

CITTA' DI  
VENEZIA



commessa

## Piano nazionale di ripresa e resilienza (PNRR)

Missione 5 - inclusione e coesione, componente 2 infrastrutture sociali, famiglie, comunità e terzo settore (M5C2). Misura 3, investimento 3.1 " sport e inclusione sociale" - cluster 1.

## Nuovo impianto polivalente indoor

## Mestre-Venezia - C.I. 15219



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

## Progetto di fattibilità tecnico economica

committente

Comune di Venezia  
Area Lavori Pubblici , Mobilità e Trasporti  
Servizio Edilizia comunale Terraferma  
viale Ancona, 63  
30170 Mestre - Venezia

Il R.U.P.  
**ing. Francesco Dittadi**  
Il Dirigente  
**dott. Aldo Menegazzi**  
Il Direttore  
**ing. Simone Agrondi**



coordinamento generale  
progetto architettonico

**Sari Coletti architetti**  
sede legale  
piazza Garibaldi 14  
31100, Treviso  
P.I. 03624060269  
studio@saricoletti.it  
marco.sari@archiworldpec.it

progettisti  
**ing. arch. Marco Sari**  
**arch. Marco Coletti**  
responsabile di commessa  
e giovane professionista  
arch. Manuele Bettiol

collaboratori  
arch. Andrea Marcon  
arch. Alessandro Martin  
geom. Alex Santamaria



progetto strutture

**Boaretto e Associati s.r.l.**  
sede legale  
via Ospedale n. 9  
30174 Venezia Mestre  
info@boarettoeassociati.it

progettista  
**ing. Luca Boaretto**  
responsabile di commessa  
ing. Mattia Ongarato

collaboratori  
ing. Stefania Boaretto  
arch. Francesco Sambo  
ing. Mattia Tessari



progetto impianti

**EVO engineering s.r.l.**  
sede legale  
corte San Francesco, 4  
31053 Pieve di Soligo (TV)  
info@evoeng.it

progettisti  
**per. ind. Mirco Bovo**  
**ing. Massimo Nadal**  
**per. ind. Giovanni Negroni**

commessa		ambito		codice elaborato		data emissione	
SCA_101		Progetto di fattibilità tecnico economica		SCA_101-F.S.P.R.01-R00		12-2022	
gruppo elaborati				numero elaborato		revisione	
STRUTTURE				F.S.P.R.01		R00	
titolo elaborato							
RELAZIONE TECNICA OPERE STRUTTURALI E GEOTECNICHE							
rev	data	motivo dell'emissione		eseguito	controllato	approvato	
00	12-2022	EMISSIONE		M.Tessari	M.Ongarato	L.Boaretto	

La proprietà del presente elaborato è tutelata a termini di legge. È vietata qualsiasi forma di riproduzione o di copia non autorizzata.

# 1 INDICE

<b>1</b>	<b>INDICE</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE PORTANTI</b>	<b>6</b>
3.1	INQUADRAMENTO GENERALE .....	6
3.2	CORPO A – INGRESSO – FUNZIONAMENTO STRUTTURALE .....	7
3.2.1	Resistenza alle azioni orizzontali .....	7
3.3	CORPO B – PALESTRA – FUNZIONAMENTO STRUTTURALE .....	8
3.3.1	Resistenza alle azioni orizzontali .....	9
3.4	CORPO C – SPOGLIATOI – FUNZIONAMENTO STRUTTURALE.....	12
3.4.1	Resistenza alle azioni orizzontali .....	12
<b>4</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>13</b>
4.1	STRUTTURE .....	13
4.1.1	Normative.....	13
4.1.2	Altri riferimenti.....	13
4.2	CARICHI E SOVRACCARICHI .....	13
4.2.1	Normative.....	13
4.2.2	Altri riferimenti.....	13
4.3	MATERIALI.....	14
4.3.1	Normative.....	14
4.3.2	Altri riferimenti.....	14
4.3.2.1	Generali.....	14
4.3.2.2	Acciaio .....	14
4.4	TERRENI - FONDAZIONI .....	14
4.4.1	Normative.....	14
4.4.2	Altri riferimenti.....	14
4.5	NORMATIVA SISMICA.....	14
4.5.1	Normative.....	14
4.5.2	Altri riferimenti.....	14
<b>5</b>	<b>GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO</b>	<b>16</b>
5.1	COMBINAZIONE DELLE AZIONI .....	16
5.2	CODICI DI CALCOLO.....	18
5.2.1	MIDAS GEN FX rel. 2021 v.3.2 .....	19
5.2.2	Straus7 rel. 2.4.6 .....	19
5.2.3	Vca Slu - prof. Piero Gelfi.....	19

<b>6</b>	<b>AZIONI DI PROGETTO – CORPO A - INGRESSO</b>	<b>20</b>
6.1	TIPO DI COSTRUZIONE E CLASSE D'USO .....	20
6.2	AZIONI PERMANENTI .....	20
6.2.1	Peso proprio strutture portanti (G1).....	20
6.2.2	Peso elementi portati (G2) .....	21
6.3	AZIONI VARIABILI .....	21
6.3.1	Carichi di esercizio .....	21
6.3.2	Azione della neve .....	21
6.3.2.1	Azione standard .....	21
6.3.2.2	Azione della neve in corrispondenza di sporgenze .....	23
6.4	AZIONE SISMICA .....	24
6.4.1	Criteri di progetto.....	24
6.4.2	Stati limite considerati .....	24
6.4.3	Determinazione del fattore di struttura.....	25
6.4.4	Determinazione dell'azione sismica .....	25
6.4.4.1	Dati di input .....	25
6.4.4.2	Individuazione della pericolosità del sito .....	26
6.4.4.3	Scelta della strategia di progettazione.....	26
6.4.4.4	Azione di progetto SLV.....	27
6.5	RESISTENZA AL FUOCO .....	28
<b>7</b>	<b>AZIONI DI PROGETTO CORPO B - PALESTRA</b>	<b>29</b>
7.1	TIPO DI COSTRUZIONE E CLASSE D'USO .....	29
7.2	AZIONI PERMANENTI .....	29
7.2.1	Peso proprio strutture portanti (G1).....	29
7.2.2	Peso elementi portati (G2) .....	30
7.3	AZIONI VARIABILI .....	30
7.3.1	Carichi di esercizio .....	30
7.3.2	Azione della neve .....	31
7.3.2.1	Azione standard .....	31
7.3.2.2	Azione della neve in corrispondenza di sporgenze .....	32
7.3.3	Azione del vento.....	33
7.4	AZIONE SISMICA .....	34
7.4.1	Criteri di progetto.....	34
7.4.2	Stati limite considerati .....	35
7.4.3	Determinazione del fattore di struttura.....	35
7.4.4	Determinazione dell'azione sismica .....	35
7.4.4.1	Dati di input .....	35
7.4.4.2	Individuazione della pericolosità del sito .....	36
7.4.4.3	Scelta della strategia di progettazione.....	36
7.4.4.4	Azione di progetto SLV.....	36
7.5	RESISTENZA AL FUOCO .....	38

<b>8</b>	<b>AZIONI DI PROGETTO CORPO C - SPOGLIATOI</b>	<b>39</b>
8.1	TIPO DI COSTRUZIONE E CLASSE D'USO .....	39
8.2	AZIONI PERMANENTI.....	39
8.2.1	Peso proprio strutture portanti (G1).....	39
8.2.2	Peso elementi portati (G2) .....	40
8.3	AZIONI VARIABILI.....	40
8.3.1	Carichi di esercizio .....	40
1.1.1	Azione della neve .....	40
8.3.1.1	Azione standard .....	40
8.3.1.2	Azione della neve in corrispondenza di sporgenze .....	42
8.4	AZIONE SISMICA.....	43
8.4.1	Criteri di progetto.....	43
8.4.2	Stati limite considerati .....	44
8.4.3	Determinazione del fattore di struttura.....	44
8.4.4	Determinazione dell'azione sismica .....	44
8.4.4.1	Dati di input.....	44
8.4.4.3	Individuazione della pericolosità del sito .....	45
8.4.4.4	Scelta della strategia di progettazione .....	45
8.4.4.5	Azione di progetto SLV .....	46
8.1	RESISTENZA AL FUOCO .....	47
<b>9</b>	<b>MATERIALI E TERRENO DI FONDAZIONE</b>	<b>48</b>
9.1	MATERIALI STRUTTURALI .....	48
9.1.1	Calcestruzzo normale .....	48
9.1.1.1	Caratteristiche prestazionali .....	48
9.1.1.2	Durabilità.....	48
9.1.2	Acciaio da c.a. ....	49
9.1.3	Acciaio da carpenteria.....	50
9.1.4	Bullonature.....	50
9.1.4.1	Durabilità.....	51
9.2	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	51
<b>10</b>	<b>MODELLO DI CALCOLO E RISULTATI DELLE ANALISI CORPO A – INGRESSO</b>	<b>52</b>
10.1	MODELLO DI CALCOLO .....	52
10.2	ANALISI SISMICA - ANALISI LINEARE DINAMICA .....	52
10.3	COMBINAZIONI DI CARICO .....	53
10.4	VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ.....	53
10.5	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	53
10.6	RESISTENZA AL FUOCO .....	53
<b>11</b>	<b>MODELLI DI CALCOLO E RISULTATI DELLE ANALISI CORPO B – PALESTRA</b>	<b>54</b>
11.1	MODELLI DI CALCOLO.....	54
11.1.1	Strutture secondarie (lamiera grecata e arcarecci).....	54



11.1.2	Struttura resistente alle azioni verticali e alle azioni orizzontali in dir. trasversale .....	54
11.1.3	Struttura resistente alle azioni orizzontali in direzione longitudinale.....	55
11.2	ANALISI SISMICA – ANALISI LINEARE STATICA .....	55
11.3	COMBINAZIONI DI CARICO .....	55
11.3.1	Struttura resistente alle azioni verticali e alle azioni orizzontali in direzione trasversale.....	55
11.3.1	Struttura resistente alle azioni orizzontali in direzione longitudinale.....	56
11.4	VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITÀ.....	56
11.5	VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ .....	56
11.6	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	56
11.7	RESISTENZA AL FUOCO .....	56
<b>12</b>	<b>MODELLI DI CALCOLO E RISULTATI DELLE ANALISI CORPO C - SPOGLIATOI</b>	<b>57</b>
12.1	ANALISI SISMICA - ANALISI LINEARE DINAMICA.....	57
12.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	58
12.3	VERIFICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ .....	58
12.4	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	58
12.5	RESISTENZA AL FUOCO .....	58
<b>13</b>	<b>ALLEGATI</b>	<b>59</b>

## 2 INTRODUZIONE

La presente relazione tecnica riguarda le strutture portanti e gli aspetti geotecnici dell'intervento di realizzazione del **nuovo impianto polivalente indoor di Mestre – Venezia (C.I. 15219)**.

Il progetto è stato sviluppato nel rispetto delle *“Norme Tecniche per le costruzioni (DM 17 gennaio 2018)”* e relativa circolare esplicativa.

La presente relazione descrive le tipologie strutturali, gli schemi ed i modelli di calcolo, in accordo con quanto previsto dal D.P.R. 5 ottobre 2010, n. 207, art. 27. Definisce inoltre i criteri di verifica da adottare per soddisfare i requisiti di sicurezza previsti dalla normativa tecnica vigente. I disegni di tali strutture sono presentati nelle tavole grafiche di progetto.

La relazione definisce inoltre il modello geotecnico del volume del terreno influenzato dalla costruzione del manufatto. Illustra quindi i procedimenti impiegati per le verifiche geotecniche, per tutti gli stati limite previsti dalla normativa tecnica vigente, che si riferiscono al rapporto del manufatto con il terreno, e i relativi risultati.

L'impianto polivalente si compone di nr. 3 corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, denominati:

- Corpo A – ingresso;
- Corpo B – palestra;
- Corpo C – spogliatoi.

Per una più esaustiva descrizione delle calcolazioni effettuate si rimanda alle **relazioni di calcolo delle strutture** di ciascun corpo di fabbrica, le quali, unitamente agli elaborati grafici costituiscono il progetto di fattibilità tecnica economica delle strutture portanti dell'intervento in oggetto.



### 3 DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE PORTANTI

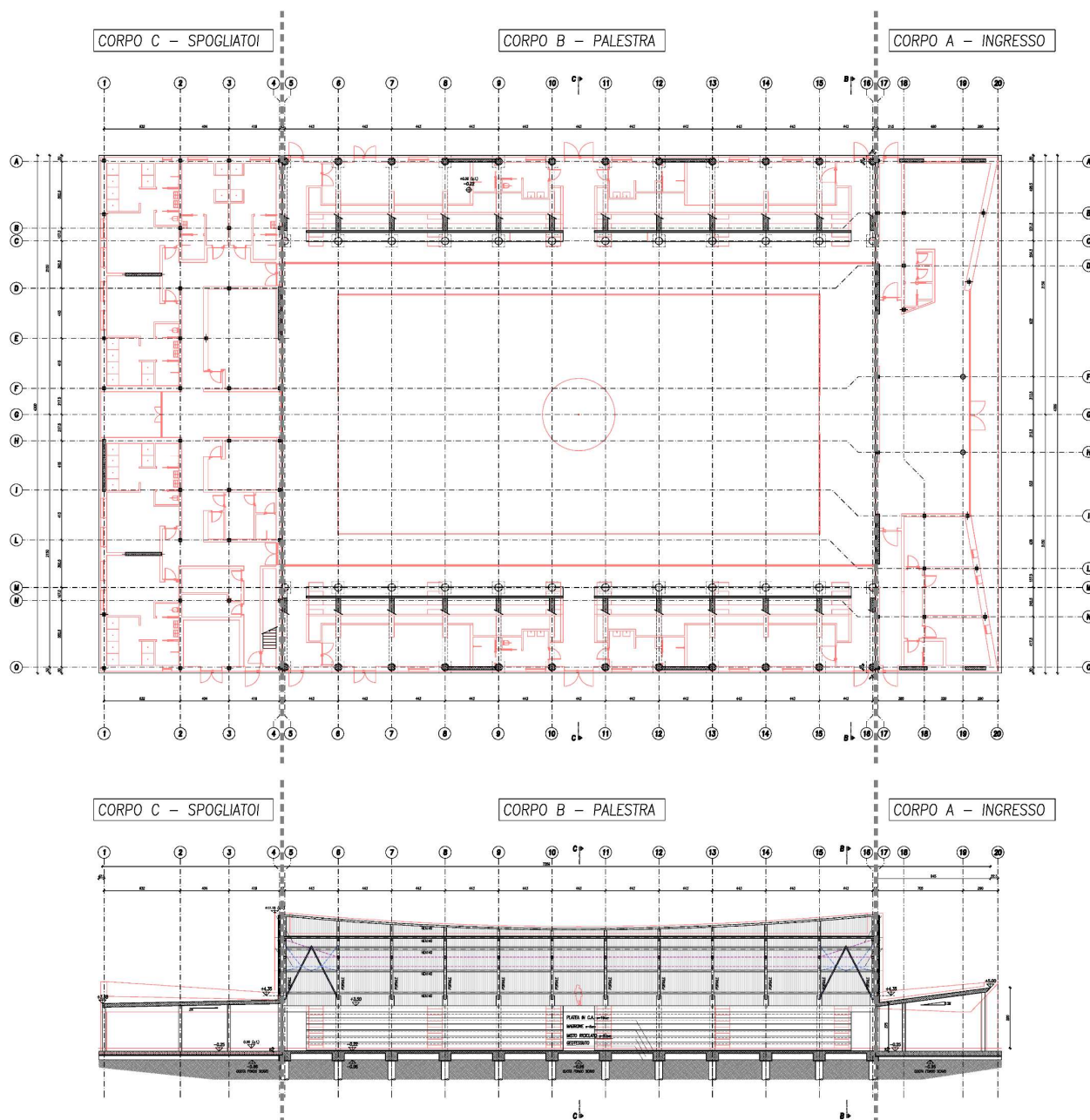
#### 3.1 Inquadramento generale

La pianta dell'intero impianto polivalente è inscrivibile in un rettangolo di lato 75 x 43 m circa. Esso si compone di nr. 3 corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, denominati rispettivamente.

- Corpo A – ingresso;
- Corpo B – palestra;
- Corpo C – spogliatoi;

I tre corpi di fabbrica sono separati strutturalmente da un giunto in platea di larghezza 2 cm e da un giunto in elevazione di larghezza 8 cm.

Per una più esauriente descrizione si rimanda alla pianta e alla sezione di progetto riportate in basso.



