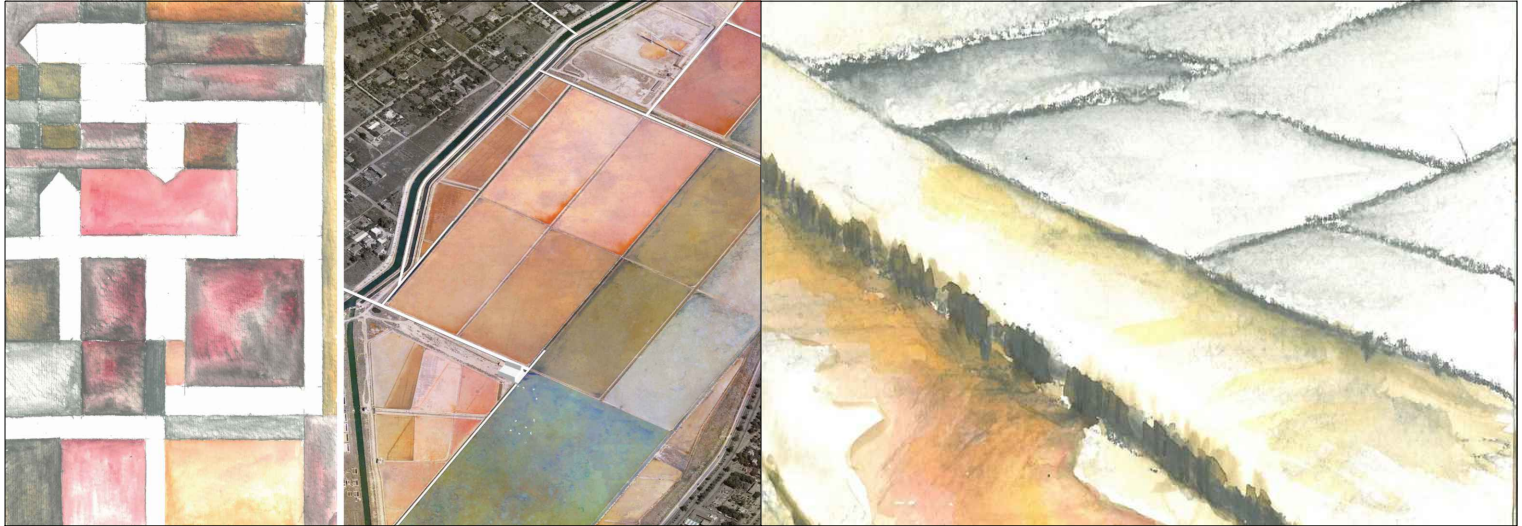


PROGETTO DI TUTELA AMBIENTALE DELL'AREA DEL BELLAROSA MAGGIORE, DELLE VASCHE DEL RETROLITORALE E DELLA PIANA DI IS ARENAS - PROGETTI DI VALORIZZAZIONE E TUTELA DEL COMPENDIO MOLENTARGIUS, SALINE, LITORALI

CUP: B25G12000250008



A.T.P.	PROGETTISTI
	PROAP - ESTUDOS E PROJECTOS DE ARQUITECTURA PAISAGISTA Lda ARCH. PAES. JOÃO NUNES ARCH. PAES. IÑAKI ZOILO
	MAURO DI MARTINO E GIANLUCA PUDDU INGEGNERI ASSOCIATI ING. MAURO DI MARTINO ING. GIANLUCA PUDDU
	ING. MARCO ATZORI
	ING. MICHELE ZARA
	IAT CONSULENZA E PROGETTI S.r.l. ING. GIUSEPPE FRONGIA
	ING. MAURO FANTI
	GEOL. SIMONE MANCONI
	ING. ANTONIO DEDONI

Fase di progetto	PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO	
Sezione:		
Oggetto:	RELAZIONE E CALCOLI STRUTTURALI PENSILINE E FONDAZIONI	
Scala	Data	Tav.
	SETTEMBRE 2018	R.9

Committente: PARCO REGIONALE MOLENTARGIUS -SALINE
R.U.P. _____

CONSULENTI:

