

Committente:

**MODENGAS S.r.l.**

Oggetto:

**PDC PER MODIFICA FUNZIONALE DISTRIBUTORE E AMPLIAMENTO  
AUTOLAVAGGIO**

**Ubicazione cantiere:**

**CARPI, VIA CARLO MARX n. 160**

Elaborato:

**RELAZIONE TECNICA ATTINENTE ALLA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO  
NECESSARIA PER IL DEPOSITO DEL PDC**

ELABORATI AI SENSI DI ART. 11 DELLA L.R. N. 19 DEL 2008, ARTICOLO 93, COMMI 3, 4 E 5, DEL D.P.R. N. 380 DEL 2001,  
ALLEGATO A DELIBERA ER 1373.

Il Progettista strutturale:

ING. VALERIA PRANDI  
VIA RADICI IN PIANO N. 309  
41043 CASINALBO DI FORMIGINE (MO)  
C.F. PRNVLR66C71F257R  
n. iscrizione albo ingegneri Modena  
1765



Rev.	Data	Descrizione modifica	Redatto
0	07-07-2022	Emissione	VP

Progettazione:

**CGROUP Società di Ingegneria S.r.l.**

Via R 512556adici in Piano, 309 – 41043 Casinalbo di Formigine (MO) – Tel. 059 512 556 – Fax 059 512 493

## Sommario

a)	INTRODUZIONE GENERALE .....	3
b)	PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICHE DI BASE DEL SITO .....	5
c)	DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO .....	7
d)	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	8
e)	SCELTE PROGETTUALI PER TUTTI GLI INTERVENTI .....	9
f)	INTERVENTO 1 .....	14
g)	INTERVENTI 2 E 3 .....	16
h)	INTERVENTO 4 .....	17
i)	INTERVENTO 5 .....	18
j)	INTERVENTO 6 .....	21

# ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE – RELAZIONE PRE-SISMICA

## a) INTRODUZIONE GENERALE

Le opere in oggetto sorgeranno a Carpi, in via Carlo Marx al civico 160, in un lotto di proprietà di MODENGAS S.r.l. al cui interno si trovano un distributore di carburanti ed un autolavaggio.

Le opere sono inerenti ad una modifica funzionale del distributore e ad un ampliamento dell'autolavaggio e per la loro realizzazione si richiede un Permesso Di Costruire al Comune di Carpi; nell'ambito della richiesta di PDC si redige la presente relazione pre-sismica, contenente una sintetica descrizione delle opere da realizzarsi ed una valutazione del rischio sismico ad esse connesso, nonché una sintetica descrizione degli interventi previsti per la riduzione dello stesso.

Si riporta di seguito un'immagine del distributore e dell'autolavaggio in oggetto tratta da Google Maps.



Come si vede chiaramente dalla foto e dai disegni per il PDC presentati, sull'area esiste un capannone prefabbricato in c.a. realizzato dalla Prefabbricati Parma S.r.l. nel 1996 e collaudato nel febbraio del 1997, prima dell'entrata in vigore della normativa sismica su tutto il territorio nazionale, ma successivamente all'entrata in vigore del DM 1996 sui sovraccarichi. Su questo fabbricato saranno realizzati alcuni degli interventi previsti dal presente PDC.

Oltre al suddetto edificio sono presenti sull'area un distributore metano/gpl posto sotto una tettoia in acciaio, un chiosco con struttura in acciaio, una tettoia in acciaio, posta sul retro del capannone prefabbricato, con postazioni per il lavaggio delle auto.

Gli interventi previsti nell'ambito del presente PDC consistono nelle seguenti realizzazioni:

1. una vasca in cemento armato interrata per il contenimento di un serbatoio di 30 metri cubi di GPL, avente due lati fuori terra alti 4.2 metri e dimensioni in pianta pari a 9.1 m x 4.1 m,
2. ampliamento di una tettoia con struttura prefabbricata in acciaio esistente adibita al lavaggio delle auto; l'ampliamento, realizzato con la medesima tipologia, ha in pianta forma rettangolare con dimensioni esterne pari a 6.62 m x 10 m ed un'altezza fuori terra pari a 3.65 m,
3. una tettoia con struttura prefabbricata in acciaio, avente in pianta forma rettangolare con dimensioni esterne pari a 14.62 m x 40.52 m ed un'altezza fuori terra pari a 3.8 m, adibita a postazioni per l'asciugatura delle auto; sulla copertura di questa tettoia saranno installati pannelli fotovoltaici, come da disegni per PDC; tale intervento sarà realizzato sul terreno soggetto a procedura ex-art.53 L.R.24/2017 in ampliamento al lotto esistente;
4. installazione di pannelli fotovoltaici sopra alla copertura del capannone prefabbricato esistente,
5. una pensilina in acciaio collegata al capannone prefabbricato esistente mediante mensole in acciaio innestate alla struttura prefabbricata in c.a. (fronte est),
6. una tettoia in acciaio esterna al capannone prefabbricato esistente, sostenuta da pilastri in acciaio a biella, con la sola funzione di portare i carichi verticali, e collegata alla struttura prefabbricata in c.a. (angolo sud-est).

I suddetti interventi saranno descritti più dettagliatamente in seguito.

Si segnala che la progettazione strutturale delle due tettoie in acciaio prefabbricate, di cui una in ampliamento, di cui ai precedenti punti 2 e 3, esula dai compiti della scrivente ed è a carico

dell'azienda fornitrice di tali manufatti; compito della scrivente è invece la progettazione delle fondazioni superficiali inerenti ai suddetti fabbricati.

## **b) PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICHE DI BASE DEL SITO**

Per quanto riguarda la caratterizzazione sismica del sito oggetto di intervento si fa riferimento alla relazione geotecnica-geologica redatta in data 04/02/2022 dal Dott. Geologo Alessandro Maccaferri, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Emilia-Romagna al numero 560.

### **Sito in esame**

Latitudine:	44,762504	Categoria sottosuolo:	C
Longitudine:	10,874468	Categoria topografica:	T1
Classe:	2	Periodo di riferimento:	50 anni
Vita nominale:	50	Coefficiente cu:	1

L'edificio è ubicato in un territorio comunale di Carpi, appartenente alla Classe di sismicità 3, sismicità bassa, secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'OPCM n. 3247/2003 e successive modifiche.