### 3.2 Corpo A – Ingresso – Funzionamento strutturale

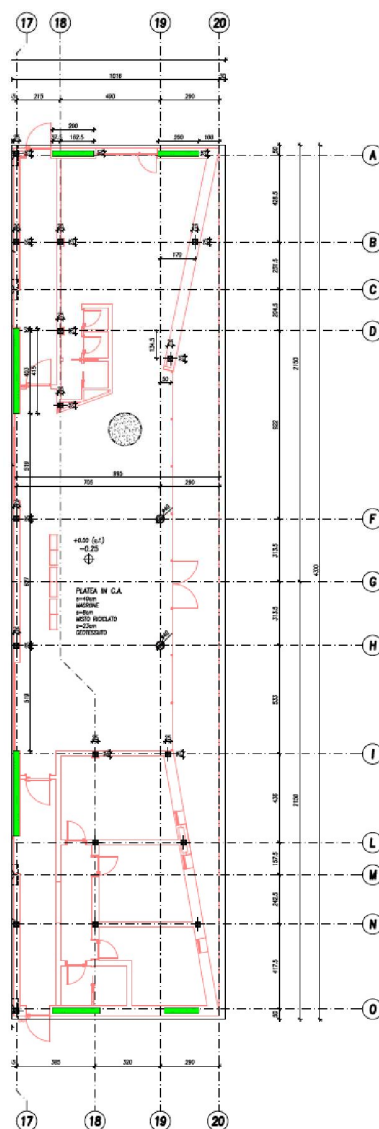
Il corpo A accoglie i locali previsti all'ingresso dell'impianto polivalente.

Il solaio di copertura, che presenterà una pendenza del 13% circa verso il corpo B, è previsto in soletta piena con alleggerimenti plastici, di spessore complessivo pari a 30 cm. Il solaio, a funzionamento bidirezionale, è sostenuto da setti e pilastri in calcestruzzo armato, a cui è affidato il compito di trasferire il carico della copertura alle strutture di fondazione. Il trasferimento dei carichi gravitazionali al terreno di fondazione è garantito da una platea in c.a. di spessore 40 cm. La platea è realizzata su uno strato di misto riciclato spezzato, ben costipato, di spessore pari a 23 cm, posato su idoneo geotessuto. In questo modo la quota di fondo scavo si colloca ad una profondità di circa 50 cm rispetto al piano campagna attuale.

#### 3.2.1 RESISTENZA ALLE AZIONI ORIZZONTALI

La resistenza alle azioni orizzontali è garantita da nr. 6 setti in calcestruzzo armato, disposti lungo il perimetro dell'edificio, in posizione pressochè simmetrica rispetto agli assi principali.

Si veda a tal proposito lo schema riportato in basso (setti evidenziati in verde).





### 3.3 Corpo B – Palestra – Funzionamento strutturale

Il corpo B, ospita il campo da gioco e le tribune. Sotto le tribune sono presenti alcuni locali di servizio.

In pianta si sviluppa su una superficie di circa 50x42 metri. Al colmo la struttura si erge fino a +11.15 m.

La porzione di fabbricato posizionata al di sopra del livello delle tribune è realizzata in carpenteria metallica. Le gradonate e la parte sottostante sono realizzate in calcestruzzo armato.

Il piano di copertura è realizzato mediante lamiera grecata tipo A55 P800 s=6/10 mm in appoggio su arcarecci di sezione HEA 140, posti a passo pari a circa 1.90 m. Lo stesso schema si ripete per le pareti parallele alla direzione lunga.

Le pareti parallele alla direzione corta sono invece sostenute da false colonne verticali ancorate in sommità alla copertura, e vincolate orizzontalmente alla base al solaio di copertura dei corpi attigui attraverso giunti scorrevole a cannocchiale che consentono gli spostamenti verticali.

Il rivestimento si innalza oltre il piano di falda

Gli arcarecci sono sostenuti da nr. 12 portali reticolari in carpenteria metallica di luce pari a 42 m posti a passo 4.43 m.

I portali sono previsti con profili tubolari di sezione  $\varnothing 203 \times 10$  (correnti e piedritti) e  $\varnothing 114 \times 6$  mm (diagonali). In alcune zone la sezione dei correnti è maggiorata a 20 mm di spessore. I portali sono stabilizzati trasversalmente da incavallature realizzate con profili tubolari  $\varnothing 60.3 \times 5$  mm.

I portali sono sostenuti dalla struttura portante in calcestruzzo armato che sostiene le gradonate. Si prevedono nello specifico pilastri di sezione quadrata 40x40 cm e travi inclinate di sezione 40x67 cm.

Sulle travi inclinate si prevede la posa dei gradoni prefabbricati in c.a., di spessore pari a 16 cm. Il camminamento sommitale delle gradonate è previsto in calcestruzzo armato da realizzare in opera; la soletta presenta spessore pari a 25 cm.

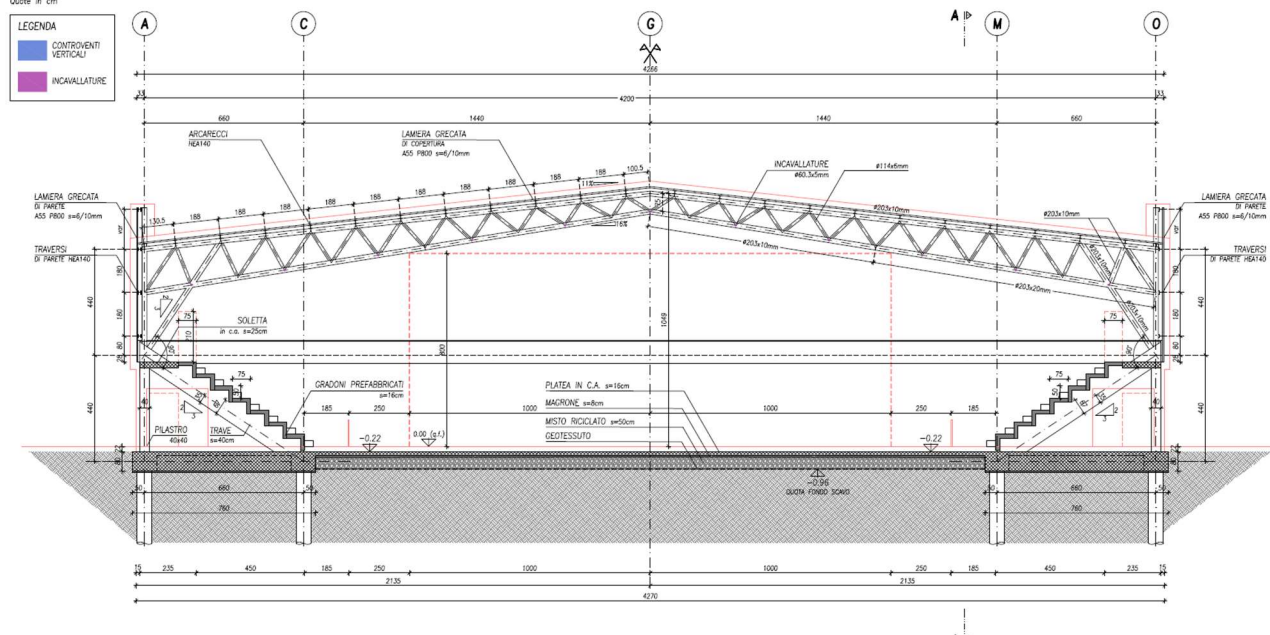
Il trasferimento delle sollecitazioni al terreno avviene attraverso fondazioni di tipo profondo, collegate alla struttura sovrastante attraverso una trave di fondazione 40x80 cm. Si prevedono nello specifico pali FDP  $\varnothing 620$  mm, di lunghezza variabile da 19 m e 13 m.

Il piano terra è realizzato su una soletta in c.a. di spessore 16 cm. La soletta è realizzata su uno strato di misto riciclato spezzato, ben costipato, di spessore pari a 50 cm, posato su idoneo geotessuto. In questo modo la quota di fondo scavo si colloca ad una profondità di circa 50 cm rispetto al piano campagna attuale.

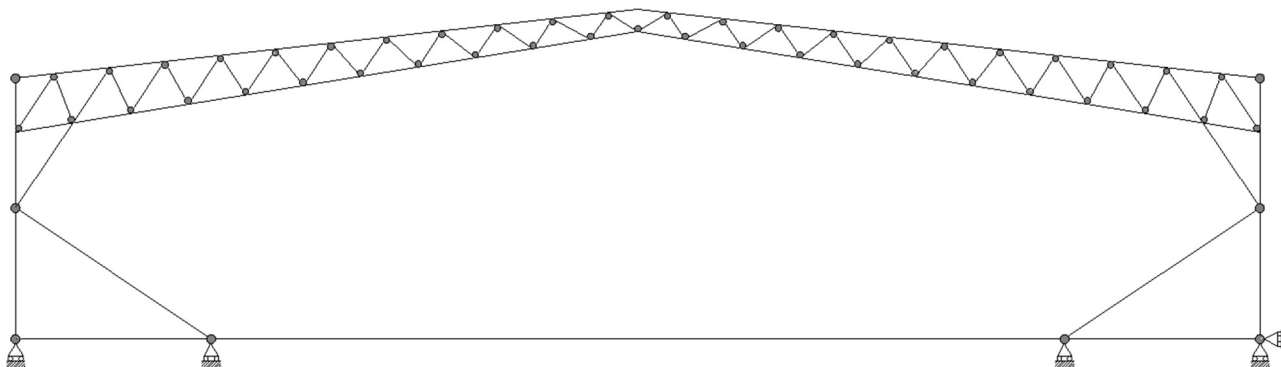
#### SEZIONE C-C

SCALA 1:100

Quote in cm



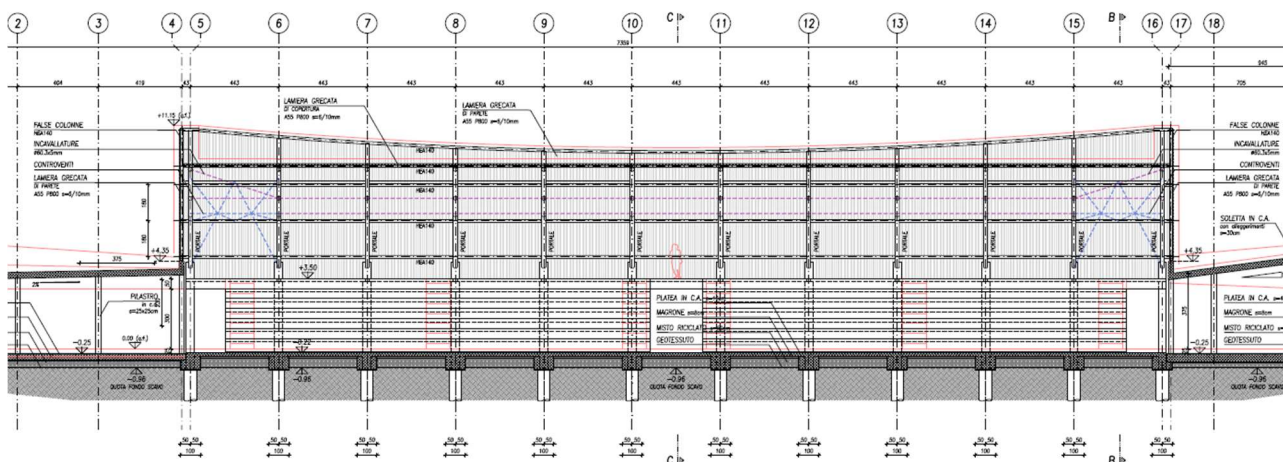
Lo schema statico della struttura principale è riportato in basso.



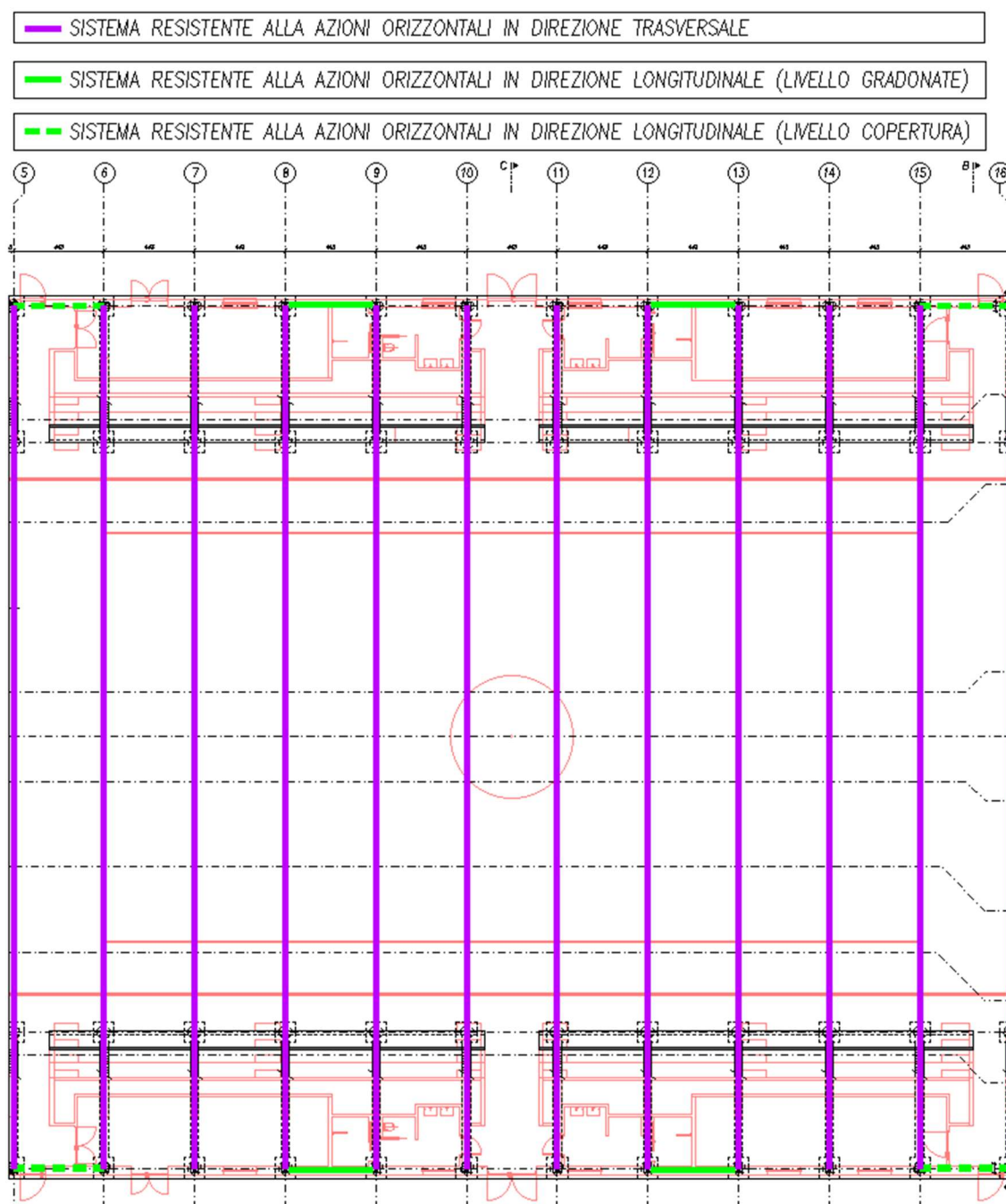
### 3.3.1 RESISTENZA ALLE AZIONI ORIZZONTALI

In direzione trasversale (parallela ai portali) la resistenza alle azioni orizzontali derivanti da vento e sisma, è affidata alla struttura descritta in precedenza. Ogni portale garantisce la resistenza per la propria larghezza di influenza (pari a 4.43 m).

