastici con smorzamento, si permettono gli spostamenti relativi tra l'edificio e le strutture secondarie (le macrostrutture, come detto, sono solidali agli edifici in c.a.) dove sono concentrate le masse della copertura. Le rigidità degli attuatori sono state calcolate in modo da trasmettere modeste reazioni vincolari con spostamenti relativi dell'ordine degli spostamenti sismici massimi calcolati. Nel caso questi vengano superati, il vincolo è idoneo a trasmettere la reazione globale calcolata.

Nelle figure si illustrano piante, sezioni e viste generali dello stadio. Nella fig. 8 si illustra il modello assonometrico parziale della struttura metallica e nella fig. 9 la rappresentazione tridimensionale di nodi caratteristici.

3. ANALISI DELLA STRUTURA PORTANTE

3.1 ANALISI DEI CARICHI - COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi che sono stati presi in consi-



Fig. 17 - Montaggio delle gradonate

derazione sono:

- carichi permanenti (p.p. strutture, coperture, tribune, installazioni elettromeccaniche)

- carichi variabili:

- carico neve: $0,75 \text{ kN/m}^2$

- carico accidentale sulle tribune: $5,00 \text{ kN/m}^2$

- carico vento: la determinazione della pressione esterna è stata effettuata, in accordo con la metodologia del EC1, con $v_{ref}=30 \text{ m/sec}$.

- azioni indirette $\Delta T = \pm 25^\circ\text{C}$

- azioni sismiche

I valori che sono stati presi in considerazione sono i seguenti:

- componente orizzontale dell'accelerazione sismica del suolo: $A_h = 0,20 g$

- componente verticale dell'accelerazione sismica del suolo:

$A_v = 0,20 \times 0,7g = 0,14g$

- importanza dell'edificio $\Sigma 3$:

$\gamma = 1,15$

- coefficiente di comportamento per le componenti orizzontali: $q_h = 1,5$

- coefficiente di comportamento per



Fig. 18 - Montaggio delle strutture secondarie di copertura nella zona ovest



Fig. 19 - Montaggio di un modulo di copertura



Fig. 20 - Vista dall'alto della copertura ultimata

le componenti verticali: $q_v = 1,0$
 - coefficiente di fondazione: $\Theta = 1,00$
 - coefficiente di collegamento: $\eta = 1,08$
 Le combinazioni dei suddetti carichi sono state effettuate in accordo con le norme E.C.1, E.C.3, EAK2000.

3.2 IL MODELLO MATEMATICO

La ricerca dello stato di deformazione e dello stato di sollecitazione del sistema strutturale è stata effettuata mediante un programma automatico di analisi lineare delle strutture nello spazio.

Il modello matematico è formato da elementi finiti lineari di tipo beam e truss nello spazio che simulano tutti gli elementi metallici del sistema strutturale con le loro caratteristiche meccaniche ed inerziali. Il sistema strutturale metallico è considerato rigidamente collegato alle strutture in c.a. ed è soggetto all'azione dei carichi esterni. Il suddetto modello matematico è stato analizzato, numericamente, mediante il programma elettronico STRAND che viene prodotto dalla società di software ENEXSYS. Il metodo di analisi usato è quello degli spostamenti. Il programma esegue l'analisi lineare statica e dinamica delle strutture. L'analisi sismica è stata eseguita usando:

- a) il metodo della statica equivalente
 - b) il metodo dinamico dello spettro di risposta usando il metodo dei vettori di Ritz per trovare i principali modi di vibrare.
- Per il calcolo della risposta è stato usato lo spettro delle pseudoaccelerazioni dell'EAK2000 (regolamento sismico greco).
- c) Time histories elaborate artificialmente consistenti con lo spettro di microzonazione.

Per la valutazione del comportamento dell'interazione sismica tra varie sottostrutture collegate e/o isolate è stata elaborata un'analisi in dominio del tempo con time histories compatibili con lo spettro di progetto (vedi fig. 10).

Sono state eseguite ulteriori analisi che hanno tenuto conto degli spostamenti differenziali secondo x e y di due contigui edifici in c.a. con i quali è considerata collegata la struttura metallica. Con i risultati delle precedenti analisi sono stati eseguiti tutti i controlli di verifica e di stabilità in accordo con le norme dell'EC3.

3.3 ANALISI SPERIMENTALE DEL VENTO

L'analisi sperimentale del vento è stata eseguita nella galleria del vento a regime turbolento del centro di ricerca CRIACIV dell'Università di Firenze.

3.3.1 DETERMINAZIONE DELLA VELOCITÀ DI RIFERIMENTO v_{ref}

La determinazione della velocità di riferimento v_{ref} del vento è stata effettuata mediante l'elaborazione statistica dei dati climatologici del luogo. Sono state prese in considerazione 5 stazioni di misura che si trovano nell'Attica. Dalla **fig. 11**, che espone graficamente i risultati dell'elaborazione statistica, risulta che la massima velocità di riferimento per periodi di ritorni 50 anni è uguale a 27m/sec. In accordo con le prescrizioni minime regolamentari, a favore della sicurezza, la velocità di riferimento è stata presa in $v_{ref} = 30\text{m/sec}$.

3.3.2 ANALISI SPERIMENTALE DEL CARICO VENTO SU MODELLI IN SCALA: STRUTTURE RIGIDE – COMPORTAMENTO PSEUDOSTATICO – DETERMINAZIONE DEI COEFFICIENTI C_p

Le prove sono state eseguite in due fasi distinte. La prima fase riguarda la caratterizzazione dell'appropriato profilo del vento che è stato usato nel BLWT, mentre la seconda fase è stata dedicata all'identificazione dei coefficienti di pressione sulla copertura del nuovo stadio. A causa del grande numero di rilevatori di pressione (pressure taps) sulla copertura (252), la seconda fase è costituita da tre distinti gruppi di misure.