Il terreno, da un punto di vista sismico, risulta di Categoria C; si utilizza un approccio semplificato per la definizione dell'azione sismica utilizzando gli spettri di risposta definiti dalle NTC 2018, con  $a_g/g = 0.15$ , con  $S_s = 1.46$  e, trattandosi di una zona pianeggiante, con  $S_t = 1$ .

Zona	Valore di $a_g$
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

Parametri sismici

	Operativa SLO	Danno SLD	Salvaguardia della vita SLV	Prevenzione dal collasso SLC
Tr (anni)	30	50	475	975
Ag (g)	0,043	0,055	0,155	0,207
Fo	2,503	2,503	2,578	2,526
Tc* (s)	0,250	0,266	0,271	0,278

Coefficienti Sismici

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss	1,500	1,500	1,460	1,390
Cc	1,660	1,630	1,620	1,600
St	1,000	1,000	1,000	1,000
Kh	0,013	0,016	0,054	0,080
Kv	0,007	0,008	0,027	0,040
Amax	0,638	0,806	2,214	2,815
Beta	0,200	0,200	0,240	0,280

Il rischio di liquefazione per il sito in oggetto è nullo, come riportato nella relazione geologica del Dott. Maccaferri

Prova	Indice di potenziale Liquefazione $I_L$	Rischio di Liquefazione
P1	0	Nullo

e come riportato nella Carta della Microzonazione Sismica del Comune di Carpi, nella quale per l'area viene escluso il rischio di liquefazione.

Dal programma di calcolo agli elementi finiti, nell'ambito di un'analisi dinamica modale, per il sito in oggetto caratterizzato dai valori di latitudine e longitudine sopra riportati e da un terreno di categoria C, si ottengono i seguenti parametri sismici in combinazione SLV:

Tr = 475 anni,

ag/g = 0.1544,

F0 = 0.2576,

Tc\* = 0.27 s,

Ss = 0.1461,

Cc = 0.1617,

St = 1,

parametri coerenti con quelli riportati nella relazione geologica.

## c) DESCRIZIONE DELLE CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE DEL SITO

Da un punto di vista geotecnico il suolo è caratterizzato da depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o da terreni a grana fina mediamente argillosi, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzato da discrete proprietà meccaniche e da un miglioramento delle delle stesse con la profondità.

Il piano di posa delle fondazioni dei nuovi fabbricati dovrà attestarsi ad una quota pari ad almeno -60 cm dal piano di campagna attuale, in modo da consentire il superamento del terreno superficiale più alterato.

La falda freatica si attesta ad una quota pari a -2.2 metri dal piano di campagna, con possibili variazioni stagionali, occorrerà tenere conto della sovraspinta idrostatica nel calcolo della fossa per l'alloggiamento del serbatoio per il GPL.

### Parametri geotecnici

#### Prova P1

Strato	Prof.	Rpm	Cu	C'	$\phi$	Mo	$\gamma$	Dr	v	w	Tipo
1	0,60 – 6,20	12,79	0,60	0,15	19	49,58	1,9	/	0,45	1,5	Argille limose
2	6,20 – 10,60	13,73	0,63	0,17	19	51,46	1,9	/	0,45	1,5	Argille limose
3	10,60 – 16,80	28,61	0,98	0,34	19	81,22	1,9	/	0,43	2,5	Argille limose
4	16,80 – 20,00	31,25	1,04	0,37	19	86,50	1,9	/	0,42	3	Argille limose

Dove:

Strato:	Numero progressivo strato	$\phi$ :	Angolo di resistenza al taglio (°)
Prof:	Profondità base strato (m)	Mo:	Modulo Edometrico (Kg/cm <sup>2</sup> )
Rpm:	Resistenza alla punta media (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\gamma$ :	Peso unità di volume (t/m <sup>3</sup> )
Cu:	Coazione non drenata (Kg/cm <sup>2</sup> )	w:	Coefficiente di Winkler (Kg/cm <sup>3</sup> )
C':	Coazione efficace (Kg/cm <sup>2</sup> )	v:	Coefficiente di Poisson
Dr:	Densità relativa (%)	Tipo:	Litologia prevalente strato

La stima della portanza del terreno agli SLU fornisce un valore della portata limite, in condizioni non drenate, pari a:

$$Q_{lim} = cN_c + \gamma DN_q + 0.5\gamma BN_v = 3,66 \text{ Kg/cm}^2$$

Secondo le vigenti NTC 2018, utilizzando l'Approccio 2, in Combinazione 1 (A1+M1+R3), si ottengono i seguenti coefficienti

Coefficienti parziali A1	$\gamma_{G1} = 1,3$
Coefficienti parziali M1	$\gamma_{\phi'} = 1,0$
Coefficienti Totale	$\gamma_R = 2,3$

dai quali si calcola il valore di progetto della resistenza del terreno pari a:

$$R_d = Q_{lim} / \gamma_R = 3,66 / 2,3 = 1,59 \text{ Kg/cm}^2$$

#### **d) NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le strutture vengono calcolate seguendo le Norme Tecniche per le costruzioni aggiornate con il D.M. Infrastrutture 17/01/18 “Aggiornamento delle “Norme tecniche per le Costruzioni” e facendo riferimento alla Circolare n° 7/C.S.LL.PP. del 21/01/19 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Si fa inoltre riferimento alla Norma UNI EN 1992-1-1: 2005 (Eurocodice 2), e alla Norma UNI EN 1998-1: 2005 (Eurocodice 8).

Per la vita nominale delle strutture, classi d’uso e periodo di riferimento si considera il paragrafo 2.4 del capitolo 2 delle attuali Norme Tecniche.

Per le combinazioni delle azioni si fa riferimento al paragrafo 2.5 delle NTC 2018 e in particolare ai paragrafi 2.5.1, 2.5.2, 2.5.3; inoltre si fa riferimento al paragrafo 2.6 ed in particolare al punto 2.6.1, specificando che la presente progettazione segue l’Approccio 2 e che sono stati applicati i coefficienti parziali per le azioni della colonna A1 della tabella 2.6.I.

Per quanto concerne le azioni sulle costruzioni si fa riferimento al capitolo 3 delle aggiornate Norme Tecniche.

La progettazione per le azioni sismiche è eseguita seguendo il capitolo 7 delle NTC 2018, in particolare i paragrafi 7.0, 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 e il paragrafo 7.11.

Per le combinazioni non sismiche le verifiche agli stati limite ultimi SLU e agli stati limite di esercizio SLE vengono eseguite in accordo al capitolo 4.1 delle NTC 2018 per le Costruzioni di calcestruzzo.