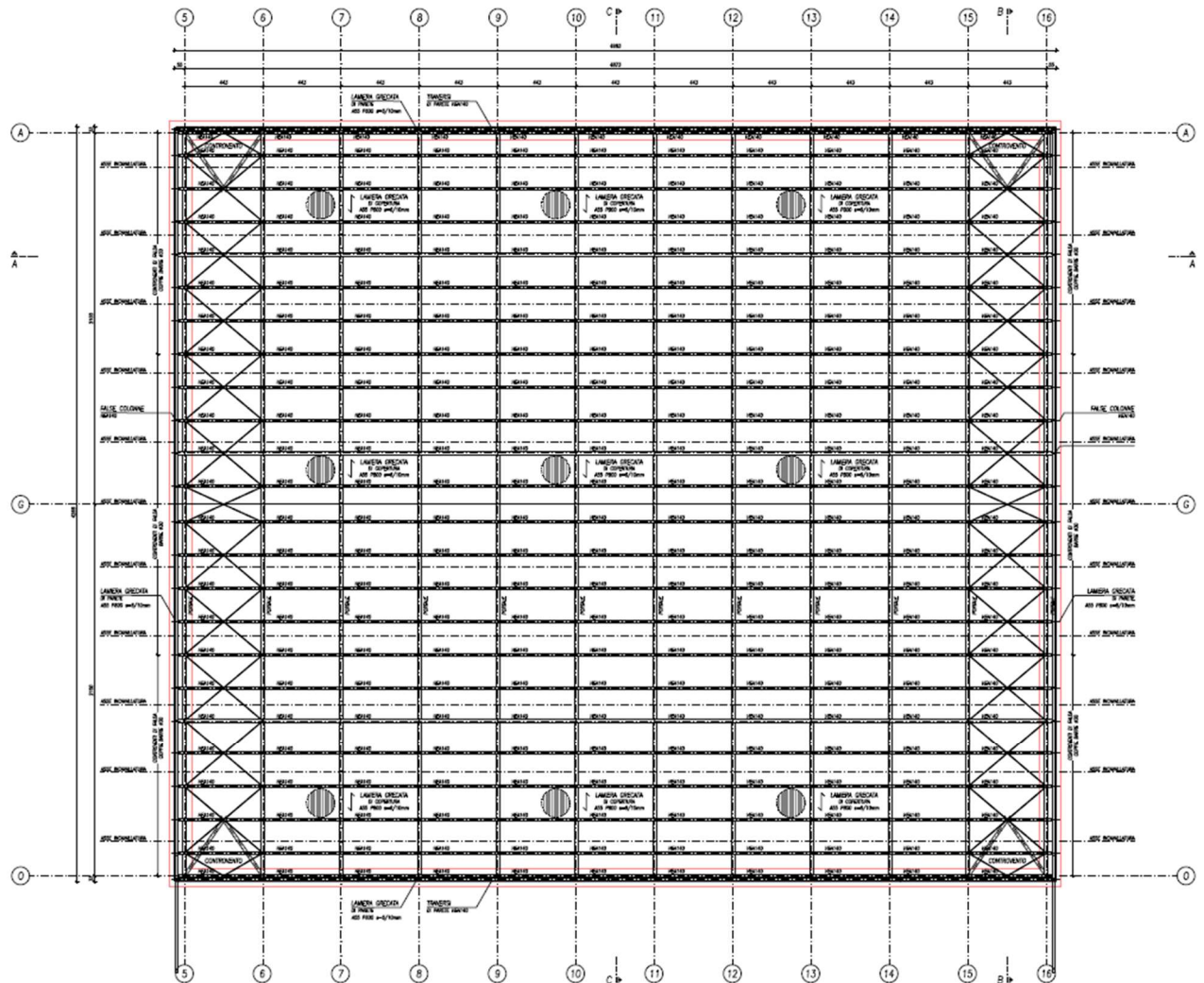
In direzione longitudinale la resistenza alle azioni orizzontali agenti sulla struttura in carpenteria metallica è affidata a nr. 4 strutture di controvento in carpenteria metallica, disposte sui quattro angoli dell'edificio. La struttura delle gradonate è controventata da nr. 4 setti in c.a. di lunghezza pari a circa 4.50 m, lungo il muro esterno. Il trasferimento delle sollecitazioni dalla sovrastante struttura in carpenteria metallica alla struttura delle gradonate è garantito dalla soletta in c.a. prevista nella parte più alta delle gradonate.



Per una più esauritiva descrizione del sistema resistente alle azioni orizzontali si rimanda agli schemi in basso.



In copertura, parallelamente ai lati corti, tra i fili 5-6 e i fili 15-16 è prevista la realizzazione di due strutture reticolari di controvento, realizzate con tondi  $\varnothing 30$ , doppi o singoli. Si veda a tal proposito l'elaborato grafico.





Il corpo C accoglie gli spogliatoi e gli altri locali di servizio.

Il solaio di copertura, che presenterà una pendenza del 2% circa verso l'esterno dell'edificio è previsto in soletta piena di spessore pari a 25 cm. Il solaio, a funzionamento bidirezionale, è sostenuto da setti e pilastri in calcestruzzo armato, a cui è affidato il compito di trasferire il carico della copertura alle strutture di fondazione. Il trasferimento dei carichi gravitazionali al terreno di fondazione è garantito da una platea in c.a. di spessore 30 cm. La platea è realizzata su uno strato di misto riciclato spezzato, ben costipato, di spessore pari a 33 cm, posato su idoneo geotessuto. In questo modo la quota di fondo scavo si colloca ad una profondità di circa 50 cm rispetto al piano campagna attuale.

La resistenza alle azioni orizzontali è garantita da nr. 4 setti in calcestruzzo armato, disposti in posizione pressochè simmetrica rispetto agli assi principali.

Si veda a tal proposito lo schema riportato in basso (setti evidenziati in verde).



## **4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### **4.1 Strutture**

#### **4.1.1 NORMATIVE**

L. 5.11.1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni», nel seguito "NTC".

C.S.LL.PP. 21.01.2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, nel seguito "Circolare".

#### **4.1.2 ALTRI RIFERIMENTI**

D.M. 14/2/92: "Norme tecniche per cemento armato normale-precompresso e strutture metalliche" (relativamente al metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili).

Circ. Min. LL. PP. 24/6/93: "Istruzioni relative alle norme tecniche per cemento armato normale-precompresso e strutture metalliche di cui al D.M. del 14/2/92" (relativamente al metodo di verifica alle Tensioni Ammissibili).

D.M. 09.01.96: "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche" (relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite).

Circ. Min. LL.PP. 15.10.96: "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" di cui al D.M. del 09.01.96" (relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite).

CNR-UNI 10011/97: "Costruzioni in acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI-EN 1995-1-1:2005 Eurocodice 5. Progettazione delle strutture in legno. Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni per edifici.

UNI-EN 1995-1-2:2005 Eurocodice 5. Progettazione delle strutture in legno. Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio.

Istruzioni del Consiglio Nazionale delle Ricerche CNR DT 206-2007 rev.7 del 10/2008: "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno".

UNI EN 1996-1:1998 Eurocodice 6. Progettazione delle strutture di muratura. Parte 1-1: Regole generali per gli edifici - Regole per la muratura armata e non armata.

UNI EN 1996-2:1998 Eurocodice 6. Progettazione delle strutture di muratura. Parte 2: Progettazione, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature.

### **4.2 Carichi e sovraccarichi**

#### **4.2.1 NORMATIVE**

D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni», nel seguito "NTC".

C.S.LL.PP. 21.01.2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, nel seguito "Circolare".

#### **4.2.2 ALTRI RIFERIMENTI**

D.M. 16.01.1996: "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circ. Min. LL.PP. 04.07.96: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi " di cui al D.M. del 16.01.96.

## **4.3 Materiali**

### **4.3.1 NORMATIVE**

D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle «Norme Tecniche per le Costruzioni», nel seguito «NTC».

C.S.LL.PP. 21.01.2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, nel seguito «Circolare».

### **4.3.2 ALTRI RIFERIMENTI**

#### **4.3.2.1 Generali**

Decreto del Presidente della Repubblica 21.04.1993 n° 246: «Regolamento di attuazione della direttiva 89/106/CEE relativa ai prodotti da costruzione».

D.M. 09.01.96: «Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche» (relativamente al metodo di verifica agli Stati Limite).

Circ. Min. LL.PP. 04.07.96: Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. del 16.01.96.

#### **4.3.2.2 Acciaio**

UNI EN 10025 - 1995: Prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali. Condizioni tecniche di fornitura.

## **4.4 Terreni - Fondazioni**

### **4.4.1 NORMATIVE**

- D.M. 17.01.2018: «Norme Tecniche per le Costruzioni», nel seguito «NTC».
- C.C.S.LL.PP. 21.01.2019 n. 7: «Circolare NTC 2018 – Nuove Norme sismiche per il calcolo strutturale», nel seguito «Circolare».

### **4.4.2 ALTRI RIFERIMENTI**

- D.M. 11.03.1988: «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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione».
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24.09.1988, n° 30483: «Legge 02.02.1974, n° 64 - articolo 1. D.M. 11.03.1988: «Istruzioni 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».

## **4.5 Normativa Sismica**

### **4.5.1 NORMATIVE**

- Legge 02/02/1974: «Provvedimenti per le costruzioni in zone sismiche».
- D.M. 17.01.2018: «Norme Tecniche per le Costruzioni», nel seguito «NTC».
- C.C.S.LL.PP. 21.01.2019 n. 7: «Circolare NTC 2018 – Nuove Norme sismiche per il calcolo strutturale», nel seguito «Circolare».

### **4.5.2 ALTRI RIFERIMENTI**

- D.M. 16/01/1996: «Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche».
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 10.04.1997 n° 65/AA.GG. «Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996».

- Ordinanza n°3274 del 20/03/2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri (pubbl. G.U. n°105 del 08/05/2003) “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica” e relativi aggiornamenti secondo O.P.C.M. n°3431 del 3-05-2005 e secondo O.P.C.M. n°3452 dell’1-08-2005.
- Decreto n.241 del 20/04/2021 della Regione Veneto e s.m. di attuazione del DGR n. 378 del 30/03/2021 “Approvazione degli schemi di denuncia per l’autorizzazione sismica e dei principali documenti ed elaborati di deposito”

## 5 GENERALITÀ SUL METODO DI CALCOLO

Il dimensionamento e la verifica delle strutture vengono eseguiti con le modalità previste dal D.M. 17.01.2018 e Circolare Esplicativa C.C.S.LL.PP. 21.01.2019 n.7: "Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018", mediante il **metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (stati limite ultimi, nel seguito SLU e stati limite di esercizio, nel seguito SLE)**. Il calcolo delle sollecitazioni sulla struttura e il dimensionamento delle sezioni vengono condotti con i metodi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni. L'analisi strutturale effettuata è di norma nell'ambito della teoria elastica lineare che ben rappresenta il comportamento globale dell'intera struttura.

### 5.1 Combinazione delle azioni

L'analisi statica effettuata secondo il D.M. 17.01.2018 tiene conto della scarsa probabilità che le azioni esercitino i loro effetti simultaneamente con la massima intensità. Di conseguenza le azioni variabili si trasformano in valori caratteristici rispettivamente in:

valore di combinazione:  $\psi_{ij} Q_{kj}$

con  $i = 0, 1, 2$

Le combinazioni delle azioni sono di seguito definite:

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_j (\gamma_{Qj} \psi_{0j} Q_{kj}) \quad \text{Combinazione Fondamentale (SLU)}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_j (\psi_{0j} Q_{kj}) \quad \text{Comb. Caratt. Rara}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{11} Q_{k1} + \sum_j (\psi_{2j} Q_{kj}) \quad \text{Comb. Caratt. Frequente}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_j (\psi_{2j} Q_{kj}) \quad \text{Comb. Caratt. Quasi Perm. (SLE)}$$

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_j (\psi_{2j} Q_{kj}) \quad \text{Comb. Sismica}$$

$$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \sum_j (\psi_{2j} Q_{kj}) \quad \text{Comb. Eccezionale}$$

dove i simboli assumono il seguente significato e valore:

$G_1$	azioni permanenti relative al peso proprio degli elementi strutturali
$G_2$	azioni permanenti relative al peso proprio degli elementi non strutturali
$P$	azioni relative ad eventuale presenza di pretensione e precompressione
$Q_{kj}$	azioni accidentali
$E$	azione sismica
$A_d$	azioni eccezionali di progetto
$\gamma$	moltiplicatori delle azioni, variabili fra 0.0 e 1.5 (secondo tab. 2.6.I)
$\psi_{0j}$	coefficienti di combinazione delle azioni, variabili fra 0.0 e 1.0 (secondo tab. 2.5.I)
$\psi_{1j}$	coefficienti di combinazione delle azioni, variabili fra 0.0 e 0.9 (secondo tab. 2.5.I)
$\psi_{2j}$	coefficienti di combinazione delle azioni, variabili fra 0.0 e 0.8 (secondo tab. 2.5.I)

Tabella 2.5.I normativa vigente:

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

Tabella 2.6.I normativa vigente:

		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.

Tabella 5.1.IV normativa vigente:

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tabella 5.1.V normativa vigente:

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Tabella 5.1.VI normativa vigente:

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

## 5.2 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

### **5.2.1 MIDAS GEN FX REL. 2021 v.3.2**

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti prodotto da "Midas Information Technology Co. LTD." È distribuito in Italia da CSPFEA s.c.. Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono e/o bidimensionali anche con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità. In particolare il codice di calcolo è stato verificato con migliaia di Regression Test e Benchmarks NAFEMS. Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti 'benchmark', utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali note.

Esaminata la documentazione a corredo del software si ritiene che il codice sia idoneo allo studio di elementi strutturali spaziali.

### **5.2.2 STRAU7 REL. 2.4.6**

Programma di calcolo strutturale agli elementi finiti prodotto da "G+D Computing Pty. Ltd 2000". Esegue il calcolo di strutture spaziali composte da elementi mono- e/o bidimensionali anche con effetti dinamici. Questo software è fra i programmi strutturali ad elementi finiti più diffusi con svariate applicazioni e di comprovata affidabilità. In particolare il codice di calcolo è stato verificato con 144 test di validazione organizzati in modo sistematico per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice e raccolti nel "Verification Manual". Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti 'benchmark', utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali note.

Esaminata la documentazione a corredo del software si ritiene che il codice sia idoneo allo studio di elementi strutturali spaziali.

### **5.2.3 VCA SLU - PROF. PIERO GELFI**

Codice di calcolo per la verifica a pressoflessione di sezioni generiche in calcestruzzo armato. Esegue il calcolo con il metodo degli stati limite e con il metodo n.

Il codice, di grande diffusione, è utilizzato abitualmente nella pratica professionale dello studio e in ambito universitario.



## 6 AZIONI DI PROGETTO – CORPO A - INGRESSO

### 6.1 Tipo di costruzione e classe d'uso

Si prevede che l'opera strutturale trattata nella presente relazione sia oggetto di corretta manutenzione ordinaria per tutto il periodo di tempo durante il quale se ne prevede l'utilizzo. In funzione della tipologia dell'opera e dell'utilizzo cui è destinata, si definiscono i parametri formali di seguito precisati.

Tipo di costruzione:	2	
$V_N$	$\geq 50$	vita nominale della struttura [anni]
Classe d'uso:	III	
$C_u$	$= 1,5$	coefficiente d'uso della struttura
Periodo di riferim.:		
$V_R = V_N \times C_u$	$\geq 75$	periodo di riferimento per l'azione sismica [anni], $\geq 35$

Le definizioni e le formulazioni sopra utilizzate sono definite al § 2.4 della vigente normativa, secondo quanto in seguito riportato.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_u$	0,7	1,0	1,5	2,0

### 6.2 Azioni permanenti

#### 6.2.1 PESO PROPRIO STRUTTURE PORTANTI (G1)

Il peso proprio degli elementi strutturali, indicato con  $G_1$ , viene successivamente riportato facendo riferimento ai volumi considerati e al peso per unità di volume dei materiali impiegati, secondo le indicazioni della normativa vigente (tabella 3.1.I). In particolare:

Calcestruzzo armato: 25.00 kN/mc

### 6.2.2 PESO ELEMENTI PORTATI (G2)

I pesi propri degli elementi non strutturali, indicati con  $G_2$ , considerati sono pari a:

Solaio di piano terra: 7.30 kN/mq

Solaio di copertura: 3.00 kN/mq

Il carico distribuito agente a piano terra di 7.30 kN/mq sopra riportato include il peso delle pareti non strutturali, stimato essere pari a circa 4.00 kN/mq.

## 6.3 Azioni variabili

### 6.3.1 CARICHI DI ESERCIZIO

I sovraccarichi accidentali sugli orizzontamenti dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera; si fa riferimento alla normativa vigente, che nella tabella 3.1.II indica i valori dei carichi di esercizio per le diverse destinazioni. Si ripota nel seguito la determinazione dei sovraccarichi accidentali verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  per i vari orizzontamenti:

Piano terra 5.00 kN/m<sup>2</sup> - Categoria C3

Solaio di copertura 0.50 kN/m<sup>2</sup> - Categoria H

### 6.3.2 AZIONE DELLA NEVE

#### 6.3.2.1 Azione standard

Il carico della neve sulle coperture viene valutato secondo quanto previsto dal §3.4 della vigente normativa, ed in particolare mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

$q_s$  carico neve sulla copertura (riferito alla proiezione orizzontale della superficie);

$\mu_i$  coefficiente di forma;

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq];

$C_E$  coefficiente di esposizione;

$C_t$  coefficiente termico.