Agronomia:
DOTT. AGR. RAIMONDO CONGIU
DOTT. AGR. GIORGIA MARONGIU
Impianti-Automazioni:
DOTT.ING GIUSEPPE PUDDU
Aspetti Naturalistici:
DOTT. NAT. MAURO CASTI
DOTT. NAT. MAURIZIO MEDDA
Strutture:
ING. GIANFRANCO CORDA

GRUPPO DI LAVORO:

ARCH. PAES. PATRIZIA RIZZO
ARCH. CLAUDIO ZEDDA
ING. GIANLUCA MELIS
ARCH. I. ANGELO MONTIS
ING. EMANUELA SPIGA
GEOM. GIAMPIETRO VARGIU
ARCH. ALBERTO ONNIS

File :							
Rev	Data	Motivazione	Redatto	Verificato	Approvato	Autorizzato	

LAVORI PER LA REALIZZAZIONE DI UNA PENSILINA FOTOVOLTAICA IN STRUTTURA METALLICA

Relazione Illustrativa

Le strutture oggetto della presente relazione di calcolo consistono nelle pensiline fotovoltaiche ad uso posteggio coperto per le autovetture previste in progetto.

Le coperture fotovoltaiche saranno realizzate mediante realizzazione di moduli adiacenti e ripetuti, formati da due telai collegati da quattro arcarecci, per un ingombro in pianta pari a circa 5 x 7 metri.

I pannelli fotovoltaici saranno fissati direttamente sugli arcarecci con interposizione esclusivamente dei profili scatolari di fissaggio.

Gli arcarecci saranno realizzati con profili metallici commerciali della serie HEA 140 e saranno collegati alle travi principali all'estradosso.

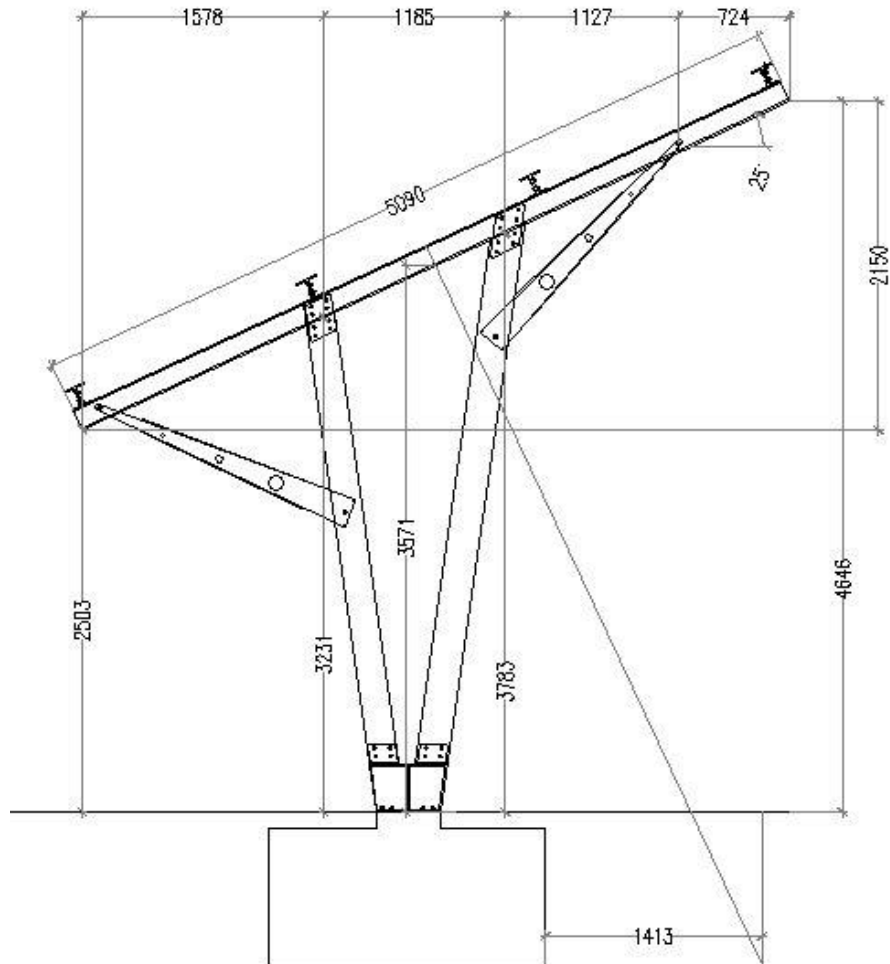
Le travi principali saranno realizzate con profili commerciali tipo UPN 120, accoppiati ad ali esterne, e saranno fissati in due punti intermedi alle colonne in legno, in altri due punti esterni a due puntoni metallici, anch'essi fissati alle colonne.

