

Copertura convertibile della piscina olimpica Carmen Longo in Bologna

DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

L'impianto natatorio insiste su un'area di circa 3000 mq con una configurazione in pianta di tipo rettangolare ad angoli arrotondati di 68x48m di dimensioni esterne. La piscina di 50x25m, è contornata su tutto il perimetro da tribune in c.a. fino ad una altezza di 7m (Fig. 1).

Le strutture portanti delle tribune sono costituite da telai doppi distanziati di 2.25m in c.a., ad orditura trasversale, con interasse di circa 7.50m; sopra i telai sono disposte le gradonate, realizzate in c.a..

Dal punto di vista architettonico, l'impianto è caratterizzato esclusivamente dalla configurazione del paramento murario perimetrale esterno, in buono stato di conservazione. All'interno dell'edificio, al contrario, non esiste uno stile architettonico; le strutture delle tribune sono realizzate con semplici sezioni di tipo rettangolare lasciate in vista, senza nessun valore aggiunto nè di tipo strutturale nè estetico-ornamentale.

Dal punto di vista del restauro e rinforzo strutturale delle strutture in c.a. esistenti, prima di procedere con la progettazione esecutiva, è stata eseguita una identificazione dello stato di conservazione, del rilievo delle armature e delle attuali caratteristiche meccaniche dei materiali.

Il progetto di architettura strutturale

Le ipotesi progettuali principali, in funzione delle quali è stato eseguito il progetto concettuale della copertura della piscina olimpica e delle tribune esistenti, sono:

- minimizzazione dei volumi esterni di copertura;
- compatibilità storica, formale e tipologica, delle strutture di copertura;
- compatibilità architettonica tra i materiali di copertura ed il paramento murario esistente;
- convertibilità parziale della copertura;
- illuminazione naturale e contributo energetico solare dalle zone sud-est di copertura.

In modo da ottimizzare i requisiti progettuali ed il rispetto dei vincoli architettonici preesistenti, è stata adottata una soluzione tipologica di copertura mobile formata dalle seguenti sottostrutture in acciaio:

- una trave longitudinale portante principale;
- un sistema di travi armate trasversali;
- un sistema di pannelli fissi e mobili di copertura.

Tenendo in considerazione le possibilità portanti della struttura esistente e la minimizzazione delle opere di rinforzo strutturale richieste dalle azioni generate dalla nuova copertura, il sistema strutturale prevede una trave principale di sostegno, ordita in senso longitudinale, con una luce libera di 70m

L'Amministrazione Comunale, con incarico conferito nel febbraio 2002, intende procedere alla realizzazione del progetto esecutivo di copertura mobile dell'esistente impianto natatorio denominato Carmen Longo.

La costruzione, eseguita nel 1929, è soggetta, da parte della Sovrintendenza ai Beni Culturali ed Ambientali, a vincolo conservativo dello stato di fatto ed al controllo etico ed estetico per quanto riguarda la variazione di stato prodotta dall'intervento progettuale esecutivo architettonico-strutturale, oggetto della presente relazione.

La copertura permetterà l'uso continuativo dell'impianto esistente, integrando le attuali risorse Comunali del settore e permettendo una migliore e continua manutenzione nel tempo.

Dopo un accurato rilievo geometrico, l'identificazione delle caratteristiche dei materiali usati e della situazione geotecnica-fondazionale, la progettazione concettuale individuava nell'impiego di una struttura metallica in acciaio, associata ad una copertura di tipo convertibile, la soluzione del problema architettonico-strutturale.

La copertura prevede: una zona opaca e coibentata di circa 2500 m² realizzata in lamiera di acciaio preverniciata e manto impermeabile in fogli di rame ed una zona trasparente in corrispondenza della zona centrale e del lato nord realizzata in vetro strutturale di circa 1000 m².

Convertible roof for the Carmen Longo olympic swimming pool in Bologna

On the basis of a commission dating back to February 2002, the local authority intends to construct a mobile roof over the existing swimming pool complex known as Carmen Longo.

The complex was built in 1929 and is subject to a conservation order issued by the Cultural and Environmental Heritage Authority governing its condition and any changes to its ethical and aesthetic properties brought about by the architectural or structural planning operations to which this paper refers.

The roof will make it possible to continue using the existing complex by integrating the current local authority resources for the sector, and will enable the pool to be maintained in a more efficient and constant manner in the course of time.

After careful geometric measurements had been taken, the specification of the types of material to be used and a geotechnical check on the foundations, the architectural and structural solution adopted involved the use of a steel structure to create a convertible roof covering.

The roof is made up of an opaque insulating zone of approximately 2500 square metres in pre-painted steel plate, with a copper plate waterproofing layer, and a 1000 square metre structural glass transparent zone in the centre and at the northern side.

ed una altezza di circa 4.5m. La tipologia adottata per la trave è di tipo reticolare spaziale, a sezione triangolare con vertice rivolto verso il basso, formata da due correnti superiori distanti 7m e due correnti inferiori accostate. La trave ha altezza di 4.5m. Le aste di parete (montanti e diagonali) sono disposti in modo da avere un nodo ogni 4.167m nei correnti inferiori (tesi) e ogni 2x4.167m nei correnti superiori (compressi). I correnti superiori sono