Per un'altezza  $a_s$  del sito di costruzione non superiore a 1500m s.l.m.m.:

#### Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbanico-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

**Zona I - Mediterranea**

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$

**Zona II**

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

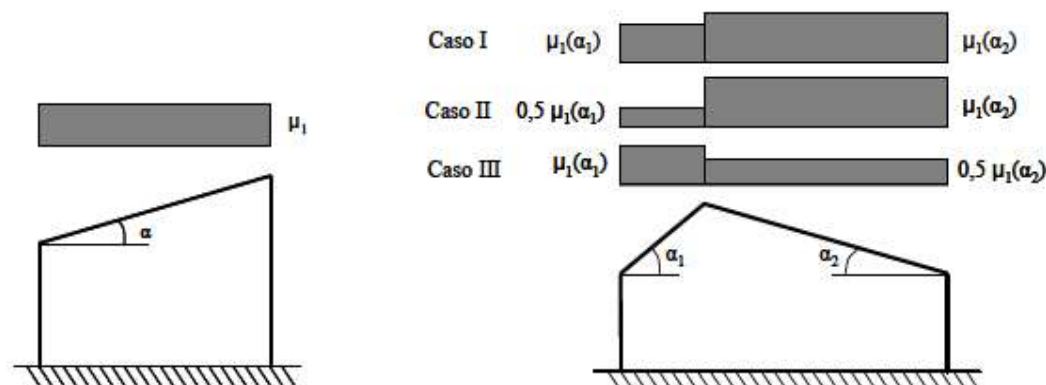
**Zona III**

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Topografia	Descrizione	C <sub>E</sub>
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente di forma	0° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
μ <sub>1</sub>	0,8	0,8 · $\frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



Nel dettaglio del sito in oggetto si determina quanto segue.

Provincia: Venezia;

Zona: II;

$a_s < 200$  m s.l.m.m.;

$q_{sk} = 1.00$  kN/mq;

$C_E = 1.0$ .

Nel dettaglio della presente opera si determina quanto segue.

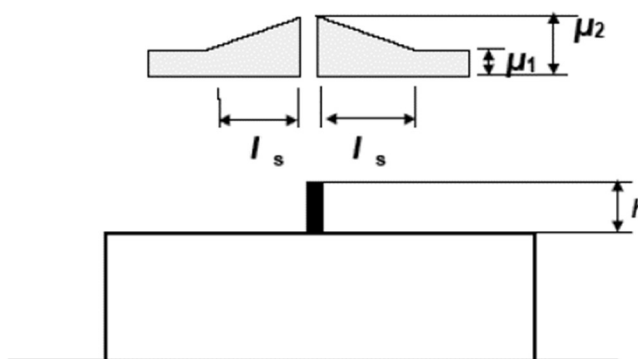
$\mu_1 = 0.8$ ;

$q_s = 0.8 \cdot 1.00$  kN/mq = 0.80 kN/mq.

### 6.3.2.2 Azione della neve in corrispondenza di sporgenze

Si considera l'incremento del carico neve nelle zone poste in corrispondenza di sporgenze, quali quelle in prossimità del corpo adiacente costituito dal palazzetto, più alto di circa 7.30m.

Si riporta il calcolo dell'azione della neve secondo il §3.4.3.3.4 della normativa.



AZIONE DELLA NEVE IN CORRISPONDENZA DI SPORGENZE			
C.M. 21 Gennaio 2019 nr. 7, §C3.4.3.3.4			
PARAMETRI DI INPUT	h =	7.30 m	Altezza sporgenza
	$q_{sk} =$	1.00 kN/mq	Carico neve standard
PARAMETRI INTERMEDI	$l_s =$	14.60 m	Lunghezza zona soggetta ad accumulo
	$\gamma =$	2.00 kN/mc	Peso specifico neve
COEFFICIENTI DI FORMA	$\mu_1 =$	0.80	Standard
	$\mu_2 =$	2.00	Valore di m all'inizio della copertura inferiore
CARICO NEVE	$q_{max} =$	2.00 kN/mq	Valore di q all'inizio della copertura inferiore
	$q_{min} =$	0.80 kN/mq	Valore di q alla fine della copertura inferiore

## 6.4 Azione sismica

### 6.4.1 CRITERI DI PROGETTO

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE del sito di costruzione, definita (cfr. N.T.C.18 par. 3.2) in termini di:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa nel sito di costruzione

unitamente a:

- $S_e(T)$  ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T^*_c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'individuazione della categoria di sottosuolo del sito di costruzione completa le informazioni necessarie alla progettazione sismica della struttura; la normativa vigente individua la classificazione nel seguito descritta.

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

La progettazione avverrà sulla base della definizione di:

- $P_{VR}$  probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$

con riferimento alle indicazioni dettagliate dalla vigente normativa:

Stati Limite		$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Il paragrafo 3.2 ed il capitolo 7 della vigente normativa definiscono la metodologia necessaria per effettuare progettazione, dimensionamento e verifiche sismiche delle strutture.

### 6.4.2 STATI LIMITE CONSIDERATI

Conformemente a quanto previsto dalla normativa e coerentemente con la classe d'uso dell'edificio, le verifiche strutturali vengono effettuate ai seguenti stati limite:

- SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita – verifica di resistenza;

### 6.4.3 DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA

La struttura in esame è progettata in classe di duttilità bassa, CD"B. Essendo la struttura sismoresistente costituita da pareti non accoppiate in calcestruzzo il valore di  $q_0$  è pari a:

- $q_0 = 3$ ;

Essendo la struttura regolare in altezza si ha che:

- $K_r = 1.0$

Essendo presenti nella struttura pareti in c.a. il fattore  $k_w$  è pari a:

- $K_w = (1+\alpha_0)/3 = (1+1.00)/3 = 0.67$  dove  $\alpha_0 = 4.15\text{m}/4.15\text{m} = 1.00$

Il fattore di struttura  $q$  è pertanto pari a:

- $q = q_0 * K_r * K_w = 3 * 1 * 0.67 = \underline{\underline{2.0}}$ .

### 6.4.4 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Si procede alla determinazione dell'azione sismica secondo quanto previsto dalla normativa ed utilizzando il software messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si riporta nel seguito il calcolo dello spettro di progetto nella combinazione SLV.

#### 6.4.4.1 Dati di input

Per la struttura in esame si considerano:

- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: II.

Per il sito in esame si considerano:

- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1.



#### 6.4.4.2 Individuazione della pericolosità del sito

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate  
LONGITUDINE: 12.27592  
LATITUDINE: 45.49825

☐ Ricerca per comune  
REGIONE: Veneto  
PROVINCIA: Venezia  
COMUNE: Venezia

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☐ Sito esterno al reticolo

☐ Interpolazione su 3 nodi

☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

**FASE 1**

FASE 2

FASE 3

#### 6.4.4.3 Scelta della strategia di progettazione

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 50 info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$ : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 75 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info

Stati limite di esercizio - SLE  
 $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLD} - P_{VR} = 81\% \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \end{array} \right.$   
45  
75

Stati limite ultimi - SLU  
 $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \end{array} \right.$   
712  
1462

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--□-- Strategia per costruzioni ordinarie

-■- Strategia scelta

Strategia di progettazione

Strategia	SLO	SLD	SLV	SLC
Strategia per costruzioni ordinarie	45	75	712	1462
Strategia scelta	45	75	712	1462

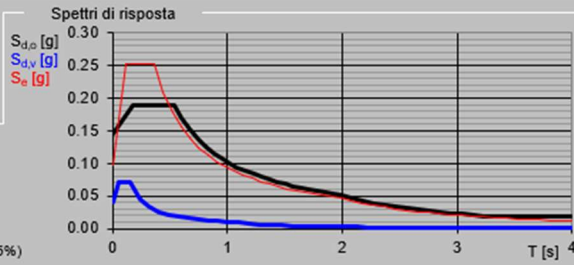
INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

## 6.4.4.4 Azione di progetto SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO			
<b>Stato Limite</b> Stato Limite considerato <b>SLV</b> <small>info</small>			
<b>Risposta sismica locale</b>			
Categoria di sottosuolo	<b>C</b> <small>info</small>	$S_s =$ 1.500	$C_o =$ 1.461 <small>info</small>
Categoria topografica	<b>T1</b> <small>info</small>	$h/H =$ 0.000	$S_T =$ 1.000 <small>info</small>
<small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>			
<b>Compon. orizzontale</b>			
<input checked="" type="radio"/> Spettro di progetto elastico (SLE)		Smorzamento $\xi$ (%)	5 <small>info</small>
<input type="radio"/> Spettro di progetto inelastico (SLU)		Fattore $q_a$	2 <small>info</small>
		Regol. in altezza	sì <small>info</small>
<b>Compon. verticale</b>			
Spettro di progetto		Fattore $q_v$	1.5 <small>info</small>
		$\eta =$	0.667 <small>info</small>
<b>Elaborazioni</b>			
Grafici spettri di risposta <small>info</small>			
Parametri e punti spettri di risposta <small>info</small>			
			
<small>— Spettro di progetto - componente orizzontale — Spettro di progetto - componente verticale — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, <math>\xi = 5\%</math>)</small>			
<b>INTRO</b> <b>FASE 1</b> <b>FASE 2</b> <b>FASE 3</b>			



## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per IdLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_k$	0.096 $q$
$F_v$	2.633
$T_c$	0.367 $s$
$S_s$	1.500
$C_c$	1.461
$S_T$	1.000
$q$	2.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.500
$T_B$	0.179 $s$
$T_c$	0.537 $s$
$T_D$	1.985 $s$

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_k / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T} \right)$$

La spettro di risposta  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è attenuata dalle espressioni della spettro elastica  $S_e(T)$  sostituendo  $a_k$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.144
$T_B \leftarrow$	0.179	0.190
$T_c \leftarrow$	0.537	0.190
	0.606	0.168
	0.675	0.151
	0.744	0.137
	0.813	0.126
	0.882	0.116
	0.950	0.107
	1.019	0.100
	1.088	0.094
	1.157	0.088
	1.226	0.083
	1.295	0.079
	1.364	0.075
	1.433	0.071
	1.502	0.068
	1.571	0.065
	1.640	0.062
	1.709	0.060
	1.778	0.057
	1.847	0.055
	1.916	0.053
$T_D \leftarrow$	1.985	0.051
	2.081	0.047
	2.177	0.043
	2.273	0.039
	2.369	0.036
	2.465	0.033
	2.561	0.031
	2.657	0.029
	2.753	0.027
	2.849	0.025
	2.945	0.023
	3.041	0.022
	3.136	0.021
	3.232	0.019
	3.328	0.019
	3.424	0.019
	3.520	0.019
	3.616	0.019
	3.712	0.019
	3.808	0.019
	3.904	0.019
	4.000	0.019

## 6.5 Resistenza al fuoco

Le strutture esposte al fuoco devono essere dimensionate per garantire una resistenza al fuoco R60.

## 7 AZIONI DI PROGETTO CORPO B - PALESTRA

### 7.1 Tipo di costruzione e classe d'uso

Si prevede che l'opera strutturale trattata nella presente relazione sia oggetto di corretta manutenzione ordinaria per tutto il periodo di tempo durante il quale se ne prevede l'utilizzo. In funzione della tipologia dell'opera e dell'utilizzo cui è destinata, si definiscono i parametri formali di seguito precisati.

Tipo di costruzione:	2	
$V_N$	$\geq 50$	vita nominale della struttura [anni]
Classe d'uso:	III	
$C_U$	$= 1,5$	coefficiente d'uso della struttura
Periodo di riferim.:		
$V_R = V_N \times C_U$	$\geq 75$	periodo di riferimento per l'azione sismica [anni], $\geq 35$

Le definizioni e le formulazioni sopra utilizzate sono definite al § 2.4 della vigente normativa, secondo quanto in seguito riportato.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

### 7.2 Azioni permanenti

#### 7.2.1 PESO PROPRIO STRUTTURE PORTANTI (G1)

Il peso proprio degli elementi strutturali, indicato con  $G_1$ , viene successivamente riportato facendo riferimento ai volumi considerati e al peso per unità di volume dei materiali impiegati, secondo le indicazioni della normativa vigente (tabella 3.1.I). In particolare:

Calcestruzzo armato: 25.00 kN/mc

Acciaio: 78.50 kN/mc

### 7.2.2 PESO ELEMENTI PORTATI (G<sub>2</sub>)

I pesi propri degli elementi non strutturali, indicati con G<sub>2</sub>, considerati sono pari a:

#### Carichi distribuiti:

##### **Piano terra:**

- finiture locali sotto le gradonate: 2.80 kN/mq

- finiture campo da gioco: 1.50 kN/mq

##### **Piano gradonate:**

- finiture gradonate: 0.60 kN/mq

##### **Piano copertura:**

- finiture copertura palestra: 0.80 kN/mq

#### Carichi lineari:

##### **Piano terra:**

- tamponamento perimetrale (fili A e O): 11.00 kN/m

##### **Piano gradonate:**

- rivestimento perimetrale palestra: 5.00 kN/m

## 7.3 Azioni variabili

### 7.3.1 CARICHI DI ESERCIZIO

I sovraccarichi accidentali sugli orizzontamenti dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera; si fa riferimento alla normativa vigente, che nella tabella 3.1.11 indica i valori dei carichi di esercizio per le diverse destinazioni. Si ripota nel seguito la determinazione dei sovraccarichi accidentali verticali uniformemente distribuiti q<sub>k</sub> per i vari orizzontamenti:

##### **Piano terra:**

- locali sotto le gradonate: 3.00 kN/m<sup>2</sup> - Categoria C1

- campo da gioco: 5.00 kN/m<sup>2</sup> - Categoria C3

##### **Piano gradonate:**

- gradonate: 5.00 kN/m<sup>2</sup> - Categoria C5

##### **Copertura:**

- copertura palestra: 0.50 kN/m<sup>2</sup> - Categoria H

### 7.3.2 AZIONE DELLA NEVE

#### 7.3.2.1 Azione standard

Il carico della neve sulle coperture viene valutato secondo quanto previsto dal §3.4 della vigente normativa, ed in particolare mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

$q_s$  carico neve sulla copertura (riferito alla proiezione orizzontale della superficie);

$\mu_i$  coefficiente di forma;

$q_{sk}$  valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq];

$C_E$  coefficiente di esposizione;

$C_t$  coefficiente termico.

Per un'altezza  $a_s$  del sito di costruzione non superiore a 1500m s.l.m.m.:

#### Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

#### Zona I - Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$

#### Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

#### Zona III

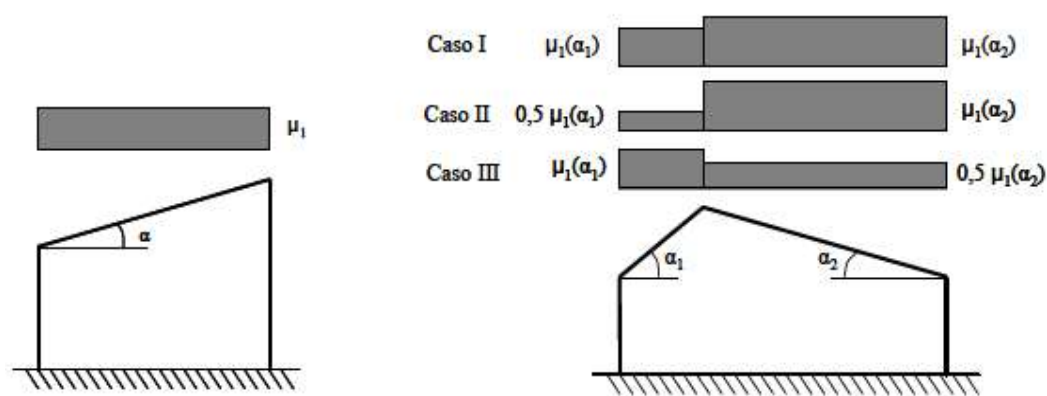
Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palerm, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s \leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s > 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Topografia	Descrizione	C <sub>E</sub>
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente di forma	0° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
μ <sub>1</sub>	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0



Nel dettaglio del sito in oggetto si determina quanto segue.

Provincia: Venezia;

Zona: II;

$a_s < 200$  m s.l.m.m.;

$q_{sk} = 1.00$  kN/mq;

$C_E = 1.0$ .

Nel dettaglio della presente opera si determina quanto segue.