Per le combinazioni sismiche, le verifiche agli stati limite di salvaguardia della vita SLV e agli stati limite di danno SLD vengono eseguite in accordo con il capitolo 7 delle NTC 2018 ed in

particolare in accordo con il paragrafo 7.4 per le verifiche agli SLV e con il punto 7.3.6.1 per le verifiche agli SLD.

**e) SCELTE PROGETTUALI VALIDE PER TUTTI GLI INTERVENTI OGGETTO DI PDC (DEFINIZIONE DELLE DESTINAZIONE D'USO, DELLA VITA NOMINALE, DELLA CLASSE D'USO, DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO, DEL SISTEMA FONDALE ADOTTATO, DEFINIZIONE DEI PARAMETRI RELATIVI AI CARICHI AMBIENTALI)**

Il carico dovuto al sisma è già stato definito al precedente paragrafo b), inoltre si considera per tutte le strutture una classe d'uso II, con  $c_u = 1$  e vita nominale pari a 50 anni, pertanto  $V_r = V_n * c_u = 50 * 1 = 50$  anni, periodo di riferimento per l'azione sismica.

Si considerano le strutture non dissipative, con fattore di comportamento  $q$  pari ad 1, questa scelta è valida per la vasca interrata e per le pensiline in acciaio.

Tutti gli interventi che necessitano di fondazioni sono dotati di un sistema fondale superficiale, tutte le fondazioni sono progettate in campo elastico, come da richiesta normativa.

Le fondazioni delle strutture prefabbricate in acciaio sono progettate sulla base dei criteri di progettazione sismica utilizzati, si ricorda che la progettazione strutturale non è compito della scrivente.

Si esegue il progetto delle fondazioni adottando uno dei tre criteri stabiliti dalla vigente normativa e sotto riportati.

Sia per CD“A” sia per CD“B” il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno devono essere eseguiti assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall’analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo (v. §7.3);
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi (calcolata per la forza assiale derivante dalla combinazione delle azioni di cui al § 2.5.3), congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell’ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in CD“A” e 1,10 in CD“B”;

Per quanto riguarda gli altri carichi ambientali si adottano le indicazioni fornite dalla vigente normativa.

#### CARICO DOVUTO ALLA NEVE

Il sito si trova ad un’altezza sul livello del mare pari a 25 metri, quindi inferiore a 200 m.s.l.m.

Si segnala che sono presenti accumuli della neve sia sulle tettoie in acciaio sul lato sud-est del capannone prefabbricato in c.a., accumuli dovuti ad ombra aereodinamica per differenza di quota delle coperture, sia sulla copertura della vasca in c.a. che ospita il serbatoio del GPL, in questo caso si ha accumulo neve contro pareti verticali. Entrambi gli accumuli sono dovuti all’azione del vento.

## CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

○	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i q_{sk} C_E C_t$$

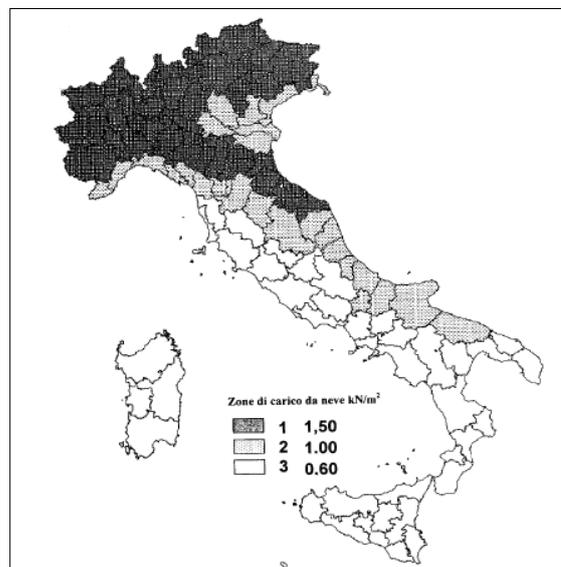
$\mu_i$  (coefficiente di forma)  
 $q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])  
 $C_E$  (coefficiente di esposizione)  
 $C_t$  (coefficiente termico)

### Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	25
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.50

### Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .



### Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

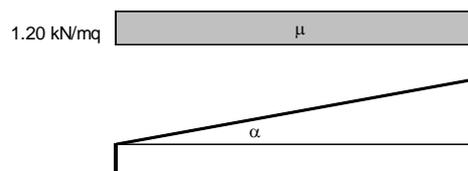
### Valore del carico della neve al suolo

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.50
--	------

### Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	10
-----------------------------------	----

$\mu$	0.8
-------	-----



Il carico neve è pari a 120 daN/m<sup>2</sup>.

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

**2) Emilia Romagna**

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
2	25	750	0.015
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			25
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b (T_R = 50)$ [m/s]			25.000
$\alpha_R (T_R)$			1.00073
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R$ [m/s]			25.018



$p$  (pressione del vento [N/mq]) =  $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$   
 $q_b$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $c_e$  (coefficiente di esposizione)  
 $c_p$  (coefficiente di forma)  
 $c_d$  (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$  ( $\rho = 1,25$  kg/mc)

$q_b$ [N/mq]	391.20
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

**B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive**

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa		500m		750m	
	mare					
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
 Categoria III in zona 5  
 \*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
 Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
	costa		500m		
	mare				
	2 km	10 km	30 km		
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
	mare	costa
	1,5 km	0,5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*

\* Categoria II in zona 8  
 Categoria III in zona 7

ZONA 9		
	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
2	B	25

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$  per  $z \geq z_{min}$   
 $c_e(z) = c_e(z_{min})$  per  $z < z_{min}$

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$c_t$
IV	0.22	0.3	8	1

Per tutti i carichi variabili si utilizzano i seguenti coefficienti di combinazione, così come riportati nella tabella 2.5.1 delle NTC 2018.