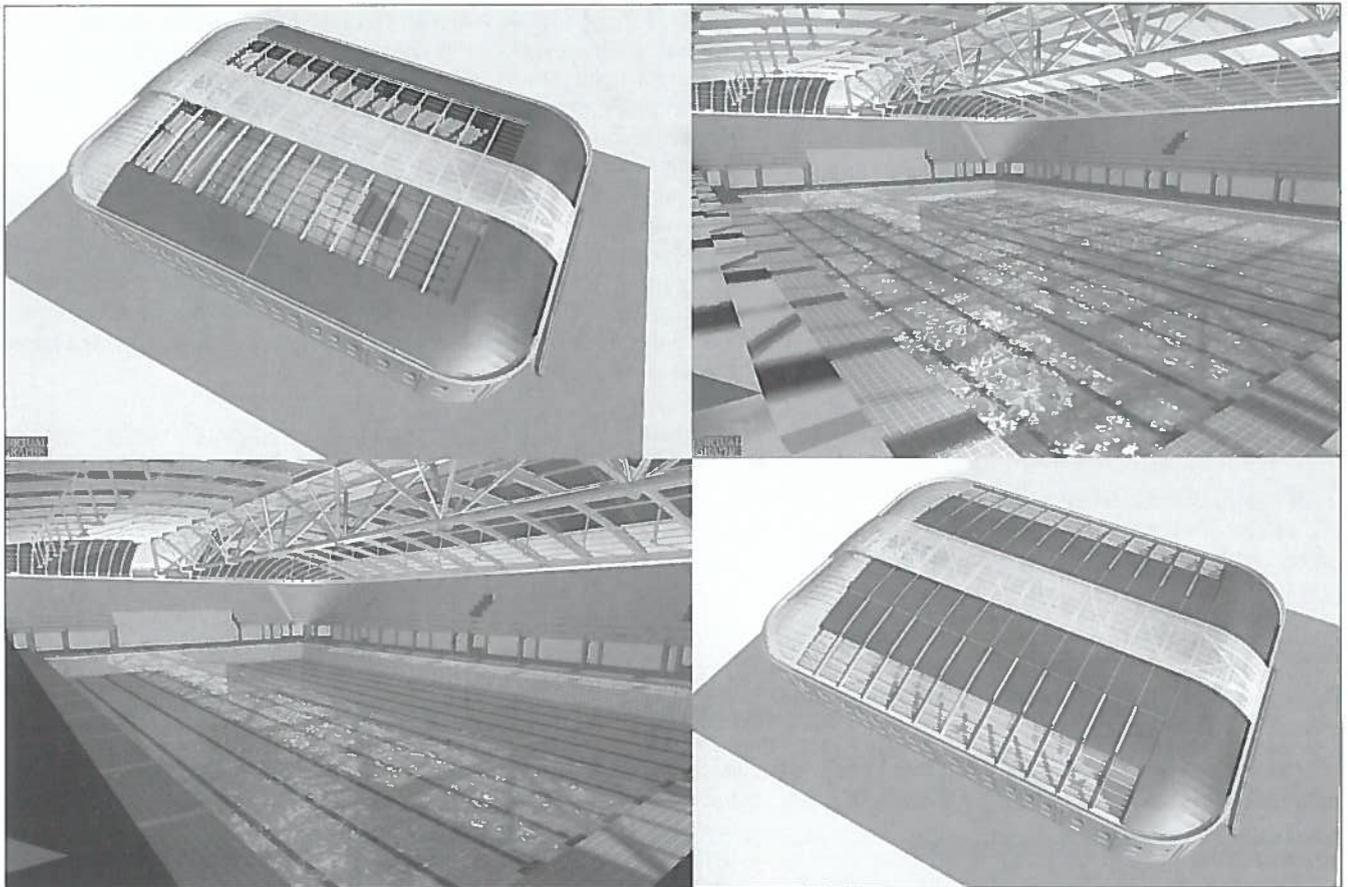
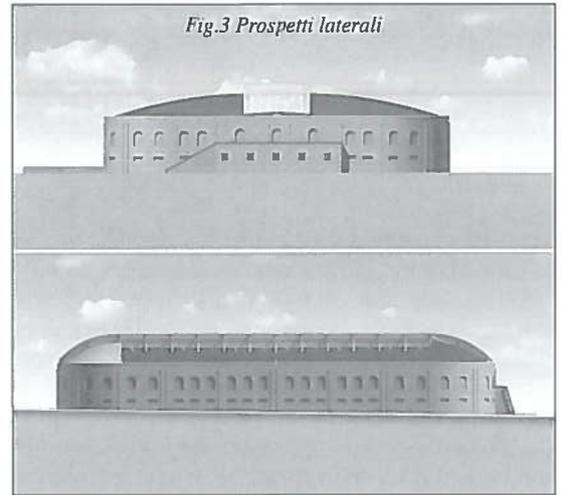
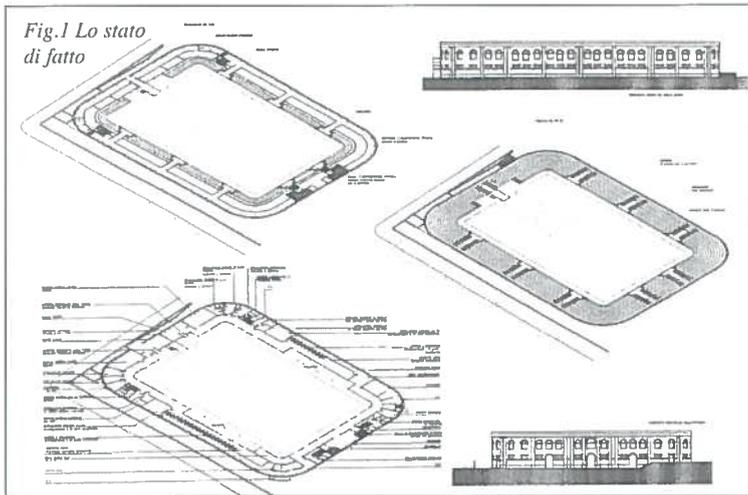


Fig.2 Rendering 3-D dell'interno ed esterno

realizzati con profili cassonati composti mediante piatti saldati, i correnti inferiori in profilo di tipo aperto composti mediante piatti saldati, le aste di parete in profilo aperto di tipo laminato (Fig.2).

Tale forma permette, al suo interno, il posizionamento dei condotti di termoventilazione, dell'illuminazione e della televisione zenitale.

La trave principale sarà appoggiata in corrispondenza di pilastri in tubi circolari di acciaio riempiti di c.a. (2 per parte) sulle facciate nord e sud. Il posizionamento di questi pilastri tiene conto della posizione delle aperture (porte e/o finestre) presenti in facciata e, in fondazione, delle strutture fondali esistenti che andranno integrate con fondazioni profonde non collaboranti, per reggere le reazioni vincolari indotte dai carichi.

In corrispondenza dei nodi di estradosso della trave

portante longitudinale vengono appese le travi trasversali ordinate in direzione trasversale (est-ovest) (Fig.3).

Le strutture trasversali hanno un interasse costante di 4.167m e tipologicamente possono essere definite come travi armate da funi spirodali ad alta resistenza; il corrente superiore è formato da 2 profili in acciaio tipo IPE 400 accostati in modo da costituire una sezione trasversale composta di tipo scapolare. La catena è invece formata da due funi con diametro 22mm aventi alle estremità capocorda fissi. La tesatura avverrà in corrispondenza della sella centrale attraverso spessoramento con piatti.

Sopra la trave reticolare principale, sono orditi trasversalmente con passo 4.167/2 m gli arcarecci in tubo rettangolare su cui vengono fissati i dispositivi di ancoraggio dei pannelli in vetro.

Nelle zone nord e sud i pannelli di copertura sono di tipo fisso. Nella zona sud la copertura sarà eseguita con un deck formato da lamiera grecate d'acciaio preverniciate sopra le quali si disporrà una barriera al vapore in polytene, uno strato isolante in lana minerale semirigida ed uno strato impermeabilizzante eseguito con lamiera in zinco-titanio o rame. Per la copertura della zona nord si adotta un vetro strutturale serigrafato (Fig.4).

La convertibilità stagionale della copertura si ottiene mediante la mobilitazione dei pannelli di copertura della zona centrale. Le due porzioni di copertura, ai lati della trave principale, vengono suddivise in due settori: il primo settore esterno è fisso mentre il settore interno è guidato da un sistema di movimentazione elettrico con cinghie di tiro a cremagliera in materiale composito. Entrambi i settori (mobili e fissi) saranno realizzati con pannelli in lamiera.

Particolare importanza progettuale acquista il "driving mechanism" per la movimentazione della copertura, per il quale è possibile adottare uno dei seguenti schemi:

- con cremagliera e pignone (rack and pignon);
- con ruota e pignone;
- con fune presollecitata;
- con catena.

La progettazione del meccanismo di movimentazione della copertura mobile deve tenere in considerazione la compatibilità operativa delle deformazioni statiche dell'arco armato e delle travi di copertura centrale. Inoltre il sistema deve tenere in conto di poter trasmettere forze statiche e dinamiche indotte da azioni del vento in direzione trasversale e longitudinale.