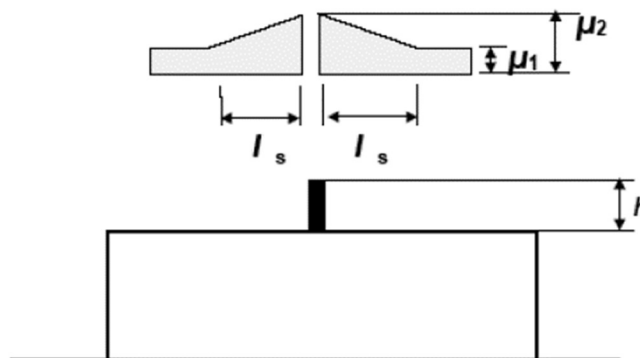
$\mu_1 = 0.8$ ;

$q_s = 0.8 \cdot 1.00$  kN/mq = 0.80 kN/mq.

### 7.3.2.2 Azione della neve in corrispondenza di sporgenze

Si considera l'incremento del carico neve nelle zone poste in corrispondenza di sporgenze, quali quelle in prossimità del mascheramento attorno al palazzetto, più alto di circa 3.30m.

Si riporta il calcolo dell'azione della neve secondo il §3.4.3.3.4 della normativa.

**AZIONE DELLA NEVE IN CORRISPONDENZA DI SPORGENZE**

C.M. 21 Gennaio 2019 nr. 7, §C3.4.3.3.4

PARAMETRI DI INPUT	h =	3.30	m	Altezza sporgenza
	q <sub>sk</sub> =	1.00	kN/mq	Carico neve standard
PARAMETRI INTERMEDI	l <sub>s</sub> =	6.60	m	Lunghezza zona soggetta ad accumulo
	γ =	2.00	kN/mc	Peso specifico neve
COEFFICIENTI DI FORMA	μ <sub>1</sub> =	0.80		Standard
	μ <sub>2</sub> =	2.00		Valore di m all'inizio della copertura inferiore
CARICO NEVE	q <sub>max</sub> =	2.00	kN/mq	Valore di q all'inizio della copertura inferiore
	q <sub>min</sub> =	0.80	kN/mq	Valore di q alla fine della copertura inferiore

**7.3.3 AZIONE DEL VENTO**

In considerazione del tipo di opera e della sua conformazione, si tratta la problematica del vento facendo riferimento ad un'azione statica equivalente, secondo quanto previsto dalla normativa vigente al paragrafo 3.3. Si trascurano azioni tangenziali sulle superfici in quanto in questo contesto non producono effetti rilevanti.

Nel dettaglio della presente opera si considera l'azione dovuta al vento per edifici a pianta rettangolare con coperture a falda doppia, facendo riferimento al paragrafo C.3.3.8.1.

CARICO VENTO - AZIONE PERPENDICOLARE ALLA SUPERFICIE				
"D.M. 17 Gennaio 2018" (§3.3) - "C.M. 21 Gennaio 2019" (§C3.3)				
- Zona		1	tab. 3.3.I	
- Altitudine sul livello del mare	a <sub>s</sub> =	3	m	
- Tempo di ritorno	T <sub>R</sub> =	50	anni	
- Coefficiente di ritorno	c <sub>R</sub> =	1		
- Velocità di riferimento per la zona di progetto	v <sub>b,0</sub> =	25	m/s	
- Altezza di riferimento per la zona di progetto	a <sub>0</sub> =	1000	m	
- Coefficiente di riferimento per la zona di progetto	k <sub>s</sub> =	0.400	l/s	
- Velocità base di riferimento per il sito di progetto	v <sub>b</sub> =	25.0	m/s	
- Velocità di riferimento per il sito di progetto	v <sub>r</sub> =	25.0	m/s	
- Pressione cinetica di riferimento	q <sub>e</sub> =	0.39	kN/m <sup>2</sup>	
- Distanza dalla costa		10	km	
- Altezza dell'edificio		10.00	m	
- Classe di rugosità del terreno		C	tab.3.3.III	
- Categoria di esposizione del sito		II	fig. 3.3.2	
- Coefficiente di riferimento per la categoria di esposizione	k <sub>r</sub> =	0.19		
- Altezza di riferimento per la categoria di esposizione	z <sub>0</sub> =	0.05	m	
- Altezza minima per la categoria di esposizione	z <sub>min</sub> =	4.00	m	
- Altezza sul suolo della superficie considerata	z =	10.00	m	
- Coefficiente di esposizione medio	c <sub>e</sub> =	2.35		
- Inclinazione media falde est e ovest	α	11	°	
- Inclinazione falda sud	α	11	°	



cpe sopravento	0.73
cpe sottovento	-0.36
cpe laterale	-1.4
cpe aspirazione perp colmo	-0.6
cpe aspirazione parall colmo	-1

VARIABILI DA VENTO	
- Carico Vento parete verticale sopravento	0.67 kN/m <sup>2</sup>
- Carico Vento parete verticale sottovento	0.33 kN/m <sup>2</sup>
- Carico Vento parete verticale laterale	-1.29 kN/m <sup>2</sup>
- Carico Vento copertura (aspirazione)	-0.91 kN/m <sup>2</sup>
COEFF. TANGENTE	trascurabile

## 7.4 Azione sismica

### 7.4.1 CRITERI DI PROGETTO

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE del sito di costruzione, definita (cfr. N.T.C.18 par. 3.2) in termini di:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa nel sito di costruzione

unitamente a:

- $S_e(T)$  ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'individuazione della categoria di sottosuolo del sito di costruzione completa le informazioni necessarie alla progettazione sismica della struttura; la normativa vigente individua la classificazione nel seguito descritta.

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

La progettazione avverrà sulla base della definizione di:

- $P_{VR}$  probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$

con riferimento alle indicazioni dettagliate dalla vigente normativa:

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Il paragrafo 3.2 ed il capitolo 7 della vigente normativa definiscono la metodologia necessaria per effettuare progettazione, dimensionamento e verifiche sismiche delle strutture.

#### 7.4.2 STATI LIMITE CONSIDERATI

Conformemente a quanto previsto dalla normativa e coerentemente con la classe d'uso dell'edificio, le verifiche strutturali vengono effettuate ai seguenti stati limite:

- SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita – verifica di resistenza;

#### 7.4.3 DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA

La struttura in esame è progettata considerando un comportamento non dissipativo. In direzione trasversale (parallela ai portali) la resistenza è affidata ai portali e alla struttura delle gradonate. In direzione trasversale la resistenza è affidata a controventi concentrici a V (parte alta) e pareti non accoppiate (parte bassa).

In via cautelativa si assume, in questa fase, un fattore di struttura pari a:

$$q = 1$$

#### 7.4.4 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Si procede alla determinazione dell'azione sismica secondo quanto previsto dalla normativa ed utilizzando il software messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si riporta nel seguito il calcolo dello spettro di progetto nella combinazione SLV.

##### 7.4.4.1 Dati di input

Per la struttura in esame si considerano:

- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: II.

Per il sito in esame si considerano:

- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1.



#### 7.4.4.2 Individuazione della pericolosità del sito

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

☒ Ricerca per coordinate  
LONGITUDINE: 12.27592  
LATITUDINE: 45.49825

☐ Ricerca per comune  
REGIONE: Veneto  
PROVINCIA: Venezia  
COMUNE: Venezia

**Elaborazioni grafiche**  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**  
Tabella parametri

**Nodi del reticolo intorno al sito**  

km 7.5  
12303 12304  
-7.5 7.5 km  
12525 12526  
-7.5

**Reticolo di riferimento**  

Controllo sul reticolo  
● Sito esterno al reticolo  
● Interpolazione su 3 nodi  
● Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

#### 7.4.4.3 Scelta della strategia di progettazione

**FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE**

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ : 50 info  
Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$ : 1.5 info

**Valori di progetto**  
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ : 75 info  
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ : info  
Stati limite di esercizio - SLE  
SLD -  $P_{VR} = 81\%$ : 45  
SLD -  $P_{VR} = 63\%$ : 75  
Stati limite ultimi - SLU  
SLV -  $P_{VR} = 10\%$ : 712  
SLC -  $P_{VR} = 5\%$ : 1462

**Elaborazioni**  
Grafici parametri azione  
Grafici spettri di risposta  
Tabella parametri azione

**Strategia di progettazione**  

LEGENDA GRAFICO  
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie  
---■--- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

#### 7.4.4.4 Azione di progetto SLV

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info  
Categoria topografica **T1** info

$S_s =$  **1.500**  
 $h/H =$  **0.000**  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$C_o =$  **1.461** info  
 $S_r =$  **1.000** info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)  
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  
Fattore  $q_s$  **1**

$\eta =$  **1.000** info  
Regol. in altezza **sì** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q_v$  **1.5**  
 $\eta =$  **0.667** info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta ||>  
Parametri e punti spettri di risposta ||>

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

Spettri di risposta

$S_{d,o}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

T [s]

INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV****Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.096 g
$F_o$	2.633
$T_o$	0.367 s
$S_a$	1.500
$C_o$	1.461
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.179 s
$T_C$	0.537 s
$T_D$	1.985 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0.55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_o / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_o \cdot T_o \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4 \cdot 0.2 \cdot a_g / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.144
$T_B$	0.179	0.380
$T_C$	0.537	0.380
	0.606	0.337
	0.675	0.303
	0.744	0.274
	0.813	0.251
	0.882	0.232
	0.950	0.215
	1.019	0.200
	1.088	0.187
	1.157	0.176
	1.226	0.166
	1.295	0.158
	1.364	0.150
	1.433	0.142
	1.502	0.136
	1.571	0.130
	1.640	0.124
	1.709	0.119
	1.778	0.115
	1.847	0.110
	1.916	0.107
$T_D$	1.985	0.103
	2.081	0.094
	2.177	0.085
	2.273	0.078
	2.369	0.072
	2.465	0.067
	2.561	0.062
	2.657	0.057
	2.753	0.053
	2.849	0.050
	2.945	0.047
	3.041	0.044
	3.136	0.041
	3.232	0.039
	3.328	0.037
	3.424	0.035
	3.520	0.033
	3.616	0.031
	3.712	0.029
	3.808	0.028
	3.904	0.027
	4.000	0.025

## 7.5 Resistenza al fuoco

Le strutture esposte al fuoco devono essere dimensionate per garantire una resistenza al fuoco specifica.

Nel dettaglio:

- Le strutture in c.a. dovranno garantire una resistenza al fuoco **R60**;
- Le strutture in carpenteria metallica principali (portali e arcarecci) dovranno garantire una resistenza al fuoco **R30**. Non è richiesta resistenza al fuoco specifica per la lamiera grecata di copertura e di parete.

## 8 AZIONI DI PROGETTO CORPO C - SPOGLIATOI

### 8.1 Tipo di costruzione e classe d'uso

Si prevede che l'opera strutturale trattata nella presente relazione sia oggetto di corretta manutenzione ordinaria per tutto il periodo di tempo durante il quale se ne prevede l'utilizzo. In funzione della tipologia dell'opera e dell'utilizzo cui è destinata, si definiscono i parametri formali di seguito precisati.

Tipo di costruzione: 2

$V_N$   $\geq 50$  vita nominale della struttura [anni]

Classe d'uso: III

$C_U$   $= 1,5$  coefficiente d'uso della struttura

Periodo di riferim.:

$V_R = V_N \times C_U$   $\geq 75$  periodo di riferimento per l'azione sismica [anni],  $\geq 35$

Le definizioni e le formulazioni sopra utilizzate sono definite al § 2.4 della vigente normativa, secondo quanto in seguito riportato.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

### 8.2 Azioni permanenti

#### 8.2.1 PESO PROPRIO STRUTTURE PORTANTI ( $G_1$ )

Il peso proprio degli elementi strutturali, indicato con  $G_1$ , viene successivamente riportato facendo riferimento ai volumi considerati e al peso per unità di volume dei materiali impiegati, secondo le indicazioni della normativa vigente (tabella 3.1.I). In particolare:

Calcestruzzo armato: 25.00 kN/mc

### 8.2.2 PESO ELEMENTI PORTATI (G<sub>2</sub>)

I pesi propri degli elementi non strutturali, indicati con G<sub>2</sub>, considerati sono pari a:

Solaio di piano terra: 7.30 kN/mq

Solaio di copertura: 3.00 kN/mq

Il carico distribuito agente a piano terra di 7.30 kN/mq sopra riportato include il peso delle pareti non strutturali, stimato essere pari a 4.00 kN/mq.

## 8.3 Azioni variabili

### 8.3.1 CARICHI DI ESERCIZIO

I sovraccarichi accidentali sugli orizzontamenti dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera; si fa riferimento alla normativa vigente, che nella tabella 3.1.11 indica i valori dei carichi di esercizio per le diverse destinazioni. Si riporta nel seguito la determinazione dei sovraccarichi accidentali verticali uniformemente distribuiti q<sub>k</sub> per i vari orizzontamenti:

Piano terra	3.00 kN/m <sup>2</sup> - Categoria C1
Aree per accumulo (impianti)	3.00 kN/m <sup>2</sup> - Categoria E1
Solaio di copertura	0.50 kN/m <sup>2</sup> - Categoria H

### 1.1.1 AZIONE DELLA NEVE

#### 8.3.1.1 Azione standard

Il carico della neve sulle coperture viene valutato secondo quanto previsto dal §3.4 della vigente normativa, ed in particolare mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_e \times C_t$$

dove:

q<sub>s</sub> carico neve sulla copertura (riferito alla proiezione orizzontale della superficie);

μ<sub>i</sub> coefficiente di forma;

q<sub>sk</sub> valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq];

C<sub>e</sub> coefficiente di esposizione;

C<sub>t</sub> coefficiente termico.

Per un'altezza a<sub>s</sub> del sito di costruzione non superiore a 1500m s.l.m.m.:

**Zona I - Alpina**

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.2]$$

**Zona I - Mediterranea**

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.3]$$

**Zona II**

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.4]$$

**Zona III**

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

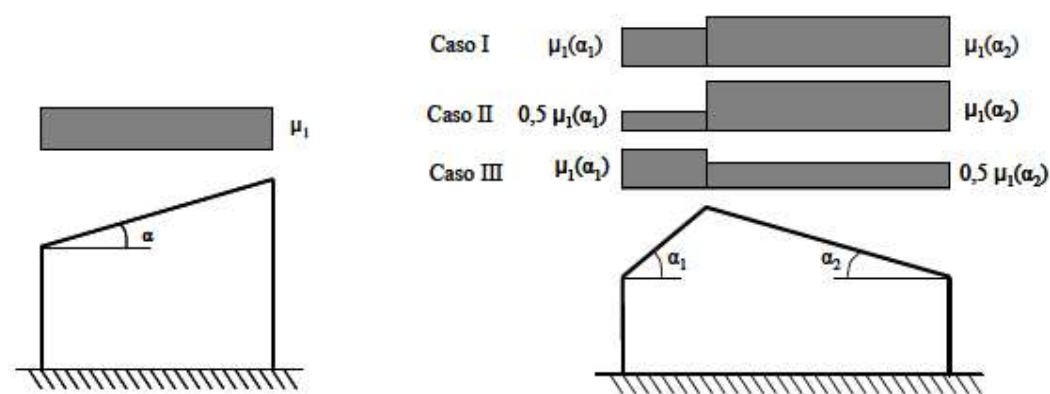
$$\begin{aligned} q_{sk} &= 0,60 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad [3.4.5]$$

Topografia	Descrizione	C <sub>E</sub>
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Coefficiente di forma	0° ≤ α ≤ 30°	30° < α < 60°	α ≥ 60°
μ <sub>1</sub>	0,8	0,8 · $\frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0





Nel dettaglio del sito in oggetto si determina quanto segue.

Provincia: Venezia;

Zona: II;

$a_s < 200$  m s.l.m.m.;

$q_{sk} = 1.00$  kN/mq;

$C_E = 1.0$ .

Nel dettaglio della presente opera si determina quanto segue.

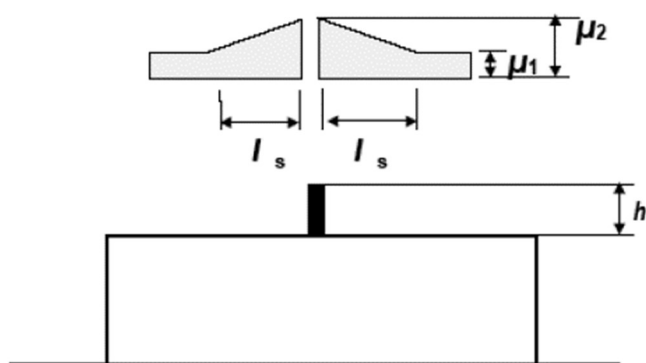
$\mu_1 = 0.8$ ;

$q_s = 0.8 \cdot 1.00$  kN/mq = 0.80 kN/mq.