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Le strutture sono calcolate con l'Approccio 2, si riportano sotto i coefficienti parziali per le azioni.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

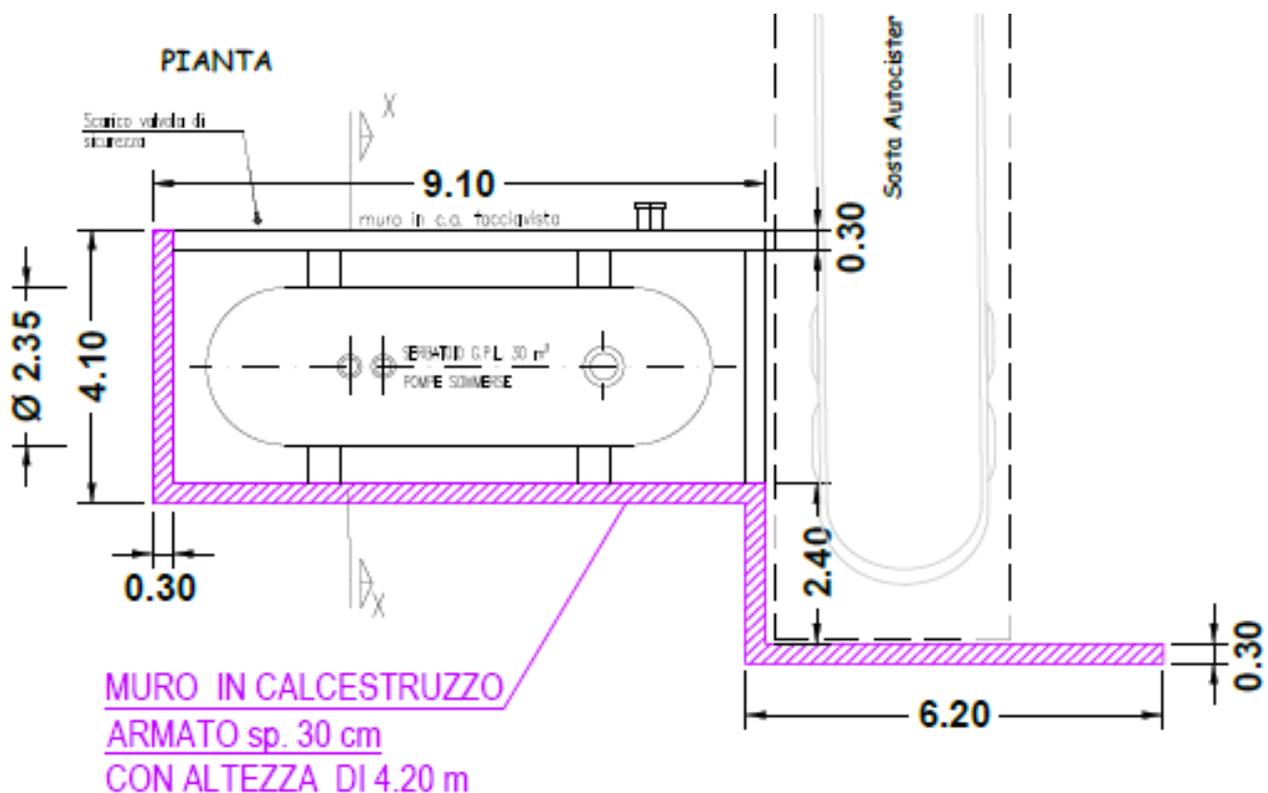
<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**f) INTERVENTO 1: VASCA IN CEMENTO ARMATO INTERRATA E MURI IN C.A. FUORI TERRA DI ALTEZZA PARI A 4.2 METRI**

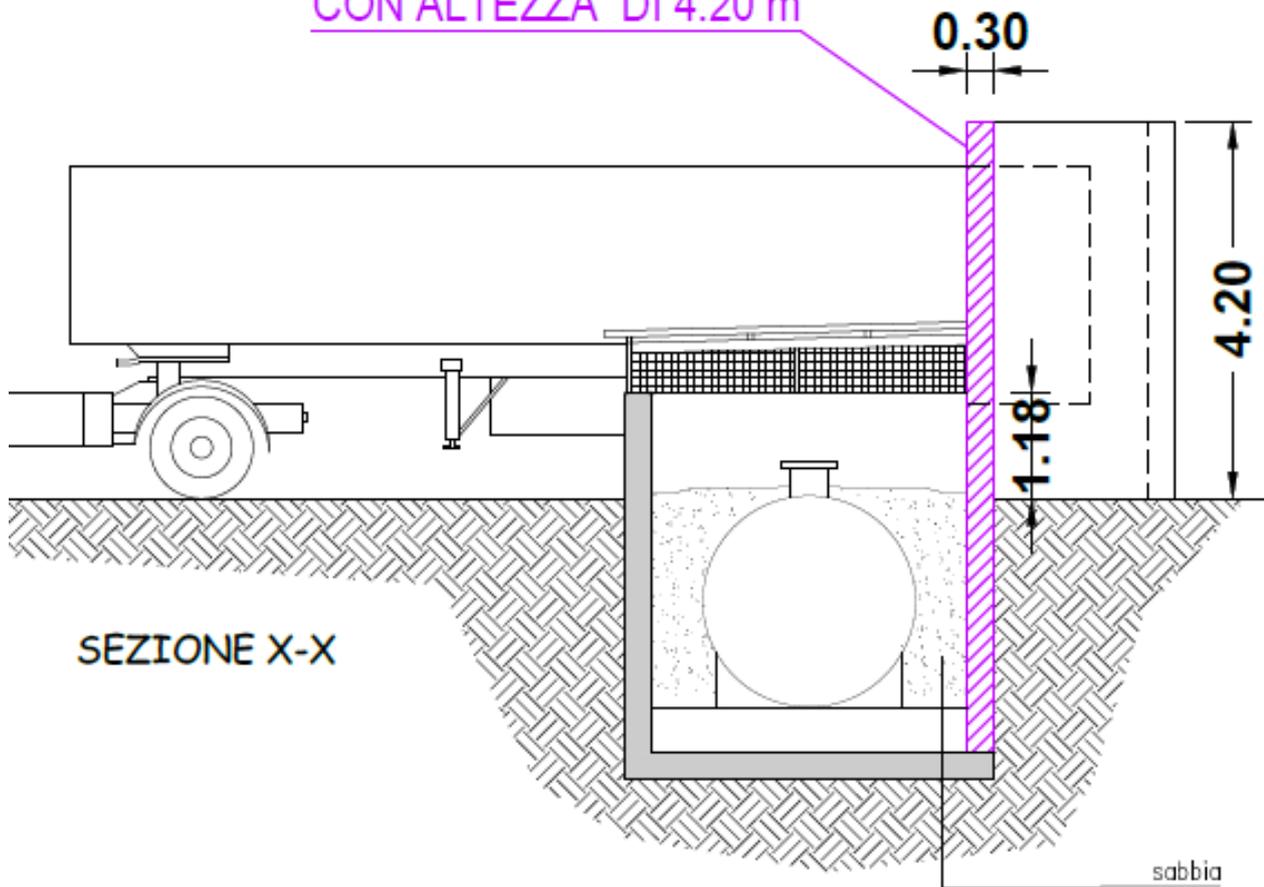
L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di una vasca parzialmente interrata in cemento armato. La vasca ha dimensioni esterne in pianta pari 910 cm x 410 cm, i muri in c.a. hanno spessore pari a 30 cm, quindi le dimensioni interne della vasca sono pari a 850x350 cm<sup>2</sup>.