Nel presente caso si adotta il sistema di movimentazione con funi (cinghie) ed azionamento elettrico quale buon compromesso tra affidabilità e costo (Fig.9).

Per ogni semicopertura mobile di circa 50x10.50m, sono previsti 6 motoriduttori elettrici tipo Rossi MR IV N100-80C6 che azionano una cinghia tipo AT 50-10. La movimentazione è stata prevista con controllo manuale e controllo di posizione mediante 4 microinteruttori che hanno la funzione di segnalare il passaggio della semicopertura attraverso determinati punti di riferimento (copertura aperta; metà corsa; a 300mm dalla posizione di chiusura; copertura tutta chiusa).

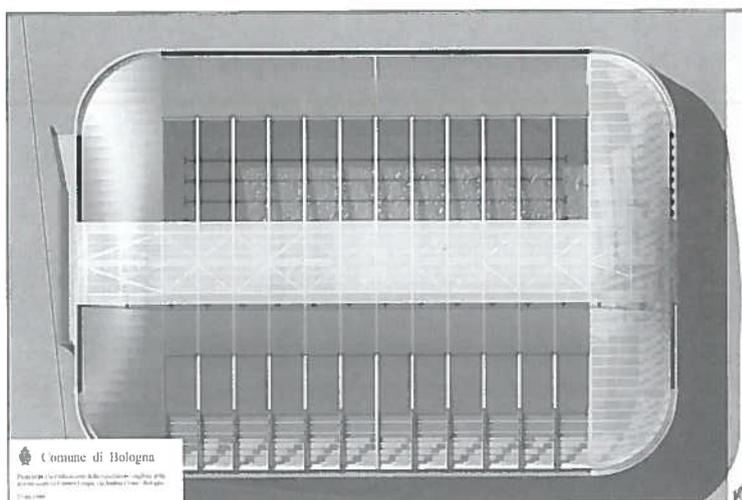


Fig.4 Vista in pianta

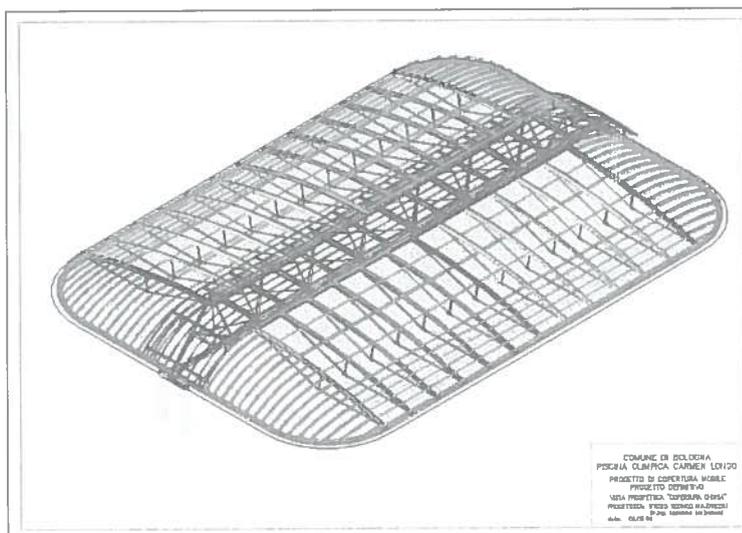


Fig.5 Vista assometrica delle strutture

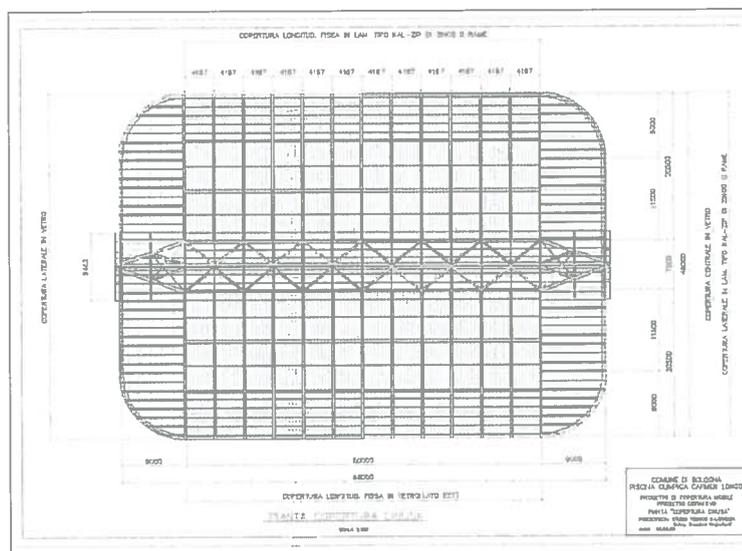


Fig.6 Pianta delle strutture di copertura

Durante la stagione invernale la copertura chiusa trasmette le azioni gravitazionali ad un arponismo (locking device).

L'acciaio utilizzato per le strutture è Fe 510 grado C.

Ristrutturazione ed adeguamenti

L'intervento consiste nella ristrutturazione e nelle modifiche necessarie ad adeguare l'impianto