Le colonne saranno realizzate in legno lamellare tipo GL 24, sezione 20 x 20 cm, e saranno accoppiate al piede sulla piastra di collegamento al plinto con caratteristica conformazione a V e saranno fissate in testa alle travi principali.

Il plinto di fondazione sarà del tipo superficiale in C.A., dimensioni pari a 200 x 200 x 100, sarà realizzato un cordolo di collegamento tra tutte le fondazioni.

Si conducono nel seguito le verifiche strutturali degli elementi metallici previsti nel progetto, riportando precedentemente le modalità di calcolo seguite, i sovraccarichi considerati, nonché le normative tecniche di riferimento utilizzate.

SCHEMA STATICO PENSILINA DI COPERTURA:



NORMATIVA DI RIFERIMENTO:

I calcoli e le verifiche sono stati effettuati in conformità alla normativa vigente con particolare riferimento a:

- *Legge 05/11/1971 n. 1086*

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- *D.M. 14/01/2008 – NTC 2008*

Norme Tecniche per le Costruzioni.

- *Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 02/02/2009*

Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

- *UNI EN 1993 – Eurocodice 3*

Progettazione delle strutture in acciaio

- *UNI EN 1090 – Esecuzione di Strutture in Acciaio e Alluminio*

Parte 1 - Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI:

PROFILI LAMINATI SECONDO UNI EN 10025:

S 275 JR $f_y = 27.50 \text{ kN/cm}^2$

VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO:

(ai sensi del DM 14/01/2008)

Tipo di costruzione: 2 (opere ordinarie)

Vita nominale: $V_N \geq 50$ anni

Classe d'uso: II

CLASSE DI ESECUZIONE

(ai sensi della UNI EN 1090)

Classe di conseguenze:	CC2
Categoria di Servizio:	SC1
Categoria di Produzione:	PC1
CLASSE DI ESECUZIONE:	EXC2

METODO DI CALCOLO E VERIFICA:

La struttura è stata scomposta in singoli elementi strutturali per i quali è stata individuata la geometria, lo schema di vincolo ed i carichi ad essi applicati.

Il calcolo delle sollecitazioni sui singoli elementi strutturali è stato eseguito mediante calcolo diretta, secondo il metodo classico della Scienza delle Costruzioni.

Le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate sono state condotte con il metodo degli Stati Limite, applicandolo così come previsto dalle NTC 2008 (D.M. 14/01/2008).

CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

I calcoli strutturali delle fondazioni fanno riferimento alla relazione geologica e geotecnica redatta dal Dott. Geol. Simone Manconi.

Si rimanda integralmente alle relazioni del Geologo per le verifiche e le considerazioni geotecniche.

TIPOLOGIA DEI CARICHI

1 - COPERTURA PENSILINE A FALDE INCLINATE

CARICHI PERMANENTI:

PESI PROPRI STRUTTURALI

Arcarecci HEA 140 0.25 kN/m

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Impianto fotovoltaico compreso aste fissaggio 0.30 kN/m²

CARICHI VARIABILI

Cat. H1 – Coperture accessibili sola manutenzione 0.50 kN/m²

4 - AZIONE DEL VENTO

L'azione dovuta al vento è stata considerata applicando carichi distribuiti ottenuti moltiplicando la pressione di progetto per le relative larghezze di influenza; la pressione di progetto è calcolata secondo i dettami della normativa vigente; si riportano nel seguito i valori della pressione calcolati.

PRESSIONE DEL VENTO – REGIONE SARDEGNA

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$$

$$a_s = 50 \text{ m.s.l.m.}$$

Tempo di ritorno 50 anni

$$q_b = v_b^2 \times 0.625$$

Zona 5

$$v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$$

$$q_b = 0.49 \text{ kN/m}^2$$

Classe di rugosità = D

Categoria di esposizione = II

$$z_{\min} = 4 \text{ m}$$

$$z_{\max} = 5 \text{ m}$$

$$c_e = 1.93$$

$$c_d = 1$$

$$c_t = 1$$

$\alpha = 25^\circ$ - Sopravento:

$$c_p = +/- 1.2 (1 + \sin \alpha) = 1.71$$

$$p = +/- 1.62 \text{ kN/m}^2$$

5 - AZIONE DELLA NEVE

CARICO NEVE AL SUOLO – REGIONE SARDEGNA

Zona III

$a_s = 20$ m.s.l.m.