La vasca è interrata per i primi 240 cm, mentre i restanti 118 cm sono fuori terra; la vasca è destinata ad ospitare un serbatoio di GPL di 30 metri cubi, serbatoio completamente immerso nella sabbia, pertanto la vasca interrata sarà riempita di sabbia fino a raggiungere il livello del piano di campagna. Il riempimento con sabbia risulta utile anche per contrastare la sovraspinta idrostatica dovuta alla presenza della falda freatica a -2.2 metri dal piano di campagna; comunque per maggior sicurezza la platea di fondazione avrà uno spessore tale da impedire, unitamente al peso proprio dovuto ai muri perimetrali in c.a., lo spostamento verso l'alto dell'intero manufatto, anche in assenza del serbatoio di GPL e della sabbia.

A quota + 118 dal piano di campagna viene posizionata una copertura leggera, realizzata con fibro-cemento ecologico in appoggio su arcarecci in acciaio, a loro volta in appoggio sui muri in c.a. perimetrali.



MURO IN CALCESTRUZZO  
ARMATO sp. 30 cm  
CON ALTEZZA DI 4.20 m



Come si vede dal disegno della vasca, su due lati i muri in c.a. hanno un'altezza fuori terra pari a 420 cm, questi muri hanno la funzione di riparare le strutture poste dietro ad essi da un eventuale incendio, che potrebbe scaturire dal serbatoio di GPL. Il più lungo di questi muri prosegue oltre il perimetro della vasca, solo per la sua parte fuori terra, sempre con funzione di riparo da un eventuale incendio; questo tratto di muro avrà una fondazione superficiale posta ad una quota pari ad almeno -60 cm dal piano di campagna, come da indicazioni contenute nella relazione geotecnica e geologica.

La vasca è un locale tecnico che prevede solo raramente, in caso di manutenzione, la presenza di persone, tuttavia il muro fuori terra alto 420 cm ha funzione di riparo per i frequentatori del chiosco, pertanto si considera una classe d'uso II, con  $cu = 1$  e vita nominale pari a 50 anni, pertanto  $V_r = V_n \cdot cu = 50 \cdot 1 = 50$  anni periodo di riferimento per l'azione sismica.

Si considera la struttura non dissipativa, con fattore di struttura pari ad 1, sulle pareti interrata si considera un'incremento della spinta della terra dovuto al sisma.

I muri in c.a. hanno spessore minimo pari a 30 cm, mentre la platea di fondazione ha uno spessore pari ad almeno 40 cm, la platea sporge su tutto il perimetro dai muri di fondazione almeno 20/30 cm; così facendo il peso complessivo della sola struttura in c.a. è maggiore della sovraspinta idrostatica.

Sulla vasca interrata agiscono i carichi dovuti ai pesi propri, alla spinta del terreno, alla sovraspinta idrodinamica, al peso della sabbia di riempimento e del serbatoio (sia a pieno carico sia vuoto).

Sui muri fuori terra della vasca agiscono il carico del vento e la spinta della folla, trovandosi il muro vicino al chiosco, oltre al peso proprio a ai carichi dovuti alla copertura.

Sulla copertura agisce il carico del vento ed il carico della neve, inoltre, a causa del muro più alto posto su un lato della copertura, sulla copertura stessa si avrà anche un sovraccarico dovuto ad accumulo neve contro pareti verticali; inoltre occorre prevedere il sovraccarico di tipo H, Tabella 3.1. Il NTC 2018.

**g) INTERVENTO 2 E INTERVENTO 3: REALIZZAZIONE DI DUE TETTOIE AVENTI STRUTTURA PREFABBRICATA IN ACCIAIO, DI CUI UNA IN AMPLIAMENTO, ADIBITE AL LAVAGGIO E ALLA ASCIUGATURA DELLE AUTO**

Come detto in precedenza, per gli interventi in oggetto la progettazione di competenza della scrivente riguarda esclusivamente le fondazioni, che sono superficiali a plinti; i plinti sono collegati tra loro da una pavimentazione in c.a. di altezza utile pari ad almeno 25 cm e posta a meno di 1 metro di distanza dall'estradosso dei plinti stessi, come da richiesta normative.

Il criterio di calcolo delle suddette fondazioni superficiali dipende dalle scelte progettuali adottate per la struttura in acciaio prefabbricata sovrastante; i tre criteri consentiti dalla normativa vigente sono stati descritti precedentemente in questo paragrafo.

La quota di posa dei plinti non è superiore a -60 cm dal piano di campagna e il valore di progetto agli SLU e SLV della resistenza del terreno è pari a  $1.59 \text{ kg/cm}^2$ , come indicato nella relazione geotecnica redatta dal Dott. Maccaferri.

#### **h) INTERVENTO 4: INSTALLAZIONE DI PANNELLI FOTOVOLTAICI SULLA COPERTURA DEL CAPANNONE PREFABBRICATO IN C.A. ESISTENTE**

Sulla copertura del capannone prefabbricato in c.a. vengono installate indicativamente 4 strisce di pannelli fotovoltaici per ogni falda, come da disegni allegati alla richiesta di PDC, la larghezza delle strisce è pari a 185 cm.

Il peso medio di un pannello fotovoltaico è pari a circa 15/16 kg/m<sup>2</sup>; si considerano dei binari leggeri in acciaio (tipo profili ad U) che corrono perpendicolari alle strisce di pannelli fotovoltaici e sono agganciati alle nervature dei tegoli pi-greco sottostanti, l'interasse dei binari si pone pari a 150 cm.

Sulla base dell'esperienza della scrivente, si valuta che l'isolamento della copertura esistente sia stato realizzato con lana di roccia posata tra i travetti di legno e le lastre di fibro-cemento senza amianto (le lastre di fibro-cemento sono fissate ai suddetti travetti in legno, che a loro volta sono fissati alla nervature dei tegoli pi-greco); la lana di vetro si può considerare come un materiale incombustibile, pertanto non occorre isolare i pannelli fotovoltaici dalla sottostante copertura mediante l'interposizione di una lamiera sottile in acciaio.