### 8.3.1.2 Azione della neve in corrispondenza di sporgenze

Si considera l'incremento del carico neve nelle zone poste in corrispondenza di sporgenze, quali quelle in prossimità del corpo adiacente costituito dal palazzetto, più alto di circa 7.30m.

Si riporta il calcolo dell'azione della neve secondo il §3.4.3.3.4 della normativa.



AZIONE DELLA NEVE IN CORRISPONDENZA DI SPORGENZE			
C.M. 21 Gennaio 2019 nr. 7, §C3.4.3.3.4			
PARAMETRI DI INPUT	h =	7.30 m	Altezza sporgenza
	q <sub>sk</sub> =	1.00 kN/mq	Carico neve standard
PARAMETRI INTERMEDI	l <sub>s</sub> =	14.60 m	Lunghezza zona soggetta ad accumulo
	γ =	2.00 kN/mc	Peso specifico neve
COEFFICIENTI DI FORMA	μ <sub>1</sub> =	0.80	Standard
	μ <sub>2</sub> =	2.00	Valore di m all'inizio della copertura inferiore
CARICO NEVE	q <sub>max</sub> =	2.00 kN/mq	Valore di q all'inizio della copertura inferiore
	q <sub>min</sub> =	0.80 kN/mq	Valore di q alla fine della copertura inferiore

## 8.4 Azione sismica

### 8.4.1 CRITERI DI PROGETTO

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE del sito di costruzione, definita (cfr. N.T.C.18 par. 3.2) in termini di:

- a<sub>g</sub> accelerazione orizzontale massima attesa nel sito di costruzione

unitamente a:

- S<sub>e</sub>(T) ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione
- F<sub>0</sub> valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- T<sub>c</sub>\* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

L'individuazione della categoria di sottosuolo del sito di costruzione completa le informazioni necessarie alla progettazione sismica della struttura; la normativa vigente individua la classificazione nel seguito descritta.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di V<sub>s,30</sub> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V<sub>s,30</sub> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero N<sub>SPT,30</sub> &gt; 50 nei terreni a grana grossa e c<sub>u,30</sub> &gt; 250 kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V<sub>s,30</sub> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 &lt; N<sub>SPT,30</sub> &lt; 50 nei terreni a grana grossa e 70 &lt; c<sub>u,30</sub> &lt; 250 kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V<sub>s,30</sub> inferiori a 180 m/s (ovvero N<sub>SPT,30</sub> &lt; 15 nei terreni a grana grossa e c<sub>u,30</sub> &lt; 70 kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con V<sub>s</sub> &gt; 800 m/s).</i>

La progettazione avverrà sulla base della definizione di:

- P<sub>VR</sub> probabilità di superamento nel periodo di riferimento V<sub>R</sub>

con riferimento alle indicazioni dettagliate dalla vigente normativa:

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Il paragrafo 3.2 ed il capitolo 7 della vigente normativa definiscono la metodologia necessaria per effettuare progettazione, dimensionamento e verifiche sismiche delle strutture.

#### 8.4.2 STATI LIMITE CONSIDERATI

Conformemente a quanto previsto dalla normativa e coerentemente con la classe d'uso dell'edificio, le verifiche strutturali vengono effettuate ai seguenti stati limite:

- SLV, Stato Limite di salvaguardia della Vita – verifica di resistenza;

#### 8.4.3 DETERMINAZIONE DEL FATTORE DI STRUTTURA

La struttura in esame è progettata in classe di duttilità bassa, CD"B. Essendo la struttura sismoresistente costituita da pareti non accoppiate in calcestruzzo il valore di  $q_0$  è pari a:

- $q_0 = 3$ ;

Essendo la struttura regolare in altezza si ha che:

- $K_r = 1.0$

Essendo presenti nella struttura pareti in c.a. il fattore  $k_w$  è pari a:

- $K_w = (1+\alpha_0)/3 = (1+1.03)/3 = 0.68$  dove  $\alpha_0 = 3.8m/3.7m = 1.03$

Il fattore di struttura  $q$  è pertanto pari a:

- $q = q_0 * K_r * K_w = 3 * 1 * 0.68 = \underline{2.0}$ .

#### 8.4.4 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Si procede alla determinazione dell'azione sismica secondo quanto previsto dalla normativa ed utilizzando il software messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Si riporta nel seguito il calcolo dello spettro di progetto nella combinazione SLV.

##### 8.4.4.1 Dati di input

Per la struttura in esame si considerano:

- Vita nominale: 50 anni;
- Classe d'uso: II.

Per il sito in esame si considerano:

- Categoria di sottosuolo: C;
- Categoria topografica: T1.

### 8.4.4.3 Individuazione della pericolosità del sito

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

12.27592

LATITUDINE

45.49825

☐ Ricerca per comune

REGIONE

Veneto

PROVINCIA

Venezia

COMUNE

Venezia

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di rispostaVariabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

☒ Sito esterno al reticolo☐ Interpolazione su 3 nodi☒ Interpolazione corretta

Interpolazione

superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

### 8.4.4.4 Scelta della strategia di progettazione

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$ 

50

info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_u$ 

1.5

info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$ 

75

info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$ 

info

Stati limite di esercizio - SLE

SLD -  $P_{VR} = 81\%$ 

45

SLD -  $P_{VR} = 63\%$ 

75

Stati limite ultimi - SLU

SLV -  $P_{VR} = 10\%$ 

712

SLC -  $P_{VR} = 5\%$ 

1462

Elaborazioni

Grafici parametri azioneGrafici spettri di rispostaTabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie

--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

Stato	Strategia scelta ( $T_R$ [anni])
SLO	45
SLD	75
SLV	712
SLC	1462

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Nuovo impianto polivalente indoor Mestre - Venezia  
C.I. 15219

SCA\_101-F.S.P.R.01-R00  
Relazione tecnica opere strutt. e geotecniche

45 di 59

## 8.4.4.5 Azione di progetto SLV

**FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO**

**Stato Limite**  
Stato Limite considerato **SLV** info

**Risposta sismica locale**  
Categoria di sottosuolo **C** info  
Categoria topografica **T1** info  
 $S_s = 1.500$   
 $C_o = 1.461$  info  
 $h/H = 0.000$   
 $S_r = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

**Compon. orizzontale**  
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%) **5**  $\eta = 1.000$  info  
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$  **2** Regol. in altezza **sì** info

**Compon. verticale**  
Spettro di progetto Fattore  $q_v$  **1.5**  $\eta = 0.667$  info

**Elaborazioni**  
Grafici spettri di risposta  
Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale  
— Spettro di progetto - componente verticale  
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Spettri di risposta**

$S_{d,o}$  [g]  
 $S_{d,v}$  [g]  
 $S_e$  [g]

T [s] 4

**INTRO** **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per IdLV

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_k$	$0.096 \cdot q$
$F_s$	2.633
$T_c$	$0.367 \cdot x$
$S_s$	1.500
$C_c$	1.461
$S_T$	1.000
$q$	2.000

### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	0.500
$T_b$	$0.179 \cdot x$
$T_c$	$0.537 \cdot x$
$T_D$	$1.985 \cdot x$

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+5)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c/3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_s \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 40 \cdot a_k / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_s} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_s$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_k \cdot S \cdot \eta \cdot F_s \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_D}{T} \right)$$

L'azpettra di praqotta  $S_d(T)$  per le verifike agli Stati Limite Ultimi è attenuta dalle esprezziani dell'azpettra elastika  $S_e(T)$  rartituenda  $\eta$  con  $1/q$ , dave  $q$  è il fattore distruttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.144
$T_b \leftarrow$	0.179	0.190
$T_c \leftarrow$	0.537	0.190
	0.606	0.168
	0.675	0.151
	0.744	0.137
	0.813	0.126
	0.882	0.116
	0.950	0.107
	1.019	0.100
	1.088	0.094
	1.157	0.088
	1.226	0.083
	1.295	0.079
	1.364	0.075
	1.433	0.071
	1.502	0.068
	1.571	0.065
	1.640	0.062
	1.709	0.060
	1.778	0.057
	1.847	0.055
	1.916	0.053
$T_D \leftarrow$	1.985	0.051
	2.081	0.047
	2.177	0.043
	2.273	0.039
	2.369	0.036
	2.465	0.033
	2.561	0.031
	2.657	0.029
	2.753	0.027
	2.849	0.025
	2.945	0.023
	3.041	0.022
	3.136	0.021
	3.232	0.019
	3.328	0.019
	3.424	0.019
	3.520	0.019
	3.616	0.019
	3.712	0.019
	3.808	0.019
	3.904	0.019
	4.000	0.019

## 8.1 Resistenza al fuoco

Le strutture esposte al fuoco devono essere dimensionate per garantire una resistenza al fuoco R60.



## 9 MATERIALI E TERRENO DI FONDAZIONE

### 9.1 Materiali strutturali

#### 9.1.1 CALCESTRUZZO NORMALE

I materiali previsti sono riassunti nella tabella in basso

<b>CALCESTRUZZI</b> (UNI EN 206-1:2016; UNI 11104:2016)				
ELEMENTI:	PALI DI FONDAZIONE	TRAVI E PLATEE DI FONDAZIONE	PILASTRI SETTI E TRAVI	SOLAI
TIPOLOGIA CALCESTRUZZO:	AUTO COMPATTANTE	NORMALE	NORMALE	NORMALE
CLASSE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE:	C28/35	C28/35	C28/35	C28/35
CLASSI DI ESPOSIZIONE:	XC2	XC2	XC2	XC2
DIMENSIONE NOMINALE MASSIMA AGGREGATO:	16 mm	32 mm	16 mm	16 mm
VALORE DI RIFERIMENTO MASSA VOLUMICA:	2400 kg/mc	2400 kg/mc	2400 kg/mc	2400 kg/mc
CLASSE DI CONSISTENZA:	SCC	S3	S4	S4
PRESCRIZIONI PARTICOLARI:	—	—	—	—

<b>ACCIAIO PER C.A.</b> (N.T.C. 2018)	
ELEMENTI:	TUTTI
BARRE ADERENZA MIGLIORATA TIPO:	B450C

##### 9.1.1.1 Caratteristiche prestazionali

<b>CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO INDURITO</b>			
<i>D.M. 17.01.2018: Aggiornamento delle "Norme tecniche per le Costruzioni"</i>			
- <b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>	<b>C 28 / 35</b>		
- Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{ck} =$	28	MPa
- Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} =$	35	MPa
- Resistenza cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	36	MPa
- Resistenza a trazione semplice (assiale) media	$f_{ctm} =$	2.8	MPa
- Resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm} =$	3.3	MPa
- Modulo elastico medio	$E_m =$	32308	MPa
- Coefficiente di Poisson adottato	$\nu =$	0.1	
- Coefficiente di dilatazione termica assunto	$\alpha =$	1.E-05	°C <sup>-1</sup>
- Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} =$	15.87	MPa
- Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} =$	1.32	MPa

##### 9.1.1.2 Durabilità

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato devono essere rispettati tutti i requisiti previsti nella norma UNI EN 206-1:2016 ed UNI EN 11104:2016 per la classe di esposizione prevista.

In particolare, il calcestruzzo in oggetto deve essere caratterizzato dalle classi di esposizione riportate nel seguito.

<b>DURABILITA' - CLASSI DI ESPOSIZIONE</b>			
UNI EN 206:2016: "Calcestruzzo - specificazione, produzione e conformità"			
- <b>Carbonatazione</b>			
Ambiente Bagnato- Raramente Asciutto	<b>X</b>	<b>C</b>	<b>2</b>
- <b>Attacco di cloruri esclusi quelli acqua di mare</b>			
Nessun problema di attacco da cloruri	-	-	-
- <b>Attacco dei cloruri dell'acqua di mare</b>			
Nessun problema di attacco di cloruri di mare	-	-	-
- <b>Degrado per cicli di gelo-disgelo</b>			
Nessun problema di attacco di sali disgelanti	-	-	-
- <b>Attacco chimico</b>			
Nessun problema di attacco da componenti acidi nel terreno	-	-	-

### 9.1.2 ACCIAIO DA C.A.

<b>ACCIAI IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA PER C.A.</b>			
' D.M. 17.01.2018": Aggiornamento delle " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.2			
- <b>Tipo di Acciaio</b>	<b>B450C</b>		
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	450	MPa
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} >$	540	MPa
- Allungamento percentuale	$A_s >$	7,5	%
- Diametro minimo delle barre ( tondo equipesante)	$\phi_{min} =$	6	mm
- Diametro massimo delle barre ( tondo equipesante)	$\phi_{max} =$	40	mm
- Diametro minimo delle reti ed i tralicci	$\phi_{min} =$	6	mm
- Diametro massimo delle reti ed i tralicci	$\phi_{max} =$	16	mm
- Rapporto tra resistenza a rottura e resistenza a snervamento	$1.35 > (f_t/f_y)_k \geq 1.15$		
- Modulo elastico	$E_s =$	210,0	GPa
- Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} =$	391	MPa
- <b>Diametro minimo del mandrino per piegatura delle barre a 90° e raddrizzamento</b>			
- per $\emptyset < 12 \text{ mm}$	$\phi =$	4	$\emptyset$
- per $12 \leq \emptyset < 16 \text{ mm}$	$\phi =$	5	$\emptyset$
- per $16 < \emptyset \leq 25 \text{ mm}$	$\phi =$	8	$\emptyset$
- per $25 < \emptyset \leq 40 \text{ mm}$	$\phi =$	10	$\emptyset$

## 9.1.3 ACCIAIO DA CARPENTERIA

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA			
'D.M. 17.01.2018': Aggiornamento delle " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.4			
- Tipo di Acciaio	<b>S 355</b>		
- Qualità dell'acciaio relativa alla saldabilità e alla resilienza	<b>JR</b>		
- Grado di disossidazione (se necessario)	<b>-</b>		
- Idoneità per un particolare impiego (se necessario) inserire C	<b>-</b>		
- Se necessaria laminazione controllata inserire il simbolo +N	<b>-</b>		
- Spessore massimo delle membrature degli elementi strutturali	<b>s<sub>max</sub> =</b>	<b>40</b>	<b>mm</b>
- Tensione caratteristica di rottura	<b>f<sub>tk</sub> &gt;</b>	<b>510</b>	<b>MPa</b>
- Tensione caratteristica di snervamento	<b>f<sub>yk</sub> &gt;</b>	<b>355</b>	<b>MPa</b>
- Temperatura di servizio dell'acciaio	<b>t =</b>	<b>+20</b>	<b>°C</b>
- Modulo di elasticità normale	<b>E<sub>s</sub> =</b>	<b>210,0</b>	<b>GPa</b>
- Modulo di elasticità tangenziale	<b>G<sub>s</sub> =</b>	<b>80,8</b>	<b>GPa</b>
- Coefficiente di dilatazione termica	<b>α =</b>	<b>1,2E-05</b>	<b>°C<sup>-1</sup></b>
<b>Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità</b>			
- Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	<b>γ<sub>M0</sub> =</b>	<b>1,05</b>	
- Resistenza all'instabilità delle membrature	<b>γ<sub>M1</sub> =</b>	<b>1,05</b>	
- Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	<b>γ<sub>M1</sub> =</b>	<b>1,10</b>	
- Resistenza nei riguardi della frattura di sezioni tese (indebolite dai fori)	<b>γ<sub>M2</sub> =</b>	<b>1,25</b>	
<b>Resistenze di calcolo</b>			
- Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	<b>f<sub>yd</sub> =</b>	<b>338</b>	<b>MPa</b>
- Resistenza all'instabilità delle membrature	<b>f<sub>yd</sub> =</b>	<b>338</b>	<b>MPa</b>
- Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	<b>f<sub>yd</sub> =</b>	<b>323</b>	<b>MPa</b>
- Resistenza nei riguardi della frattura di sezioni tese (indebolite dai fori)	<b>f<sub>yd</sub> =</b>	<b>284</b>	<b>MPa</b>

## 9.1.4 BULLONATURE

GIUNZIONI BULLONATE NORMALI - BULLONI AD ALTA RESISTENZA								
'D.M. 17.01.2018': " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.4.6								
- VITE - Classe di resistenza (UNI 3740)	<b>10.9</b>							
- DADO - Classe di resistenza (UNI 3740)	<b>10</b>							
- Tensione caratteristica di rottura	<b>f<sub>t,b</sub> =</b>	<b>1000</b>	<b>MPa</b>					
- Tensione caratteristica di snervamento	<b>f<sub>y,b</sub> =</b>	<b>900</b>	<b>MPa</b>					
- Resistenza caratteristica a trazione	<b>f<sub>k,N</sub> =</b>	<b>700</b>	<b>MPa</b>					
- Modulo di elasticità normale	<b>E<sub>s</sub> =</b>	<b>210,0</b>	<b>GPa</b>					
- Modulo di elasticità tangenziale	<b>G<sub>s</sub> =</b>	<b>80,8</b>	<b>GPa</b>					
- Coefficiente di dilatazione termica	<b>α =</b>	<b>1,2E-05</b>	<b>°C<sup>-1</sup></b>					
- Resistenza di progetto a trazione	<b>f<sub>d,N</sub> =</b>	<b>720</b>	<b>MPa</b>					
- Resistenza di progetto a taglio	<b>f<sub>d,V</sub> =</b>	<b>400</b>	<b>MPa</b>					
Area resistente, coppia di serraggio e forza da generarsi sul gambo del bullone in funzione del diametro nominale	φ		A <sub>res</sub>		T <sub>s</sub> (coppia serraggio)		N <sub>s</sub> (forza sul gambo)	
	12	mm	84	mm <sup>2</sup>	113	Nm	47	kN
	14	mm	115	mm <sup>2</sup>	179	Nm	64	kN
	16	mm	157	mm <sup>2</sup>	278	Nm	87	kN
	18	mm	192	mm <sup>2</sup>	385	Nm	107	kN
	20	mm	245	mm <sup>2</sup>	548	Nm	137	kN
	22	mm	303	mm <sup>2</sup>	744	Nm	169	kN
	24	mm	353	mm <sup>2</sup>	946	Nm	197	kN
	27	mm	459	mm <sup>2</sup>	1388	Nm	257	kN
	30	mm	561	mm <sup>2</sup>	1884	Nm	314	kN

#### **9.1.4.1 Durabilità**

Per garantire la durabilità delle strutture in carpenteria metallica del nuovo soppalco e dei nuovi collegamenti verticali è necessario proteggere gli elementi in oggetto **mediante un rivestimento di zincatura a caldo**. Si fa riferimento in particolare alla norma UNI EN ISO 1461 "Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio - Specificazioni e metodi di prova".