$q_{sk} = 0.60$ kN/m²

$q_s = \mu_1 \times q_{sk} \times c_e \times c_t$

$c_e = 1$

$c_t = 1$

Coefficiente di forma

$\alpha = 2^\circ$

$\mu_1 = 0.8$

$q_s = 0.48$ kN/m²

SEZIONE 1 - VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Con riferimento alla geometria dei manufatti ed alle condizioni di carico più in progetto, si conducono nel seguito le verifiche di stabilità globale del manufatto considerando le combinazioni più sfavorevoli delle azioni esterne.

a) AZIONE DEL VENTO IN DIREZIONE NORMALE ALLA FALDA

CALCOLO DEL MOMENTO RIBALTANTE

Superficie esposta A

$$A_1 = 5.1 \times 7 = 35.70 \text{ m}^2$$

Azione concentrata perpendicolare alla falda F_1

$$F_1 = 1.5 \times p_v \times A_1 = 86.75 \text{ kN}$$

Braccio della coppia

$$a = 1.41 \text{ m}$$

Momento ribaltante totale M_1

$$M_1 = F_1 \times a = 122.32 \text{ kNm}$$

MOMENTO RIBALTANTE SU CIASCUN PLINTO

$$M_{R1} = M_1 / 2 = 61.16 \text{ kNm}$$

b) AZIONE DEL VENTO IN DIREZIONE ORIZZONTALE

CALCOLO DEL MOMENTO RIBALTANTE

Superficie esposta A

$$A_2 = 5.1 \times 2.15 = 10.97 \text{ m}^2$$

Azione concentrata perpendicolare alla falda F_1

$$F_2 = 1.5 \times p_v \times A_2 = 26.65 \text{ kN}$$

Altezza di spinta h

$$h = 3.60 \text{ m}$$

Momento ribaltante totale M_1

$$M_2 = F_2 \times h = 95.92 \text{ kNm}$$

MOMENTO RIBALTANTE SU CIASCUN PLINTO

$$M_{R2} = M_2 / 2 = 47.96 \text{ kNm}$$

CALCOLO DEL MOMENTO STABILIZZANTE

Peso plinto G_1

$$G_1 = 0.9 \times (2 \times 2 \times 1 \times 25) = 90 \text{ kN}$$

Braccio della forza b

$$b = 1 \text{ m}$$

Momento stabilizzante peso plinto M_1

$$M_1 = G_1 \times b = 90 \text{ kNm}$$

Peso della copertura G_2

$$G_2 = 0.9 \times (5.1 \times 7 \times 0.30) = 9.64 \text{ kN}$$

Braccio della forza b

$$b = 1 \text{ m}$$

Momento stabilizzante peso copertura M_2

$$M_2 = G_2 \times b = 9.64 \text{ kNm}$$

MOMENTO STABILIZZANTE

$$M_S = M_1 + M_2 / 2 = 94.82 \text{ kNm}$$

VERIFICA

$$M_S / M_{R1} = 1.55$$

la verifica è soddisfatta

SEZIONE 2 - VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

ARCARECCI - HEA 140 S275

Si schematizza una trave semplicemente appoggiata di luce pari a 500 cm + 100 cm di sbalzo a dx e sx, interasse massimo pari a 150 cm, e si considera l'ipotesi di un carico linearmente ripartito; l'angolo di inclinazione sull'orizzontale è pari a 25°.