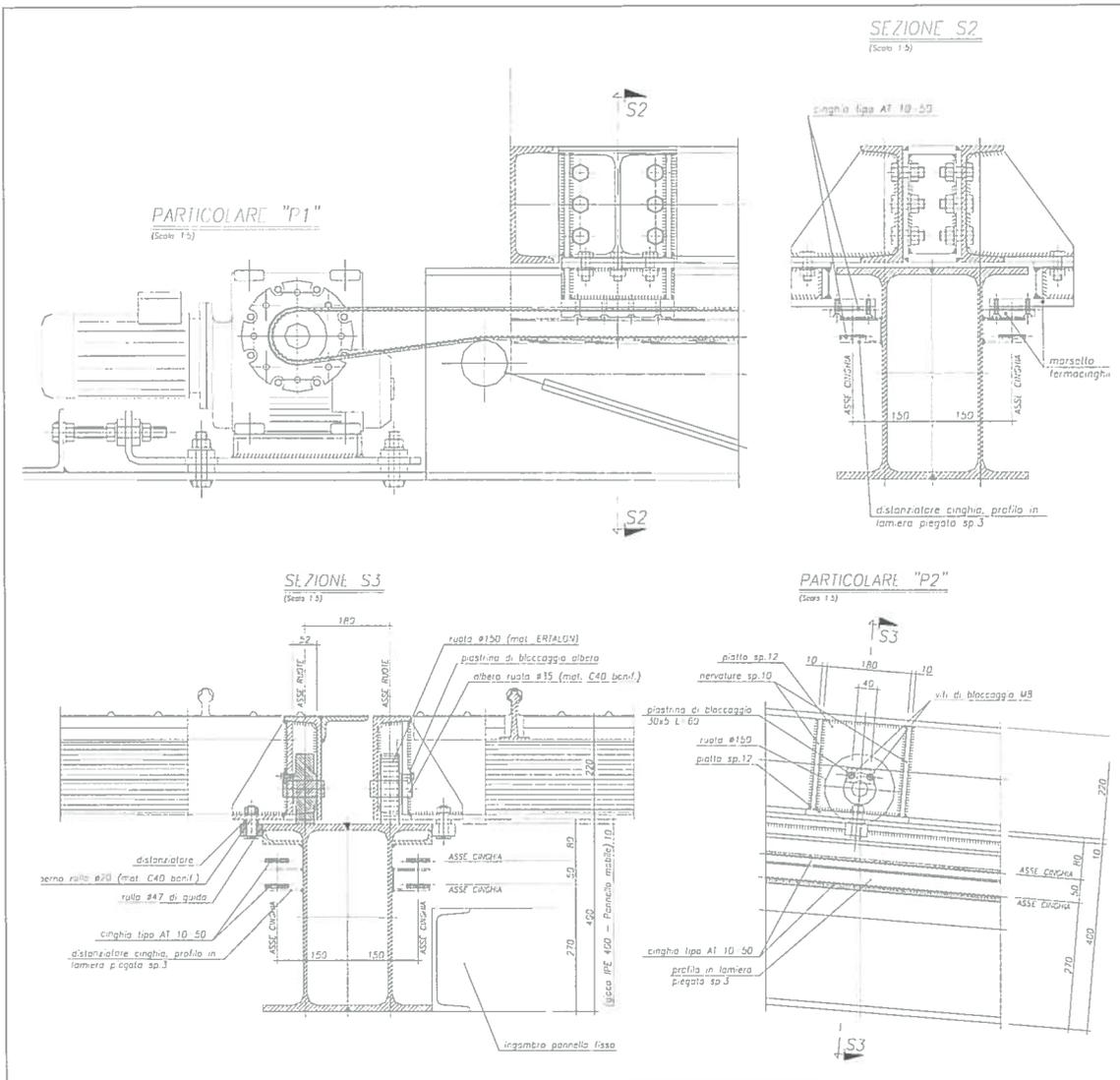


Fig. 9 Sistema di movimentazione e particolari costruttivi

necessaria la realizzazione di nuove uscite di sicurezza e di scale esterne di sicurezza. Il progetto delle scale delle uscite di sicurezza dovrà essere eseguito coordinando le esigenze e i servizi dei competenti uffici dei Vigili del fuoco, della Sovrintendenza alle Belle Arti e dell'A.U.S.L.

LA NORMATIVA DI RIFERIMENTO E DOCUMENTI ALLEGATI

• Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".

Azioni

- D.M. del 3 ottobre 1978. "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".
- Istruzioni per la valutazione delle: Azioni sulle Costruzioni. (C.N.R. 10012/85)
- D.M. del 16 gennaio 1996. "Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"".
- Circolare del 4 luglio 1996. "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi"".

- Eurocodice 1. "Basi della progettazione ed azioni sulle strutture".

Strutture in acciaio e c.a.

- D.M. del 27 luglio 1985. "Norme Tecniche per l'esecuzione delle opere in C.A. normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circolare M.LL.PP. del 31 Ottobre 1986: "Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per strutture metalliche".
- Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione (CNR 10011/88).
- Travi composte di acciaio e calcestruzzo: istruzioni per l'impiego nelle costruzioni (CNR 10016/85)
- D.M. del 9 gennaio 1996. "Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- Circ. Min. LL.PP. 15 ottobre 1996 n. 252 AA. GG/ S.T.C. "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

- Eurocodice 2. "Progettazione delle strutture di calcestruzzo".
- Eurocodice 3 Parte 1-1 "Progettazione delle strutture di acciaio: regole generali e regole per gli edifici".
- Eurocodice 3 Parte 1-3 "Progettazione delle strutture di acciaio: regole generali e regole supplementari per profili formati a freddo e lamiera grecata".
- Eurocodice 4. "Progettazione delle strutture composte acciaio/calcestruzzo".

Opere di sostegno delle terre e opere di fondazione

- D.M. LL.PP. 11/03/88 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Strutture in reti di funi

- A.I.S.I. 1973. - "Manual for Structural Applications of Steel Cables for Buildings".
- Proposta di norma UNI. "Tende-strutture, tenso-strutture, presso-strutture. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo, l'uso e la manutenzione".

Costruzioni in muratura

- D.M. 20/12/87 - "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".

Costruzioni mobili

- I.A.S.S. working group n.16 - Structural design of retractable roof structures - 2000

I MATERIALI

Carpenteria metallica

Acciaio da carpenteria.

- Acciaio da carpenteria secondo UNI 7070 (EN 10025): Fe 510 (S355) grado C con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2$ con temperatura minima di servizio 0° . Designazione europea: EN 10210-S 355 J2
- Acciaio da carpenteria secondo UNI 7070 (EN 10025): Fe 360 (S235) grado C con valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 235 \text{ N/mm}^2$ con temperatura minima di servizio 0° . Designazione europea: EN 10210-S 235 J2

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 $f_{uk} \geq 900 \text{ N/mm}^2$.

Collegamenti bullonati

Collegamenti bullonati secondo UNI 3740 EN20898

- viti classe 8.8 (UNI 3740-EN20898)

classe 10.9(UNI 3740-EN20898)

- dadi classe 6.S

classe 8 G

- rosette acciaio C50 (UNI 7845- EN10083)
- piastrine acciaio C50 (UNI 7845- EN10083)

I bulloni devono essere montati con una rosetta sotto la testa della vite e una rosetta sotto il dado.

I bulloni dovranno essere contrassegnati con le indicazioni del produttore e la classe di resistenza.

I bulloni disposti verticalmente avranno la testa della vite rivolta verso l'alto e il dado verso il basso.

Collegamenti saldati

Collegamenti saldati secondo UNI 10011 e specifiche I.I.S.

- Saldatura con elettrodi rivestiti secondo UNI 5132 - UNI 7243 corrispondenti ai tipi E44 per acciai Fe360 ed Fe430 ed E52 per acciai Fe 510, con classe di qualità 3 e 4 e rivestimento di tipo basico.
- Saldatura a filo continuo sotto flusso (S.A.W.) o in atmosfera protettiva (M.A.G. - F.C.A.W.) con materiali di apporto (o accoppiamento filo flusso) omologati.
- Il procedimento od i procedimenti adottati saranno omologati da un Ente Ufficiale presso lo stabilimento di costruzione per la gamma di spessori e per il tipo di giunti previsti in progetto.
- Le saldature manuali o semiautomatiche saranno eseguite da saldatori qualificati in relazione al procedimento impiegato ed alla posizione dei giunti da eseguire in armonia alle norme UNI.

Protezione della corrosione

Protezione dalla corrosione mediante zincatura a caldo, secondo UNI 5744 o ciclo di verniciatura secondo specifiche di capitolato.