##### **Analisi dei carichi dovuti all'installazione dei pannelli fotovoltaici**

- Peso del profilo ad U leggero, si ipotizza un profilo ad U di dimensioni pari a 60x120x60 e con spessore pari a 30/10, con peso proprio pari a 5.5 kg/m<sup>2</sup>, i profili hanno interasse 150 cm, l'incidenza al metro quadro è pari a:  
 $5.5/1.5 = 3.7 \text{ kg/m}^2$
- la falda è lunga 935 cm, le due falde sono uguali, si considerano su ogni falda 4 strisce di pannelli fotovoltaici larghe 1.85 metri ognuna, per un totale di 7.4 metri di pannelli fotovoltaici su ogni falda da 9.35 m, il peso di ogni pannello è pari a 16 kg/m<sup>2</sup>, l'incidenza al metro quadro è pari a:  
 $16*7.4/9.35 = 12.7 \text{ kg/m}^2$

Pertanto l'incremento di carico sulla copertura è pari a:

$$\Delta \text{ pp cop} = 3.7 + 12.7 = 16.4 \text{ kg/m}^2$$

L'intervento si configura quindi come un IPRIPI, in particolare si fa riferimento al punto B.6.1 della DGR 2272/2016 della Regione Emilia-Romagna, si riporta sotto il punto suddetto:

## B.6. Impianti, ascensori.

- B.6.1. Antenne di altezza  $\leq 8$  m e impianti (pannelli solari, fotovoltaici, generatori eolici etc., anche su strutture di sostegno di altezza  $\leq 2$  m), gravanti sulla costruzione, il cui peso sia  $\leq 0,25$  kN/m<sup>2</sup> e non ecceda il 10% dei pesi propri e permanenti delle strutture direttamente interessate dall'intervento (campo di solaio o copertura, delimitato dalle strutture principali, direttamente caricato), e purché ciò non renda necessaria la realizzazione di opere di rinforzo strutturale. (L2)

La prima richiesta del punto è soddisfatta, cioè il peso totale dell'impianto è pari a 16.4 kg/m<sup>2</sup>, quindi inferiore a 25 kg/m<sup>2</sup>.

Anche la seconda richiesta risulta soddisfatta, in quanto il peso di un tegolo di copertura su una luce di 10 metri è pari a circa 180/200 kg/m<sup>2</sup>, mentre il peso del manto di copertura è pari alla somma di 15 kg/m<sup>2</sup>, peso proprio della lastra ondulata in fibrocemento senza amianto, e di 8.5 kg/m<sup>2</sup>, peso proprio dell'isolante in lana di vetro, quindi la somma dei pesi propri e permanenti attualmente agenti in copertura è pari a 204/224 kg/m<sup>2</sup>, il 10% di tale carico è pari a 20.4/22.4 kg/m<sup>2</sup> > 16.4 kg/m<sup>2</sup>.

### **i) INTERVENTO 5: REALIZZAZIONE DI UNA PENSILINA IN ACCIAIO COLLEGATA AL CAPANNONE PREFABBRICATO ESISTENTE MEDIANTE MENSOLE IN ACCIAIO INNESTATE ALLA STRUTTURA PREFABBRICATA IN C.A.,**

La prima struttura da agganciare al capannone prefabbricato esistente è una pensilina in acciaio, con fascione in lamiera di acciaio alto 80 cm, la sporgenza massima della pensilina è pari a 150 cm dall'esterno del tamponamento prefabbricato a pannelli orizzontali, la lunghezza totale della pensilina è pari a 1140 cm, la pensilina è collegata a tre pilastri prefabbricati di dimensioni 50x50 cm<sup>2</sup>, posti tra loro ad interassi pari a 540 cm e 550 cm. L'intradosso del fascione della pensilina si trova a +450 cm dallo 0.00 del pavimento finite, di conseguenza l'asse longitudinale delle mensole portanti della pensilina si troverà a circa +470 cm dallo 0.00 p.f..

La pensilina è posta sul lato del fabbricato industriale dove vi è la presenza di un impalcato realizzato con elementi prefabbricati, in particolare l'impalcato è stato realizzato con pannelli alveolari alti 36 cm senza soletta collaborante, il cui peso al metro quadro è pari a  $5620/(10.4*1.2) = 450 \text{ kg/m}^2$ , su tale solaio è stato considerato un carico complessivo, permanente più variabile, pari a  $600 \text{ kg/m}^2$ . L'intradosso del solaio si trova a +455 cm dallo 0.0 del pavimento finito, secondo I disegni depositati con la denuncia del c.a. ai sensi della Legge 1086, mentre l'estradosso del solaio si trova a + 500 cm dallo 0.00 p.f., pertanto l'asse longitudinale del pannello alveolare si trova a + 473 cm dallo 0.0 p.f. ed è praticamente coincidente in altezza con l'asse longitudinale delle mensole della pensilina.

Riepilogando la pensilina è caratterizzata dai seguenti dati geometrici:

- lunghezza 1140 cm in direzione x,
- larghezza (sporgenza massima) 150 cm dall'esterno del tamponamento prefabbricato in direzione y,
- altezza dal p.f. della struttura portante della pensilina 470 cm,
- interassi mensole in acciaio 540 e 550 cm in direzione x.

La pensilina è una struttura leggera, formata da 3 mensole in acciaio innestate ai pannelli prefabbricati ed ai retrostanti pilastri portanti, le mensole sono realizzate con profili tipo HEA, nello spessore delle mensole vengono posizionati gli arcarecci ed I controventi a croce, la copertura è in lamiera grecata, il fascione, alto 80 cm ed inclinato come da disegno, è realizzato in lamiera di acciaio con struttura in acciaio di supporto.

Si suppone per la pensilina un peso complessivo, pesi propri e carichi permanenti portati, pari a  $120 \text{ kg/m}^2$  per la copertura e  $40 \text{ kg/m}$  per il fascione di 80 cm di altezza.

Gli altri carichi agenti sulla pensilina sono: la neve, l'accumulo neve dovuto all'ombra aerodinamica che si crea per la differenza di quota tra la copertura del capannone e quella della pensilina, il vento in pressione o depressione.

Si considera la realizzazione della pensilina come un intervento locale, perché questa affermazione sia corretta occorre verificare che non si abbia una variante sostanziale ed in particolare, visto il tipo di intervento realizzato, che non si verifichi quanto sotto riportato.