### **9.2 Caratteristiche del terreno di fondazione**

Il sito in oggetto è stato interessato da alcune indagini i cui risultati sono raccolti nella relazione geologica a firma del dott. **Geol. Diego Mortillaro** redatte nel mese di ottobre 2022, alle quali si rimanda per una più esaustiva trattazione.

## 10 MODELLO DI CALCOLO E RISULTATI DELLE ANALISI CORPO A – INGRESSO

### 10.1 Modello di calcolo

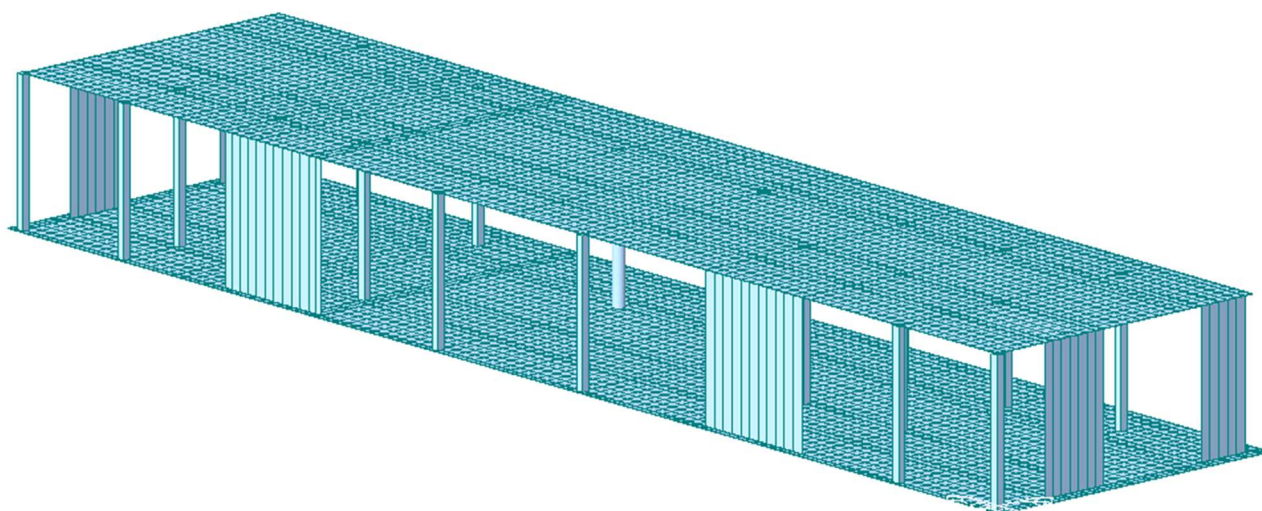
Per studiare il comportamento della struttura si è realizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti capace di rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza della struttura. Il modello rappresenta l'intera struttura nel suo complesso.

Gli elementi monodimensionali (pilastri) sono modellati per mezzo di elementi di tipo *beam*, i setti sono modellati per mezzo di elementi di tipo *wall*, mentre gli elementi bidimensionali (solai e paltea) sono modellati per mezzo di elementi di tipo *plate* di dimensione pari a circa 40x40cm. La platea è appoggiata su un letto di molle aventi una rigidezza pari a  $K_w = 20000\text{kN/mc}$ .

Il telaio costituito da pilastri in c.a. e solai ha funzione secondaria per la resistenza all'azione sismica, la rigidezza e la resistenza dei pilastri sono quindi ignorate nell'analisi della risposta, e tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali. I pilastri sono schematizzati come una serie di ritti pendolari con cerniera alle due estremità. I setti resistono alle azioni agenti nel loro piano. Nella modellazione è stata lasciata libera la rotazione fuori piano.

Per la verifica nei confronti delle azioni sismiche, gli orizzontamenti sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Si riporta l'immagine del modello globale realizzato su Midas GEN.



Attraverso il modello sono state determinate le massime sollecitazioni sugli elementi e sono state effettuate verifiche di resistenza sugli elementi strutturali. Attraverso il modello è stata inoltre determinata la tensione sul terreno di fondazione per le successive verifiche di capacità portante del terreno.

### 10.2 Analisi sismica - Analisi lineare dinamica

Al fine di determinare la risposta sismica della struttura si adotta il metodo di analisi modale con spettro di risposta o **"analisi lineare dinamica"** come previsto da D.M. 17-01-2018 §7.3.3.1.

## 10.3 Combinazioni di carico

	Gk1 (ST)	Gk2 (ST)	Qk1 Cat. C1 (ST)	Qk3 Cat. H (ST)	Neve (ST)	Sisma SLV dir.X (RS)	Sisma SLV dir.Y (RS)	Sisma SLV dir.X (ES)	Sisma SLV dir.Y (ES)
SLU 1	1.3	1.5	1.5		1.5				
SLU 2	1.3	1.5	1.5	1.5	0.75				
SLV 01	1	1				1	0.3	1	0.3
SLV 02	1	1				1	0.3	-1	-0.3
SLV 03	1	1				1	-0.3	1	-0.3
SLV 04	1	1				1	-0.3	-1	0.3
SLV 05	1	1				0.3	1	0.3	1
SLV 06	1	1				0.3	1	-0.3	-1
SLV 07	1	1				-0.3	1	-0.3	1
SLV 08	1	1				-0.3	1	0.3	-1
SLV 09	1	1				1	0.3	1	-0.3
SLV 10	1	1				1	0.3	-1	0.3
SLV 11	1	1				1	-0.3	1	0.3
SLV 12	1	1				1	-0.3	-1	-0.3
SLV 13	1	1				0.3	1	-0.3	1
SLV 14	1	1				0.3	1	0.3	-1
SLV 15	1	1				-0.3	1	0.3	1
SLV 16	1	1				-0.3	1	-0.3	-1
SLV 17	1	1				-1	-0.3	-1	-0.3
SLV 18	1	1				-1	-0.3	1	0.3
SLV 19	1	1				-1	0.3	-1	0.3
SLV 20	1	1				-1	0.3	1	-0.3
SLV 21	1	1				-0.3	-1	-0.3	-1
SLV 22	1	1				-0.3	-1	0.3	1
SLV 23	1	1				0.3	-1	0.3	-1
SLV 24	1	1				0.3	-1	-0.3	1
SLV 25	1	1				-1	-0.3	-1	0.3
SLV 26	1	1				-1	-0.3	1	-0.3
SLV 27	1	1				-1	0.3	-1	-0.3
SLV 28	1	1				-1	0.3	1	0.3
SLV 29	1	1				-0.3	-1	0.3	-1
SLV 30	1	1				-0.3	-1	-0.3	1
SLV 31	1	1				0.3	-1	-0.3	-1
SLV 32	1	1				0.3	-1	0.3	1

## 10.4 Verifiche di resistenza e deformabilità

Sono state effettuate le verifiche di resistenza delle membrature strutturali:

- Solaio in c.a. (soletta piena con alleggerimenti);
- Pilastri in c.a.
- Setti in c.a.
- Platea in c.a.

Le verifiche condotte dimostrano che le sezioni e i quantitativi di armatura previsti sono idonei a garantire le prestazioni richieste. Si veda a tal proposito la specifica relazione di calcolo.

La struttura di solaio prevista non presenta, in generale, criticità per quanto attiene alla deformabilità verticale. La definizione di eventuali monte da applicare al solaio in fase di costruzione è demandata allo sviluppo delle successive fasi di progettazione, così come lo sviluppo dei particolari costruttivi e dei dettagli di armatura.

## 10.5 Verifiche geotecniche

Sono state effettuate le verifiche di capacità portante della fondazione a platea. Per maggior dettaglio si veda la specifica relazione di calcolo.

## 10.6 Resistenza al fuoco

La resistenza al fuoco delle strutture in calcestruzzo armato sarà garantita attraverso l'adozione di un adeguato copriferro. Particolare attenzione a questo aspetto dovrà essere riservata nello sviluppo delle successive fasi di progettazione.



## 11 MODELLI DI CALCOLO E RISULTATI DELLE ANALISI CORPO B – PALESTRA

### 11.1 Modelli di calcolo

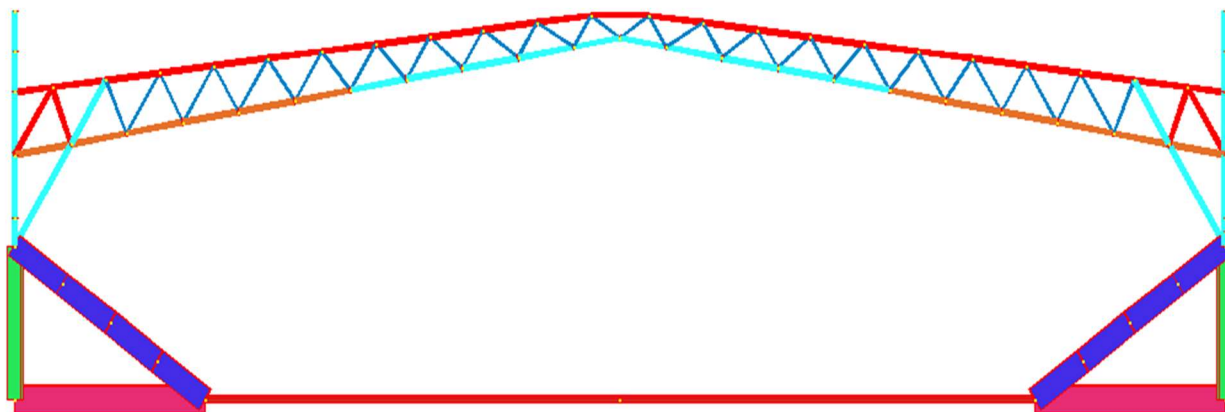
#### 11.1.1 STRUTTURE SECONDARIE (LAMIERA GRECATA E ARCARECCI)

La lamiera grecata e gli arcarecci sono stati dimensionati in questa fase mediante schemi di calcolo semplici. La lamiera grecata è stata considerata prudenzialmente in semplice appoggio tra gli arcarecci e gli arcarecci a loro volta in semplice appoggio tra i portali. Sono state condotte verifiche di resistenza e stabilità, e di deformabilità.

#### 11.1.2 STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI VERTICALI E ALLE AZIONI ORIZZONTALI IN DIR. TRASVERSALE

La struttura resistente alle azioni verticali e alle azioni orizzontali in direzione trasversale è realizzata attraverso un portale reticolare in carpenteria metallica in appoggio sulle strutture in c.a. delle gradonate. A ciascun portale è affidata la resistenza alle azioni verticali e orizzontali della propria larghezza di influenza (pari a 4.43 m).

Per studiarne il comportamento, si è realizzato un modello agli elementi finiti bidimensionale sviluppato con il software *Straus7*. Si riporta in basso una vista del modello ad elementi finiti.



Gli elementi in carpenteria metallica sono modellati per mezzo di elementi di tipo truss, mentre quelli in c.a. (trave inclinata sotto le gradonate, pilastro, trave e soletta di fondazione) sono modellati con elementi *beam*. In corrispondenza del punto di contatto tra la porzione soprastante in carpenteria metallica e quella sottostante in c.a. sono state svincolate le rotazioni in modo tale da creare una cerniera nel piano del portale. In corrispondenza dei 4 pali di fondazione sono presenti dei vincoli alla traslazione verticale. Il trasferimento delle azioni orizzontali al terreno è affidato all'attrito tra la soletta di base e il terreno stesso.

Gli elementi in carpenteria metallica sono costituiti da tubi aventi le seguenti dimensioni:

- $\phi 203 \times 10$  mm: beam rossi e azzurri;
- $\phi 203 \times 10$  mm: beam azzurri;
- $\phi 203 \times 20$  mm: beam arancioni;
- $\phi 114 \times 6$  mm: beam blu.

Gli elementi in c.a. hanno le seguenti dimensioni:

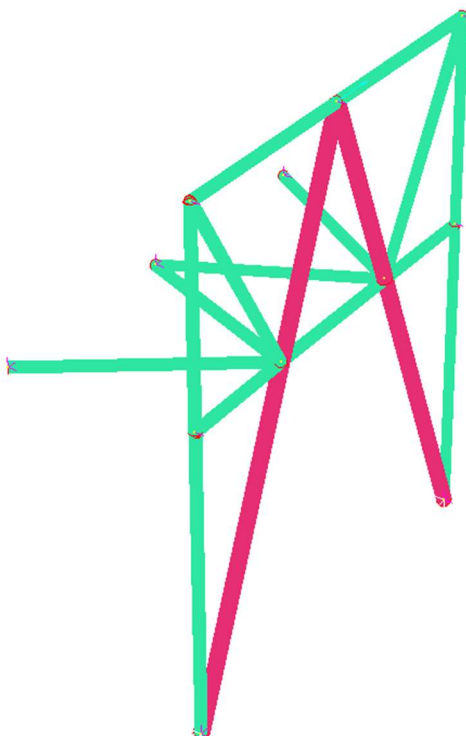
- 40xh67cm: trave gradonate;
- 40x40cm: pilastro;
- 40xh80cm: trave di fondazione;
- 200xh16cm: soletta di fondazione.

Attraverso il modello sono state effettuate verifiche di resistenza e stabilità, e verifiche di deformabilità.

### 11.1.3 STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI IN DIREZIONE LONGITUDINALE

La resistenza alle azioni orizzontali in direzione longitudinale (perpendicolare ai portali) è affidata a nr.4 controventi concentrici a V posti nei 4 angoli dell'edifici. L'azione orizzontale si ripartisce uniformemente sui quattro elementi di controvento.

Per studiarne il comportamento si è realizzato un modello agli elementi finiti sviluppato con il software *Straus7* del controvento a "V" in carpenteria metallica. Si riporta una vista del modello.



Gli elementi sono costituiti da tubi aventi le seguenti dimensioni:

- $\phi 159 \times 10$  mm: beam rossi;
- $\phi 114 \times 6$  mm: truss verdi.

Attraverso il modello sono state effettuate verifiche di resistenza e stabilità.

## 11.2 Analisi sismica – Analisi lineare statica

Al fine di determinare la risposta sismica della struttura si adotta il metodo di "analisi lineare statica" come previsto da D.M. 17-01-2018.

## 11.3 Combinazioni di carico

### 11.3.1 STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI VERTICALI E ALLE AZIONI ORIZZONTALI IN DIREZIONE TRASVERSALE

I carichi agenti sono stati applicati in corrispondenza dei nodi della reticolare, considerando una larghezza di influenza del singolo portale pari a 4.43m, e combinati secondo le seguenti combinazioni di carico.