Lamiere grecate

Per lamiere non collaboranti: Acciaio Fe 310 (EN 10025) con

- carico di rottura a trazione $\geq 310 \text{ N/mm}^2$
- carico caratteristico di snervamento $\geq 185 \text{ N/mm}^2$

Funi

Funi spirodali zincate

- Valore caratteristico minimo della tensione a rottura $f_{uk} \geq 1570 \text{ N/mm}^2$
- Bulk factor: 0.74
- Stranding factor: 0.84
- Modulo di elasticità: 165000 MPa

Opere in conglomerato

cementizio armato normale

Calcestruzzo non armato per sottofondazioni

- Calcestruzzo dosato a 150 kg di cemento tipo EN 197 CEM I 32.5 per metro cubo di conglomerato
- Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) $f_{ck} \geq 10 \text{ MPa}$ (Eurocodice 2 C10) (corrispondente alla classe Rck 15 N/mm^2)

Conglomerato cementizio

per strutture in elevazione gettate in opera

- Classe di esposizione (Euro-codice 2, EN 206):

- 2b (ambiente umido con gelo)
- Diametro massimo inerte: 20 mm (8mm per i solai)
- Copriferro: 30 mm
- Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) $f_{ck} \geq 25$ MPa (Eurocodice 2 C25) (corrispondente alla classe Rck 30 N/mm²)

Conglomerato cementizio per strutture di fondazione gettate in opera

- Classe di esposizione (Eurocodice 2, EN 206): 2b (ambiente umido con gelo)
- Diametro massimo inerte: 20 mm
- Copriferro: 40 mm
- Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) $f_{ck} \geq 20$ MPa (Eurocodice 2 C20) (corrispondente alla classe Rck 25 N/mm²)

Conglomerato cementizio per riempimento di pilastri in acciaio

- Classe di esposizione (Eurocodice 2, EN 206): 2b (ambiente umido con gelo)
- Diametro massimo inerte: 20 mm
- Classe di resistenza: valore caratteristico minimo della resistenza cilindrica a compressione dopo 28 giorni (EN 206) $f_{ck} \geq 41$ MPa (Eurocodice 2 C40) (corrispondente alla classe Rck 50 N/mm²)

Acciaio per armatura lenta

- Barre longitudinali, staffe, spezzoni: FeB 44 K controllato in stabilimento (valore caratteristico minimo della tensione a snervamento $f_{yk} \geq 430$ N/mm²), saldabile
- Classe di duttilità (secondo Eurocodice 2): Normale

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti (v. tab. I)

Carichi variabili

Neve

Secondo quanto specificato nelle norme di cui al D.M. 16/1/96:

Carico di riferimento neve al suolo e coefficienti di forma

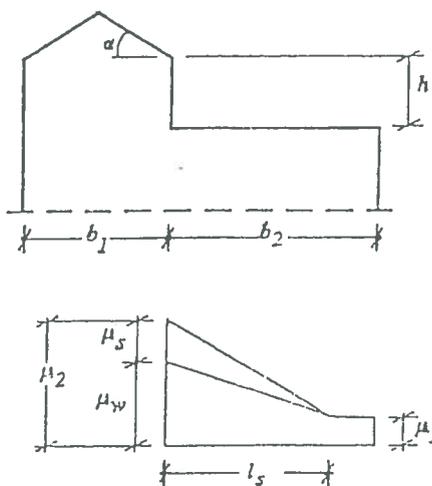
$q_{sk} = 1.60$ kN/m² (Zona I, altitudine = 0 m)
coefficienti di forma $\mu_1 = 0.8$ ($0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$)

Carico neve: 1.30 kN/m² unif. distribuito.
(Vedere inoltre il p.to seguente)

Accumulo

In accordo con il p.to C.6.4 in corrispondenza di discontinuità di quota delle coperture occorre considerare la distribuzione di carico conseguente all'accumulo della neve. Nel nostro caso, in corrispondenza del passaggio tra la copertura della trave principale la copertura delle travi secondarie si ha:

Voce	Valore	Note
Peso proprio strutturale		Calcolato automaticamente
Copertura "Opaca"		
Lamiera impermeabilizzante + coibente	0.20 kN/m ²	Non gravano sulla lamiera
Lamiera grecata strutturale	0.15 kN/m ²	
Incidenza impianti tecnologici	0.10 kN/m ²	
Profili di movimentazione	0.20 kN/m ²	
Copertura in vetro strutturale		
Vetro + infissi	1.00 kN/m ²	
Incidenza impianti tecnologici	0.10 kN/m ²	
Carpenteria metallica		
Arcarecci testate Nord e Sud	0.30 kN/m ²	Riferita alla pianta complessiva
Arcarecci trave principale	0.20 kN/m ²	
Trave reticolare principale e travi secondarie	0.80 kN/m ²	



Tab. I Carichi permanenti

$$h \cong 1.6 \text{ m}, \quad l_s \cong 5.0 \text{ m}$$

$$\mu_1 = 0.8 \rightarrow q_1 = 1.30 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_s = 0.0$$

$$b_1 \cong 9.50 \text{ m}, \quad b_2 \cong 20.0 \text{ m}$$

$$\mu_w = \gamma h / q_{sk} = 2.0 \times 1.6 / 1.6 = 2.0$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0.0 + 2.0 = 2.0 \rightarrow q_2 = 3.20 \text{ kN/m}^2$$

Vento

Secondo quanto specificato nelle norme di cui al D.M. 16/1/96 si assume:

Pressione di base del vento

- pressione del vento: $p = q_{ref} * c_e * c_p * c_d$
- forza esercitata dal vento sulla superficie A:
 $F = q_{ref} * c_e * c_f * c_d * A$
- azione radente: $pf = q_{ref} * c_e * c_f$
- pressione cinematica: $q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6$
- velocità di riferimento: $v_{ref} = 25$ m/s
da cui $q_{ref} = 391$ N/m²
- coefficiente d'esposizione:
 $ce(z) = kr^2 * ct * \ln(z/z_0) * [7 + ct * \ln(z/z_0)]$
per $z \geq z_{min}$
 $ce(z) = ce(z_{min})$ per $z < z_{min}$
assumendo (Zona 2, Classe di rugosità B, Categoria di esposizione IV)
 $kr = 0.22$

$z_0 = 0.3 \text{ m}$
 $z_{\min} = 8 \text{ m}$
 $ct = 1$
 si ottiene:
 $ce = 1.634 \quad 0 \leq z \leq 8 \text{ m}$
 $ce = \text{variabile da un minimo di } 1.634 \text{ in } z = 8 \text{ m e}$
 $\text{pari a } 2.066 \text{ in } z = 15 \text{ m}$

Coefficienti aerodinamici
 Convenzione sui segni :+ = pressione, - = depressione

Configurazione chiusa

Dalla normativa italiana

- $cp' = +0.8$ pareti verticali sopravvento
- $cp'' = -0.4$ pareti verticali sottovento, pareti verticali laterali e copertura in genere
- $cp''' = \pm 0.2$ per costruzioni non stagne

Dall'Eurocodice 1 (p.to 10.2.8 – Edifici con copertura a volta)

- $d = 50 \text{ m}$, $h = 9 \text{ m}$, $f = 5 \div 6 \text{ m}$, $f/d \approx 0.1$

Settore A: $cpe = -1.20$

Settore B: $cpe = -0.80$

Settore C: $cpe = -0.40$

e considerando un $cpi = -0.20$ si ha

Settore A: $cptot = -1.40$

Settore B: $cptot = -1.00$

Settore C: $cptot = -0.60$

- coefficiente dinamico: $cd = 1.00$
- coefficiente d'attrito: $cf = 0.04$

Configurazione aperta

Dall'Eurocodice 1 (p.to 10.3 – Pensiline)