- modifiche:
  - nella distribuzione in pianta o in altezza degli elementi strutturali irrigidenti
  - verticali (quali nuclei, setti, controventi);
  - negli schemi di calcolo delle strutture principali sismo-resistenti;
  - nelle dimensioni di elementi strutturali principali (quali pilastri, travi, nuclei,
  - setti, muri, fondazioni);
  - della distribuzione delle masse;

che comportano il verificarsi di una o più delle seguenti condizioni:

- a) aumento dell'eccentricità tra il baricentro delle masse e il centro delle rigidezze superiore al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica;

A favore di sicurezza, si calcola il baricentro del solo impalcato, posto alla stessa quota altimetrica della pensilina, compreso tra i tre pilastri sui quali si sviluppa la pensilina stessa.

Dimensioni impalcato: 11.4 m (direzione x) \* 10 m (direzione y)

Carichi agenti sull'impalcato:

- $p_p = 450 \text{ kg/m}^2$ ,
- $q_{perm} = 200 \text{ kg/m}^2$ ,
- $q_{var} = 400 \text{ kg/m}^2$  carico relativo ad ambiente industriale.

La suddivisione del carico complessivo di  $600 \text{ kg/m}^2$  è stata fatta dalla scrivente, poiché non si trova alcuna indicazione nella documentazione pervenuta.

La presenza della pensilina non altera il baricentro delle rigidezze, poiché non si tratta di un elemento controventante dal punto di vista sismico, altera invece il baricentro delle masse, ma solo in direzione y, poiché in direzione x la pensilina e l'impalcato si sono considerati delle stesse dimensioni.

Gy stato di fatto =  $1000/2 = 500 \text{ cm}$

Gy stato di progetto =  $\frac{((450+200+400*0.8)*10*11.4*5 + (120*1.5+40)*11.4*(10+0.2+1.5/2))}{((450+200+400*0.8)*10*11.4 + (120*1.5+40)*11,4)} = \frac{(110580*5+2508*10.95)}{(110580+2508)} = 5.132 \text{ m}$

Lo spostamento del baricentro delle masse è pari a:

$$(513.2 - 500)/500 = 2.64\% < 5\%$$

#### Variazione del carico in fondazione

Si considera il pilastro centrale per la pensilina e il solo carico dovuto all'impalcato e al peso del tamponamento prefabbricato, si valutano le sollecitazioni agli SLU, si trascura in questa fase il carico sul pilastro dovuto eventualmente alla copertura (la copertura infatti non appoggia su tutti i pilastri) e dovuto al tamponamento in muratura gravante, almeno in parte, sul pilastro.

$$N_{\text{pil stato di fatto}} = ((450+200)*1.3+400*1.5)*5.45*5+350 \text{ (peso proprio tamponamento prefabbricato)}*1.3*10*5.45 + 625*1.3*7.65 \text{ (peso proprio pilastro)} = 70390 \text{ kg}$$

$$N_{\text{pensilina}} = ((120*1.5+40)*1.3 + 120*1.5*1.5 \text{ (carico neve)})*5.45 = 3031 \text{ kg}$$

$$\Delta N \text{ in fondazione} = (70390+3031)/70390 = 4.3 \%$$

Si tratta di un incremento del carico in fondazione inferiore al 5%.

Non si è considerata la situazione di carico comprendente l'accumulo della neve sulla pensilina in quanto poco significativa per la fondazione.

#### **j) INTERVENTO 6: REALIZZAZIONE DI UNA TETTOIA IN ACCIAIO ESTERNA AL CAPANNONE PREFABBRICATO ESISTENTE, SOSTENUTA DA PILASTRI IN ACCIAIO A BIELLA, CON LA SOLA FUNZIONE DI PORTARE I CARICHI VERTICALI, E COLLEGATA ALLA STRUTTURA PREFABBRICATA IN C.A..**

La seconda struttura da agganciare al capannone prefabbricato esistente è una tettoia in acciaio, con fascione in lamiera di acciaio alto 80 cm come quello della pensilina, la larghezza massima della tettoia è pari a 350 cm dall'esterno del tamponamento prefabbricato a pannelli orizzontali, quella minima è pari a 150 cm; la lunghezza totale della tettoia è pari a

2185 cm, la tettoia è collegata a tre pilastri prefabbricati di dimensioni 50x50 cm<sup>2</sup>, posti tra loro ad interassi pari a 525, 540, 500 e 550 cm.

La larghezza media della pensilina è pari a:

$$B \text{ media pensilina} = (21.85 \cdot 1.5 + 2 \cdot 5.4 \cdot 0.5 + 2 \cdot 5 \cdot 0.5) / 21.85 = 1.976 \text{ m}$$

L'intradosso del fascione della tettoia si trova a +450 cm dallo 0.00 del pavimento finito, di conseguenza l'asse longitudinale delle travi portanti della tettoia si troverà a circa +470 cm dallo 0.00 p.f..

La tettoia è posta sul lato del fabbricato industriale dove vi è la presenza di un impalcato realizzato con elementi prefabbricati, in particolare l'impalcato è stato realizzato con pannelli alveolari alti 36 cm senza soletta collaborante, il cui peso al metro quadro è pari a  $5620 / (10.4 \cdot 1.2) = 450 \text{ kg/m}^2$ , su tale solaio è stato considerato un carico complessivo, permanente più variabile, pari a  $600 \text{ kg/m}^2$ .

L'intradosso del solaio si trova a +455 cm dallo 0.0 del pavimento finito, secondo i disegni depositati unitamente alla denuncia del c.a. ai sensi della Legge 1086, mentre l'estradosso del solaio si trova a + 500 cm dallo 0.00 p.f., pertanto l'asse longitudinale del pannello alveolare si trova a + 473 cm dallo 0.0 p.f. ed è praticamente coincidente in altezza con l'asse longitudinale della struttura portante in acciaio della tettoia.

Riepilogando la tettoia è caratterizzata dai seguenti dati geometrici:

- lunghezza 2185 cm in direzione x,
- larghezza media circa 200 cm dall'esterno del tamponamento prefabbricato in direzione y,
- altezza dal p.f. della struttura portante della tettoia 470 cm,
- interassi travi in acciaio della tettoia: 525, 540, 500 e 550 cm, in direzione x.