$$g_1 = p.p. = 0.25 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 0.48 \text{ kN/m}^2$$

$$p_v = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

$$l = 5.00 + 1.00 + 1.00 \text{ m}$$

$$i = \text{interasse} = 150 \text{ cm}$$

$$W_x = 155 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 56 \text{ cm}^3$$

$$J = 1030 \text{ cm}^4$$

Verifiche SLU:

carico uniformemente distribuito sugli arcarecci (non si considera la condizione di contemporaneità tra vento massimo e neve in copertura):

$$Q = 1.5 \times (0.30 + 1.62) = 2.88 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1.3 \times 0.25 + Q \times i = 4.65 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 14.53 \text{ kNm}$$

$$M_{E,X} = M_{\max} \times \sin 25^\circ = 6.14 \text{ kNm}$$

$$M_{E,Y} = M_{\max} \times \cos 25^\circ = 13.18 \text{ kNm}$$

$$M_R = W \times f_d$$

Acciaio da carpenteria: S 275

$$\gamma_m = 1.05$$

$$f_y = 27.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = 26.19 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{R_x} = 40.5 \text{ kNm}$$

$$M_{R_y} = 14.6 \text{ kNm}$$

SLU - Flessione deviata in mezzeria

$$M_{E,X} / M_{R_y} + M_{E,Y} / M_{R_x} = 0.33 + 0.42 = 0.75$$

verifica soddisfatta

SLU – Taglio sugli appoggi

$$V_E = q \times l^2 / 2 = 16.28 \text{ kN}$$

$$\tau_{\max} = V_E / 2 \times h \times s = 2.22 \text{ kN/cm}^2 < f_v$$

verifica soddisfatta

SLE – Freccia in mezzeria

$$Q_{es} = 0.30 + 1.62 = 1.92 \text{ kN/m}^2$$

$$Q'_{es} = 1.62 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{soli carichi variabili})$$

$$q_{es} = p \cdot p \cdot + Q_{es} \times i = 3.13 \text{ kN/m}$$

$$q'_{es} = Q'_{es} \times i = 2.43 \text{ kN/m} \quad (\text{soli carichi variabili})$$

$$\delta_{\max} \leq 1 / 250 = 20 \text{ mm} \quad (\text{con carico totale in esercizio})$$

$$\delta_2 \leq 1 / 300 = 16 \text{ mm} \quad (\text{con solo carico variabile in esercizio})$$

$$\delta_{\max} = 3 \times q_{es} \times l^4 / 384 EJ = 7 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 3 \times q'_{es} \times l^4 / 384 EJ = 6 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$$

la verifica è soddisfatta

TRAVI PRINCIPALI - 2 UPN 120 S275

Si schematizza una trave semplicemente appoggiata di luce massima pari a 150 cm, interasse massimo pari a 250 cm, e si considera l'ipotesi di un carico linearmente ripartito.

$$g_1 = p.p. = 0.15 \text{ kN/m}$$

$$g_2 = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1.62 \text{ kN/m}^2$$

$$l = 1.50 \text{ m}$$

$$i = \text{interasse} = 250 \text{ cm}$$

$$W_x = 60 \text{ cm}^3$$

$$J = 364 \text{ cm}^4$$

Verifiche SLU:

$$Q = 1.5 \times (0.50 + 1.62) = 3.18 \text{ kN/m}^2$$

$$q = 1.3 \times 0.15 + Q \times i = 8 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max} = 2.25 \text{ kNm}$$

$$M_R = W \times f_d$$

Acciaio da carpenteria: S 275

$$\gamma_m = 1.05$$

$$f_y = 27.50 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = 26.19 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_R = 27.76 \text{ kNm}$$

SLU - Flessione in mezzeria

$$M_R = 15.71 \text{ kNm} > M_{\max} = 2.25 \text{ kNm}$$

verifica soddisfatta

COLONNE IN LEGNO LAMELLARE – 2 TRAVI 20x20 GL 24

Momento massimo al piede del telaio trasversale:

$$M_{R1} = 61.16 \text{ kNm}$$

a = b = lato colonna

$$a = 20 \text{ cm}$$

i = interasse base colonne = 35 cm

N = azione di compressione massima

$$N = M_{R1} / i = 175 \text{ kN}$$

Verifiche SLU:

Classe di servizio: 1

$$k_{\text{mod}} = 0.7$$

$$\gamma_m = 1.45$$

$$f_{c,0,k} = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \times f_{c,0,k} / \gamma_m = 11.58 \text{ MPa}$$

SLU - Compressione alla base

$$\sigma_x = N / a \times b = 0.44 \text{ kN/ cm}^2 < 1.15 \text{ kN/ cm}^2$$

verifica soddisfatta