- Copertura trave principale:
 $\varphi = 0$, $\alpha \approx 0^\circ$
 $cp(+) = +0.20$
 $cp(-) = -0.50$
- Copertura fissa travi secondarie e testate Nord e Sud:
 $\varphi = 1$, $\alpha \approx 10^\circ$
 $cp(+) = +0.50$
 $cp(-) = -1.40$

Pressione del vento

Convenzione sui segni :+ = pressione, - = depressione

Si assume quindi a $z = + 15 \text{ m}$, pressione del vento (con $cp = 1.0$) = 0.81 kN/m^2

Configurazione chiusa

- Vento longitudinale (parallelo asse trave principale)
 Coperture $cp = -0.60$ $p = -0.50 \text{ kN/m}^2$
- Vento trasversale (perpendicolare asse trave principale)
 Settore A $cptot = -1.40$ $p = -1.15 \text{ kN/m}^2$
 Settore B $cptot = -1.00$ $p = -0.81 \text{ kN/m}^2$

Settore C $cptot = -0.60$ $p = -0.50 \text{ kN/m}^2$

Configurazione aperta

- Vento longitudinale e trasversale

Copertura trave principale

$cp = -0.50$ $p = -0.40 \text{ kN/m}^2$

$cp = +0.20$ $p = +0.16 \text{ kN/m}^2$

Copertura travi secondarie

$cp = -1.40$ $p = -1.15 \text{ kN/m}^2$

$cp = +0.50$ $p = +0.40 \text{ kN/m}^2$

Azione radente

- Azione radente $pf = 33 \text{ N/m}^2$ in copertura

Azione orizzontale pseudo-sismica

Per il dimensionamento delle strutture di controventamento viene presa in considerazione una azione orizzontale proporzionale alle masse presenti agente (non simultaneamente) nelle due direzioni X e Y della struttura.

L'intensità di tale azione è corrispondente al 4% dei carichi permanenti presenti.

Azioni indirette

Variazioni termiche

Temperatura minima di servizio 0° .

Per le strutture in acciaio esposte all'azione degli agenti atmosferici si assume $DT = \pm 25^\circ$.

Per le strutture in acciaio non esposte all'azione degli agenti atmosferici si assume $DT = \pm 15^\circ$.

Deformazioni lente

Le deformazioni lente come il ritiro e i fenomeni viscosi del materiale sono presi in esame con le modalità riportate dalla normativa vigente.

ANALISI STRUTTURALE

Premessa

L'analisi della risposta strutturale all'azione dei carichi di base e delle sue probabili combinazioni, è stata eseguita mediante il metodo dell'equilibrio o degli spostamenti.

La maggiore parte delle analisi è stata eseguita mediante elaborazione assistita da computer con procedure interattive grafiche e software indirizzato all'ingegneria civile redatto e controllato in accordo alle CNR-UNI 10024/86 "Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo".

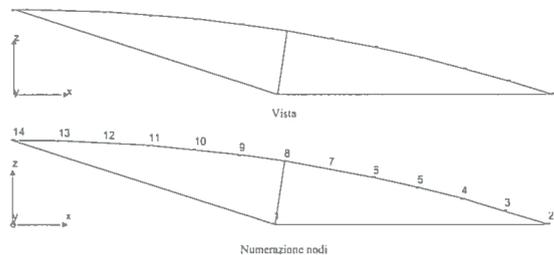
Il programma di analisi strutturale adottato in campo lineare elastico è lo STRAND di Enxsys. Dove ritenuto necessario è stato eseguito un giudizio motivato di accettabilità dei risultati automatici mediante analisi comparativa eseguita con modelli semplificati.

I modelli matematici: Trave secondaria tipica

Per la trave secondaria sono stati adottati due modellazioni strutturali: la prima di tipo lineare è indi-

rizzata alla determinazione dello stato di deformazione e sollecitazione indotti dai carichi nominali, la seconda modellazione, di tipo non lineare geometrico e materiale è stata eseguita per il controllo della stabilità nel piano della struttura in regime elastico in modo da identificare un moltiplicatore critico dei carichi e l'eventuale formazioni di cerniere plastiche.

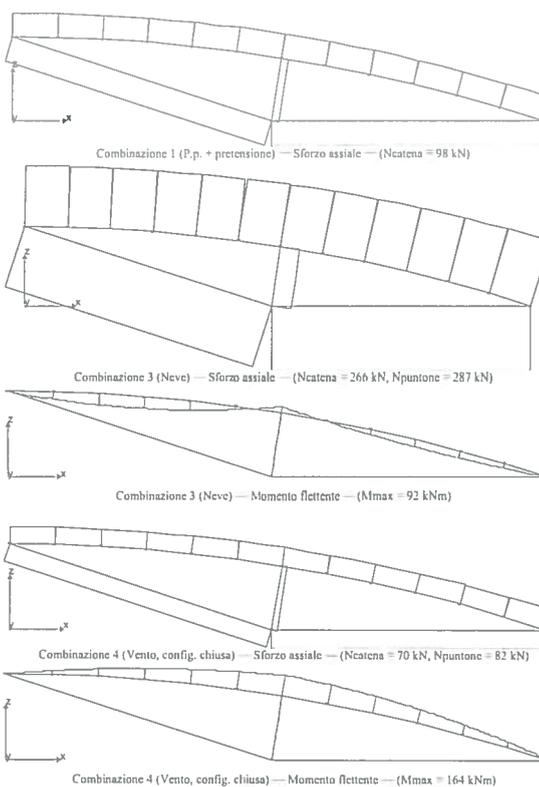
Viste e numerazioni



COMBINAZIONI DI CARICO

	P.p. x 1,20	1 kN/ml globale porzione A	1 kN/ml globale porzione C	1 kN/ml locale porzione A	1 kN/ml locale porzione C	$\Delta T + 25^\circ$	Pretensione funi
1	P.p.	1	0	0	0	0	0,20
2	Perm. Chiusa	12,71	2,71	0	0	0	0,20
3	Neve	1	108,12	0	0	0	0,20
4	Vento Chiusa	12,71	2,71	-3,37	-4,8	0	0,20
5	Perm. Chiusa + $\Delta T (+15^\circ)$	12,71	2,71	0	0	0,6	0,20
6	Perm. Chiusa + $\Delta T (-15^\circ)$	12,71	2,71	0	0	-0,6	0,20
7	Neve + $\Delta T (+15^\circ)$	1	108,12	0	0	0,6	0,20
8	Neve + $\Delta T (-15^\circ)$	1	108,12	0	0	-0,6	0,20
9	Vento Chiusa + $\Delta T (+15^\circ)$	12,71	2,71	-3,37	-4,8	0,6	0,20
10	Vento Chiusa + $\Delta T (-15^\circ)$	12,71	2,71	-3,37	-4,8	-0,6	0,20
11	Perm. Aperta	1	05,42	0	0	0	0,20
12	Vento Aperta	1	05,42	0	-4,8	0	0,20
13	Perm. Aperta + $\Delta T (+25^\circ)$	1	05,42	0	0	1,20	
14	Perm. Aperta + $\Delta T (-25^\circ)$	1	05,42	0	0	-1,20	
15	Vento Aperta + $\Delta T (+25^\circ)$	1	05,42	0	-4,8	1,20	
16	Vento Aperta + $\Delta T (-25^\circ)$	1	05,42	0	-4,8	-1,20	
17	Perm. Chiusa + $\Delta T (+30^\circ)$						
17	fune	12,71	2,71	0	0	0	0,17
18	Neve + $\Delta T (+30^\circ)$ fune	1	108,12	0	0	0	0,17
19	Vento Chiusa + $\Delta T (30^\circ)$ Fune	12,71	2,71	-3,37	-4,8	0	0,17