La tettoia è una struttura leggera, formata da 5 travi in acciaio poste in corrispondenza dei pilastri prefabbricati e ad essi collegate, le travi sono realizzate con profili tipo HEA, nello spessore delle travi vengono posizionati gli arcarecci ed i controventi a croce, la copertura è in lamiera grecata, il fascione, alto 80 cm ed inclinato come da disegno, è realizzato in lamiera di acciaio con struttura in acciaio di supporto.

Le travi portanti principali in acciaio della tettoia appoggiano su pilastri in acciaio incernierati su entrambe le estremità e funzionanti come bielle, cioè elementi strutturali in grado di portare i carichi verticali della tettoia, ma non controventanti da un punto di vista sismico o comunque

delle azioni orizzontali. Su ogni trave in acciaio della tettoia, uno dei due pilastri in acciaio è posto in aderenza ai pannelli di tamponamento prefabbricati e collegato al retrostante pilastro prefabbricato.

Si suppone che la tettoia abbia un peso complessivo, pesi propri e carichi permanenti portati, pari a 120 kg/m<sup>2</sup> per la copertura e 40 kg/m per il fascione di 80 cm di altezza.

A questi carichi vanno aggiunti i pesi propri dei pilastri in acciaio ed il peso proprio del rivestimento in acciaio, rivestimento che deve creare l'effetto setto riportato nel disegno allegato al PDC.

Gli altri carichi agenti sulla tettoia sono: la neve, l'accumulo neve dovuto all'ombra aerodinamica che si crea per la differenza di quota tra la copertura del capannone e quella della tettoia, il vento in pressione o depressione.

Si considera la realizzazione della tettoia come un intervento locale, perché questa affermazione sia corretta occorre verificare che non si abbia una variante sostanziale ed in particolare, visto il tipo di intervento realizzato, che non si verifichi quanto sotto riportato.

- modifiche:

- nella distribuzione in pianta o in altezza degli elementi strutturali irrigidenti
- verticali (quali nuclei, setti, controventi);
- negli schemi di calcolo delle strutture principali sismo-resistenti;
- nelle dimensioni di elementi strutturali principali (quali pilastri, travi, nuclei,
- setti, muri, fondazioni);
- della distribuzione delle masse;

che comportano il verificarsi di una o più delle seguenti condizioni:

- a) aumento dell'eccentricità tra il baricentro delle masse e il centro delle rigidezze superiore al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica;

A favore di sicurezza, si calcola il baricentro del solo impalcato, posto alla stessa quota altimetrica della tettoia, compreso tra i cinque pilastri sui quali si sviluppa la pensilina stessa.

Dimensioni impalcato: 21.75 m (direzione x) \* 10 m (direzione y)

Carichi agenti sull'impalcato:

- $p_p = 450 \text{ kg/m}^2$ ,
- $q_{perm} = 200 \text{ kg/m}^2$ ,
- $q_{var} = 400 \text{ kg/m}^2$  carico relativo ad ambiente industriale.

La suddivisione del carico complessivo di  $600 \text{ kg/m}^2$  è stata fatta dalla scrivente, poiché non si trova alcuna indicazione nella documentazione pervenuta.

La presenza della tettoia non altera il baricentro delle rigidità, poiché non si tratta di un elemento controventante dal punto di vista sismico, infatti i pilastri di sostegno della tettoia funzionano come bielle; la presenza della tettoia altera invece il baricentro delle masse, ma solo in direzione y, poiché in direzione x la pensilina e l'impalcato si sono considerati praticamente delle stesse dimensioni.

Gy stato di fatto =  $1000/2 = 500 \text{ cm}$

Gy stato di progetto =  $((450+200+400*0.8)*10*21.65*5 + (120*1.98+40)*21.85*(10+0.2+1.98/2))/((450+200+400*0.8)*10*21.65 + (120*1.98+40)*21.85) = (210005*5+6066*11.19)/(210005+6066) = 5.174 \text{ m}$

Lo spostamento del baricentro delle masse è pari a:

$(517.4 - 500)/500 = 2.48\% < 5\%$

### Variazione del carico in fondazione

Si considera il pilastro posto tra gli interassi 540 e 500 cm, caratterizzato da una maggiore larghezza della tettoia e il solo carico dovuto all'impalcato e al peso del tamponamento prefabbricato, si valutano le sollecitazioni agli SLU, si trascura in questa fase il carico sul pilastro dovuto eventualmente alla copertura (la copertura infatti non appoggia su tutti i pilastri).

$N_{pil} \text{ stato di fatto} = ((450+200)*1.3+400*1.5)*5.2*5+350$  (peso proprio tamponamento prefabbricato) $*1.3*10*5.2 + 625*1.3*7.65$  (peso proprio pilastro) = 67445 kg

B tettoia =  $1.5+2/2 = 2.5 \text{ m}$

N tettoia =  $((120*2.5+40)*1.3 + 120*2.5*1.5$  (carico neve)) $*5.2 = 4639 \text{ kg}$

$\Delta N \text{ in fondazione} = (67445+4639)/67445 = 6.9 \%$

Si tratta di un incremento del carico in fondazione inferiore al 10% e che pertanto non comporta un intervento di adeguamento della struttura.

Non si è considerata la situazione di carico comprendente l'accumulo della neve sulla pensilina in quanto poco significativa per la fondazione.

Si aggiunge una valutazione dello spostamento del centro di massa considerando sia la pensilina che la tettoia e considerando tutto l'impalcato.

$$Q \text{ tot impalcato} = (450+200+400*0.8)*10*48.8 = 473360 \text{ kg}$$

$$G(Q) = (24.6; 5)$$

$$Q_t \text{ tot tettoia} = 6066 \text{ kg}$$

$$G(Q_t) = (10.925; 11.19)$$

$$Q_t \text{ tot pensilina} = 2508 \text{ kg}$$

$$G(Q_p) = (38.10; 10.95)$$

$$G_x \text{ stato di progetto} = 2450 \text{ cm} \quad (2450 - 2460)/2460 = 0.41\% < 5\%$$

$$G_y \text{ stato di progetto} = 511 \text{ cm} \quad (511 - 500)/500 = 2.20\% < 5\%$$

Infine si segnala che sul capannone prefabbricato esistente sono già stati realizzati i collegamenti meccanici tra i vari elementi strutturali prefabbricati, cioè è già stata eseguita la messa in sicurezza del fabbricato, come affermato dal progettista generale del PDC Dott. Ing. Gaetano Zanolì.

Formigine, 07/07/2022,

*Dott. Ing. Valeria Prandi*