Il nuovo stadio è situato vicino al mare e perciò la scelta di un "profilo mare" per il vento con i sottoelencati parametri, basata sulla bibliografia e l'esperienza, sembra la più appropriata.

- profile exponent: $\alpha = 0.15 \div 0.18$ (level ground, with few obstacles, sea),
- roughness length: $z_0 = 5 \div 15\text{ cm}$ (cultivated fields),
- integral length scale: $L_U = 50 \div 100\text{ m}$.

In seguito vengono esaminate le caratteristiche del profilo ottenuto nel BLWT e la consistenza della scala geometrica (1:250) scelta.

Il modello usato è stato costruito in scala 1:250 e contiene: la copertura, le tribune, tutte le strutture dello stadio



Fig. 21 - Vista complessiva della copertura



Fig. 22 - Vista aerea dello Stadio Karaiskakis con adiacente il palazzo dello sport e dell'amicizia

e tutti gli edifici privati e pubblici in un raggio di 250m dal suo centro. La scala del modello è stata scelta in modo da soddisfare le leggi della similitudine. Dunque, lo spazio circostante che accompagna il modello si detta dalla scala scelta e dal diametro (2m) della piattaforma rotante sulla quale è stato posto il modello.

La copertura è stata equipaggiata con 252 misuratori di pressione, 126 delle quali all'estradosso e 126 all'intradoso, in modo da improntare le pressioni nette sulla copertura. La copertu-

ra del modello usato è di un certo spessore per poter effettuare la posa dei trasduttori in essa. Lo spessore minimo necessario è di 7mm. Nella **fig. 12** si illustra il cerchio immaginario che indica gli edifici contenuti nel modello. Nella **fig. 13** si illustra il modello dello stadio in scala.

Le posizioni delle valvole di pressione sono state scelte in modo da poter avere informazioni su tutta la superficie della copertura. Le misure di pressione per le varie direzioni del vento sono state effettuate usando



Fig. 23 - Vista laterale durante i giochi Olimpici del 2005

trasduttori piezoelettrici collegati con le prese di pressione tramite tubi in teflon. Nella **fig. 14** si indica la superficie di influenza di ogni presa di pressione ed i valori massimi e minimi dei coefficienti netti di pressione C_p per la direzione 0° del vento.

4. IL MONTAGGIO

Il montaggio degli elementi metallici è stato eseguito nelle seguenti fasi:

- Fase 1. Posizionamento degli elementi verticali e delle travi porta-tribune.

- Fase 2. Preassemblaggio e sollevamento dei cavalletti delle macrostrutture - posizionamento delle corrispondenti travi di copertura sulle tribune.

- Fase 3. Preassemblaggio delle macrostrutture a terra - sollevamento delle macrostrutture - sollevamento ed appoggio provvisorio delle corrispondenti travi di copertura.

- Fase 4. Sollevamento di porzioni dell'anello interno e sospensione alle corrispondenti macrostrutture.

- Fase 5. Sollevamento ed appoggio delle rimanenti travi di copertura.

La parte più importante del montaggio è costituita dal preassemblaggio e dal sollevamento delle macrostrutture. A causa del pressante time-schedule è stata scelta la metodologia di preassemblaggio di grandi porzioni della costruzione a terra e del loro sollevamento con l'impiego di gran-

di gru. Concretamente, ognuna delle 14 macrostrutture è stata assemblata a terra e tutta la struttura, di 100ton di peso, di lunghezza 45m circa, di larghezza 8m circa e di 10m di altezza, è stata sollevata e posizionata usando una gru di capacità di tiro di 800ton e 2800tnm di momento ribaltante. Le dimensioni della gru, la quale è rimasta in cantiere per 8 settimane, sono: larghezza 15m, lunghezza 25m ed altezza circa 100m. Per il trasporto dei suoi componenti dal porto fino al cantiere sono stati usati 36 camions. Sette specialisti

hanno montato la gru in 48 ore.

In seguito si illustrano schematicamente le varie fasi di sollevamento delle 14 macrostrutture e le corrispondenti posizioni della gru (**fig. 15-16**). Seguono foto durante la costruzione e dopo il completamento dell'opera (**fig. 17-23**).

Prof. dr. ing. Massimo Majowiecki
Università IUAV, Venezia

Dr. ing. Fotis Zoulas
Libero professionista, Atene

Credits

Proprietario: Segreteria Generale dello Sport

Concessionario: Karaiskaki S.A.

Consulente di Sviluppo: Intradevelopment S.A.

PROGETTO

Coordinatore Generale: Stelios Agiostratidis

Progetto Architettonico: Stelios Agiostratidis aa Associates, Decathlon S.A.

Conceptual Design Copertura: M. Majowiecki - F. Zoulas

Progetto strutturale delle strutture in c.a.: T. Tsiknias & Associates S.A.

Progetto strutturale delle strutture in acciaio: M. Majowiecki - F. Zoulas

Progetto di impianti elettromeccanici: Triedros S.A., Á. Pantazis & Associates S.A.

COSTRUZIONE

Appaltatore Generale: J&P - AVAX S.A.

Strutture Metalliche: Intramet S.A.

Pali di fondazione: Edrasi - Psalidas S.A.