Diagrammi delle sollecitazioni

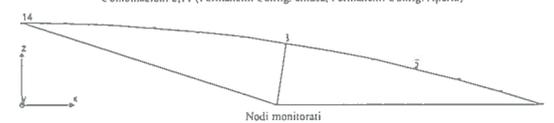
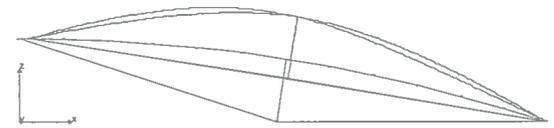
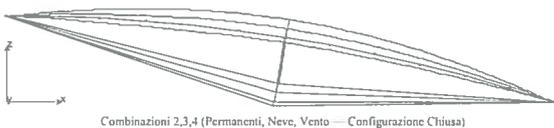


Il modello non lineare

In ordine al controllo della stabilità in regime elastico ed elasto-plastico è stata eseguita una elaborazione in regime non lineare per geometria e materiale. Mediante il software strutturale WinStrand Hi-Tech è stato possibile individuare un moltiplicatore dei carichi relativo alla rottura delle funi ed alla formazione della prima cerniera plastica sul corrente superiore (vedi tabella moltiplicatore dei carichi in funzione dello spostamento verticale).

Risultati dell'analisi statica

Deformate e spostamenti

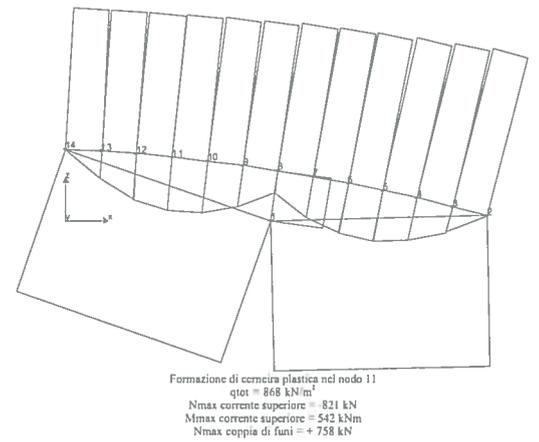
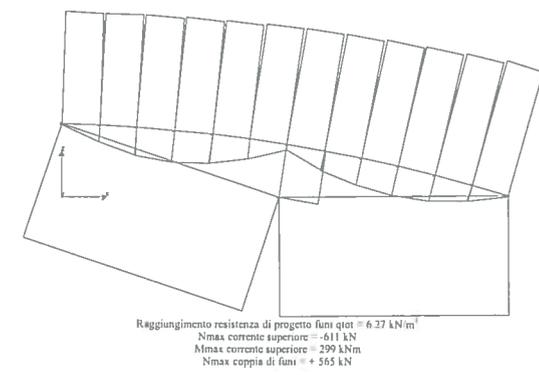


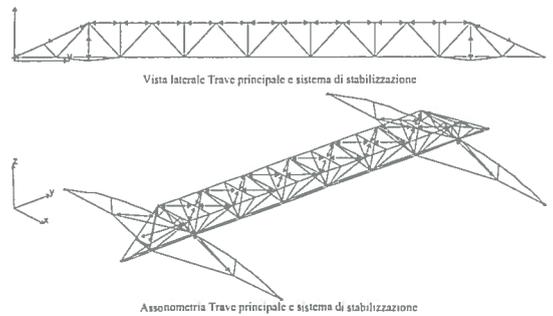
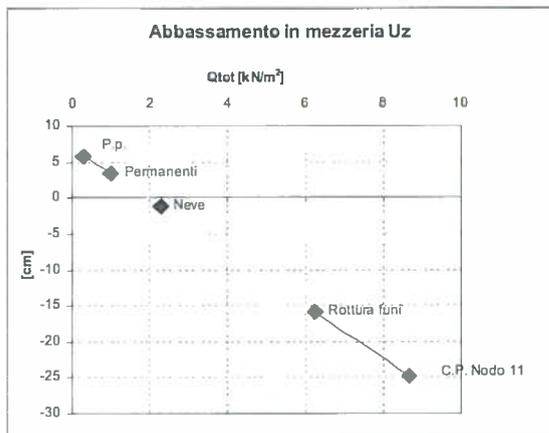
Nodo nr. 8

Comb.	Ux [cm]	Uy [cm]	Uz [cm]
1	1,5	0,0	5,7
2	0,9	0,0	3,4
3	-0,4	0,0	-1,9
4	1,8	0,0	6,9
5	0,7	0,0	3,4
6	1,1	0,0	3,4
7	-0,6	0,0	-1,9
8	-0,2	0,0	-1,9
9	1,6	0,0	7,0
10	2,0	0,0	6,9
11	0,9	0,0	3,4
12	1,5	0,0	5,5
13	0,5	0,0	3,5
14	1,2	0,0	3,4
15	1,1	0,0	5,5
16	1,8	0,0	5,5
17	0,6	0,0	2,3
18	-0,7	0,0	-3,0
19	1,6	0,0	5,9

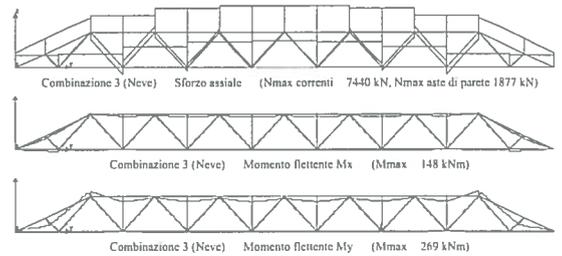
Nodo nr. 5

Comb.	Ux [cm]	Uy [cm]	Uz [cm]
1	1,1	0,0	3,9
2	0,6	0,0	2,2
3	-0,4	0,0	-1,6
4	1,4	0,0	4,9
5	0,5	0,0	2,2
6	0,7	0,0	2,2
7	-0,5	0,0	-1,6
8	-0,3	0,0	-1,6
9	1,3	0,0	5,0
10	1,5	0,0	4,9
11	0,5	0,0	1,7
12	1,1	0,0	3,7
13	0,3	0,0	1,7
14	0,7	0,0	1,7
15	0,9	0,0	3,7
16	1,2	0,0	3,7
17	0,4	0,0	1,4
18	-0,6	0,0	-2,3
19	1,2	0,0	4,2

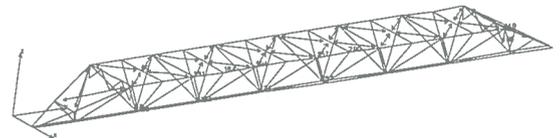




Diagrammi delle sollecitazioni

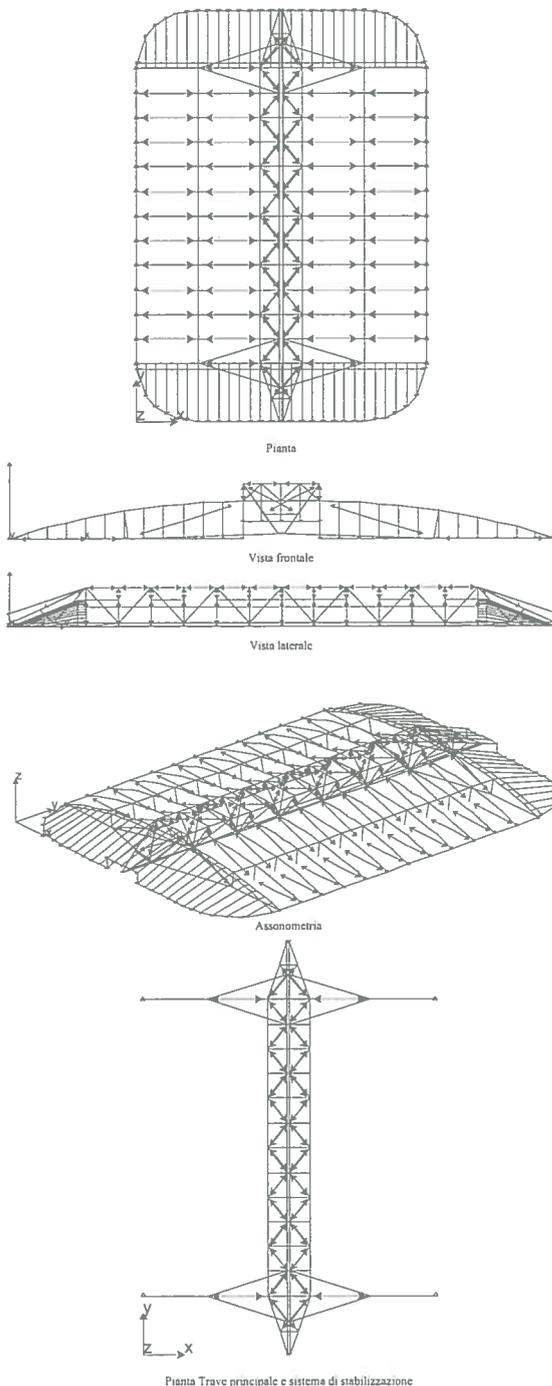


Verifica delle aste più sollecitate mediante Aciver UNI-EC3 di WinStrand



I modelli matematici: Modello globale

Viste e numerazioni



PARTICOLARI COSTRUTTIVI DELLA MOVIMENTAZIONE E TENUTA

- pesi propri strutturali: acciaio FE510 c 4170 kN (1.2 kN/mq)
- lamiera grecata di copertura. In acciaio preverniciato 2500 mq
- vetro strutturale: 900 mq
- sistema di movimentazione con motori elettrici "cable traction method"

CREDITI

Responsabile del procedimento:
dr. ing. R. Bruni

Progettista degli impianti elettrici:
dr. ing. F. Federzoni (Politecnica)

Progettista degli impianti meccanici:
dr. ing. M. Gusso (Politecnica)

Consulente per la movimentazione:
Dr. ing. D. Command

Progettista generale
e architettonico delle strutture
prof. dr. ing. M. Majowiecki
Collaboratore
dr. ing. Stefano Pinardi

Termine di realizzazione. Maggio 2004

Corrente superiore – Asta dal nodo 257 al nodo 290

DATI GENERALI :

Luce dell'asta : 4.17 [m]
 Sezione Numero : 10 / SpecialBox 400x600x30x20
 Materiale : Acciaio Fe 510
 Tensione Ammissibile : 240 [MPa]
 Tensione di Snervamento : 355 [MPa]
 Betha nel piano 1/2 : 1.00
 Betha nel piano 1/3 : 1.00

DATI INERZIALI PROFILO : SpecialBox 400x600x30x20

```

  y
  ||
  x-||-x
  ||
  y
  Area : 496.0 [ cm2 ]
  Jx : 136581.3 [ cm4 ] ix : 16.6 [ cm ]
  Wx : 6829.1 [ cm3 ] Zx : 7816.0 [ cm ]
  Jy : 138645.3 [ cm4 ] iy : 16.7 [ cm ]
  Wy : 4621.5 [ cm3 ] Zy : 7440.0 [ cm ]
  Jt : 87003.2 [ cm4 ]
  Ct : 10736252.0 [ cm6 ]

```

Curva di instabilità piano 1-2 : c
 Curva di instabilità piano 1-3 : c

Cassone

Bsup 600.0 [mm]
 Binf 600.0 [mm]
 Bint 300.0 [mm]
 H 400.0 [mm]
 tfsup 30.0 [mm]
 tfinf 30.0 [mm]
 tw 20.0 [mm]
 Rest 0.0 [mm]
 Rint 0.0 [mm]

VERIFICA DI RESISTENZA

Tensione Massima nella Combinazione 3 All'Ascissa 4.17

Sollecitazione	Tensione Indotta
My -139.9 [kNm]	30 [MPa]
Tensione Risultante 191 [MPa]	

Tensione Minima nella Combinazione 3 All'Ascissa 0.00

Sollecitazione	Tensione Indotta
N 7344.3 [kN]	148 [MPa]
Mx -48.1 [kNm]	-7 [MPa]
My -54.1 [kNm]	-12 [MPa]
Tensione Risultante 129 [MPa]	

VERIFICA DI INSTABILITÀ DA SFORZO NORMALE

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce : 4.17 [m]
 Betha (Lc = Betha * Lnetta) : 1.00
 Raggio d'Inerzia : 16.59 [cm]
 Snellezza dell'Asta : 25.11
 Fattore di Amplificazione w : 1.11

Sforzo Normale Massimo : 7344 [kN] Comb.
 Tensione Indotta : 164 [MPa]

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce : 4.17 [m]
 Betha (Lc = Betha * Lnetta) : 1.00
 Raggio d'Inerzia : 16.72 [cm]
 Snellezza dell'Asta : 24.92
 Fattore di Amplificazione w : 1.11

Sforzo Normale Massimo : 7344 [kN] Comb.
 Tensione Indotta : 164 [MPa]

VERIFICA DI INSTABILITÀ A PRESSO-FLESSIONE

Verifica di Instabilità nel Piano 1/2 / Profilo Singolo

Luce : 4.17 [m]
 Betha (Lc = Betha * Lnetta) : 1.00
 Raggio d'Inerzia : 16.59 [cm]
 Snellezza dell'Asta : 25.11
 Fattore di Amplificazione w : 1.11
 Tensione Euleriana : 3287.39 [MPa]

Verifica di Instabilità nel Piano 1/3 / Profilo Singolo

Luce : 4.17 [m]
 Betha (Lc = Betha * Lnetta) : 1.00
 Raggio d'Inerzia : 16.72 [cm]
 Snellezza dell'Asta : 24.92
 Fattore di Amplificazione w : 1.11

Tensione Massime nella Combinazione 3 :

Azione	Tensione
N [kN]	7344
Mx [kNm] Max	-90 Mef. -90
My [kNm] Max	-140 Mef. -132
Tensione Risultante 209 [MPa]	