	SLU TUTTO	SLU VENTO MAX	SLE RARA	SLE Q,PERM	SLU MAX PALI	SLU SISMA
g1	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0
g2	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	1.0
q (neve)	1.5	0.0	1.0	0.0	0.0	0.0
q vento	0.0	1.5	0.0	0.0	0.0	0.0

q gradonate	1.5	0.0	1.0	0.6	1.5	0.6
q piano terra	1.5	0.0	1.0	0.6	1.5	0.6
F SISMA	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0

### 11.3.1 STRUTTURA RESISTENTE ALLE AZIONI ORIZZONTALI IN DIREZIONE LONGITUDINALE

Alla struttura resistente alle azioni orizzontali sono state affidate l'azione massima derivante da Vento e Sisma.

## 11.4 Verifiche di resistenza e stabilità

Sono state effettuate le verifiche di resistenza e stabilità delle principali membrature strutturali:

- Lamiera grecata;
- Arcarecci;
- Portali reticolari in carpenteria metallica (direzione trasversale);
- Travi, pilastri e setti in calcestruzzo armato;
- Controventi verticali (direzione longitudinale),

Le verifiche condotte dimostrano che le sezioni e i quantitativi di armatura previsti sono idonei a garantire le prestazioni richieste. Si veda a tal proposito la specifica relazione di calcolo.

Il dimensionamento delle unioni e più in generale di tutti i particolari costruttivi è demandato alle successive fasi di progettazione.

## 11.5 Verifiche di deformabilità

Sono state effettuate le verifiche di deformabilità di tutti gli elementi significativi quali:

- Lamiera grecata;
- Arcarecci;
- Portali reticolari in carpenteria metallica.

Le verifiche condotte dimostrano che le sezioni previste sono idonei a garantire le prestazioni richieste. Si vedano a tal proposito la specifica relazione di calcolo.

Con specifico riferimento ai portali reticolari in carpenteria metallica, la definizione di eventuali monte di costruzione è demandata alle successive fasi di progettazione.

## 11.6 Verifiche geotecniche

Sono state effettuate le verifiche di capacità portante delle fondazioni di tipo profondo, a cui vengono affidati tutti i carichi verticali derivanti dalla copertura e dalla struttura delle gradonate.

Le verifiche condotte dimostrano che i pali di fondazione sono idonei a sostenere i carichi previsti, garantendo i requisiti di sicurezza richiesti dalle normative vigenti. Per maggior dettaglio si veda la specifica relazione di calcolo.

## 11.7 Resistenza al fuoco

La resistenza al fuoco delle strutture in calcestruzzo armato sarà garantita attraverso l'adozione di un adeguato copriferro. Particolare attenzione a questo aspetto dovrà essere riservata a questo aspetto nello sviluppo delle successive fasi di progettazione.

La resistenza al fuoco delle strutture in carpenteria metallica sarà garantita attraverso l'utilizzo di verniciatura intumescente.

## 12 MODELLI DI CALCOLO E RISULTATI DELLE ANALISI CORPO C - SPOGLIATOI

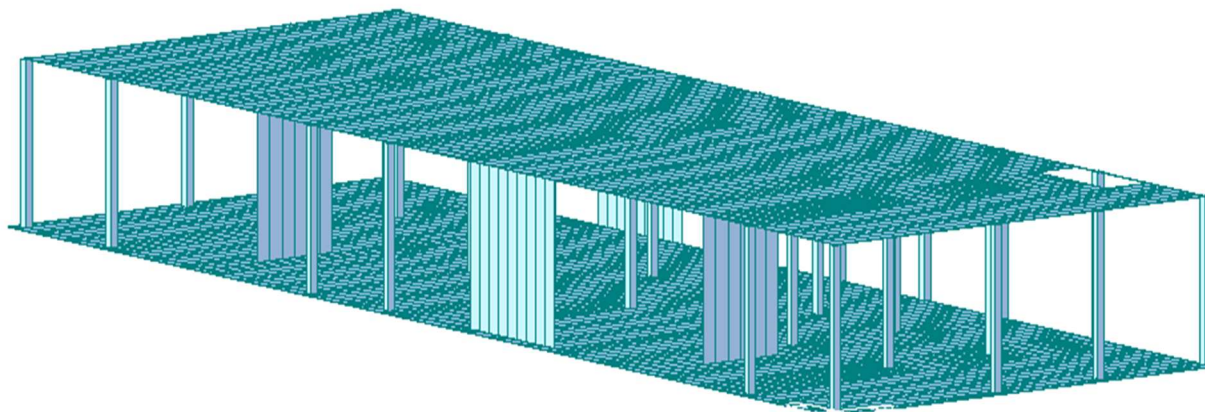
Per studiare il comportamento della struttura si è realizzato un modello tridimensionale agli elementi finiti capace di rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza della struttura. Il modello rappresenta l'intera struttura nel suo complesso.

Gli elementi monodimensionali (pilastri) sono modellati per mezzo di elementi di tipo *beam*, i setti sono modellati per mezzo di elementi di tipo *wall*, mentre gli elementi bidimensionali (solai e paltea) sono modellati per mezzo di elementi di tipo *plate* di dimensione pari a circa 50x50cm. La platea è appoggiata su un letto di molle aventi una rigidezza pari a  $K_w = 20000 \text{ kN/mc}$ .

Il telaio costituito da pilastri in c.a. e solai ha funzione secondaria per la resistenza all'azione sismica, la rigidezza e la resistenza dei pilastri sono quindi ignorate nell'analisi della risposta, e tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali. I pilastri sono schematizzati come una serie di ritti pendolari con cerniera alle due estremità. I setti resistono alle azioni agenti nel loro piano. Nella modellazione è stata lasciata libera la rotazione fuori piano.

Per la verifica nei confronti delle azioni sismiche, gli orizzontamenti sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano.

Si riporta l'immagine del modello globale realizzato su Midas GEN.



Attraverso il modello sono state determinate le massime sollecitazioni sugli elementi e sono state effettuate verifiche di resistenza sugli elementi strutturali. Attraverso il modello è stata inoltre determinata la tensione sul terreno di fondazione per le successive verifiche di capacità portante del terreno.

### 12.1 Analisi sismica - Analisi lineare dinamica

Al fine di determinare la risposta sismica della struttura si adotta il metodo di analisi modale con spettro di risposta o “**analisi lineare dinamica**” come previsto da D.M. 17-01-2018 §7.3.3.1.

## 12.2 Combinazioni di carico

	Gk1 (ST)	Gk2 (ST)	Qk1 Cat. C1 (ST)	Qk2 Cat. E (ST)	Qk3 Cat. H (ST)	Neve (ST)	Sisma SLV dir.X (RS)	Sisma SLV dir.Y (RS)	Sisma SLV dir.X (ES)	Sisma SLV dir.Y (ES)
SLU 1	1.3	1.5	1.5	1.5		1.5				
SLU 2	1.3	1.5	1.5	1.5		0.75				
SLU 3	1.3	1.5	1.5	1.5	1.5	0.75				
SLV 01	1	1		0.8			1	0.3	1	0.3
SLV 02	1	1		0.8			1	0.3	-1	-0.3
SLV 03	1	1		0.8			1	-0.3	1	-0.3
SLV 04	1	1		0.8			1	-0.3	-1	0.3
SLV 05	1	1		0.8			0.3	1	0.3	1
SLV 06	1	1		0.8			0.3	1	-0.3	-1
SLV 07	1	1		0.8			-0.3	1	-0.3	1
SLV 08	1	1		0.8			-0.3	1	0.3	-1
SLV 09	1	1		0.8			1	0.3	1	-0.3
SLV 10	1	1		0.8			1	0.3	-1	0.3
SLV 11	1	1		0.8			1	-0.3	1	0.3
SLV 12	1	1		0.8			1	-0.3	-1	-0.3
SLV 13	1	1		0.8			0.3	1	-0.3	1
SLV 14	1	1		0.8			0.3	1	0.3	-1
SLV 15	1	1		0.8			-0.3	1	0.3	1
SLV 16	1	1		0.8			-0.3	1	-0.3	-1
SLV 17	1	1		0.8			-1	-0.3	-1	-0.3
SLV 18	1	1		0.8			-1	-0.3	1	0.3
SLV 19	1	1		0.8			-1	0.3	-1	0.3
SLV 20	1	1		0.8			-1	0.3	1	-0.3
SLV 21	1	1		0.8			-0.3	-1	-0.3	-1
SLV 22	1	1		0.8			-0.3	-1	0.3	1
SLV 23	1	1		0.8			0.3	-1	0.3	-1
SLV 24	1	1		0.8			0.3	-1	-0.3	1
SLV 25	1	1		0.8			-1	-0.3	-1	0.3
SLV 26	1	1		0.8			-1	-0.3	1	-0.3
SLV 27	1	1		0.8			-1	0.3	-1	-0.3
SLV 28	1	1		0.8			-1	0.3	1	0.3
SLV 29	1	1		0.8			-0.3	-1	0.3	-1
SLV 30	1	1		0.8			-0.3	-1	-0.3	1
SLV 31	1	1		0.8			0.3	-1	-0.3	-1
SLV 32	1	1		0.8			0.3	-1	0.3	1

## 12.3 Verifiche di resistenza e deformabilità

Sono state effettuate le verifiche di resistenza delle principali membrature strutturali:

- Solaio in c.a. (soletta piena);
- Pilastri in c.a.
- Setti in c.a.
- Platea in c.a.

Le verifiche condotte dimostrano che le sezioni e i quantitativi di armatura previsti sono idonei a garantire le prestazioni richieste. Si veda a tal proposito la specifica relazione di calcolo.

La struttura di solaio prevista non presenta, in generale, criticità per quanto attiene alla deformabilità verticale. La definizione di eventuali monte da applicare al solaio in fase di costruzione è demandata allo sviluppo delle successive fasi di progettazione, così come lo sviluppo dei particolari costruttivi e dei dettagli di armatura.

## 12.4 Verifiche geotecniche

Sono state effettuate le verifiche di capacità portante della fondazione a platea. Per maggior dettaglio si veda la specifica relazione di calcolo.

## 12.5 Resistenza al fuoco

La resistenza al fuoco delle strutture in calcestruzzo armato sarà garantita attraverso l'adozione di un adeguato copriferro. Particolare attenzione a questo aspetto dovrà essere riservata a questo aspetto nello sviluppo delle successive fasi di progettazione.

## 13 ALLEGATI

Si allega alla presente la relazione geologica a firma del dott. geol. Diego Mortillaro.

**ALLEGATO 1 – Relazione geologica dott. Diego Mortillaro.**

il progettista delle strutture

ing. Luca Boaretto



**Dott. geologo Diego Mortillaro**

Via Dosa n° 26  
30030 Olmo di Martellago (VE)  
diego@mortillaro.eu

- Geologia
- Geotecnica
- Idrogeologia



# COMUNE DI VENEZIA

## NUOVO IMPIANTO POLIVALENTE INDOOR A FAVARO VENETO

### Relazione geologica

(D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento Norme tecniche sulle costruzioni)

**REGIONE VENETO**  
*Città Metropolitana di Venezia*

**Ottobre 2022**

## **INDICE**

<b>1. INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
<b>1.1 Premessa</b>	<b>3</b>
<b>1.2 Oggetto e scopo</b>	<b>4</b>
<b>2. INQUADRAMENTO DELL'AREA DI INDAGINE</b>	<b>6</b>
<b>2.1. Inquadramento geografico e cartografico</b>	<b>6</b>
<b>2.2. Inquadramento geomorfologico</b>	<b>6</b>
<b>2.3 Inquadramento geologico</b>	<b>9</b>
<b>2.4 Inquadramento idrogeologico</b>	<b>12</b>
<b>3. MODALITÀ ESECUTIVE DELLE INDAGINI</b>	<b>14</b>
<b>3.1 Prove penetrometriche statiche (CPTU)</b>	<b>14</b>
<b>3.2 Indagine geofisica (MASW)</b>	<b>15</b>
<b>4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE E MODELLO STRATIGRAFICO</b>	<b>17</b>
<b>5. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO</b>	<b>22</b>
<b>6. CONCLUSIONI</b>	<b>24</b>

## **1. INTRODUZIONE**

### **1.1 Premessa**

Il presente documento costituisce relazione geologica preliminare di inquadramento e definizione del modello geotecnico a corredo del progetto per la costruzione di un nuovo impianto indoor polivalente caratterizzato da una palestra con relative tribune, della capacità di 1.000 spettatori, in via del Granturco nella municipalità di Favaro Veneto in comune di Venezia, in corrispondenza dell'ex campo Sinti catastalmente identificato dai mappali 1334-1338 del Foglio 137.

Le seguenti immagini individuano l'ubicazione geografica e catastale del sito in oggetto.



**Figura 1.1:** inquadramento cartografico dell'area in esame a sud del (fonte: Microsoft Bing 2022).



**Figura 1.2:** individuazione catastale del lotto oggetto di edificazione.

## **1.2 Oggetto e scopo**

La presente relazione identifica i terreni presenti nell'ambito di un intorno significativo rispetto alla struttura in progetto, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra gli aspetti relativi alla sismicità, litologia, struttura, idrogeologia e geomorfologia fornendo una valutazione globale del livello di pericolosità geologica del sito condizionante la progettazione.

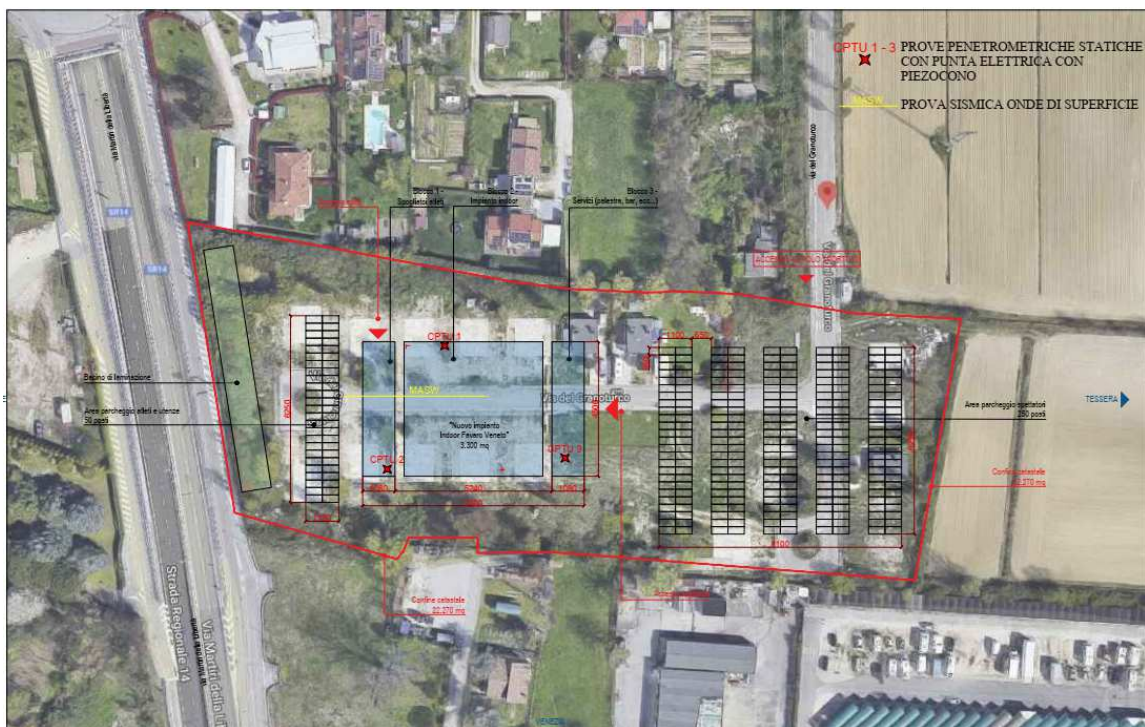
Il documento è stato realizzato sulla base di un'analisi dei risultati di una campagna di indagini geognostiche appositamente condotta, su incarico della committente, dalla ditta GE Ground Engineering s.r.l. di Vigonza (PD) nel ottobre 2022.

Tutte le attività sono state programmate e concordate con i progettisti incaricati ed ubicate così come riportato nella figura 1.3, in particolare per la caratterizzazione stratigrafica e geotecnica dei terreni di fondazione l'indagine geognostica commissionata ha previsto l'esecuzione di n° 3 prove penetrometriche statiche con piezocone (CPTU1 ÷ CPTU3)



approfondite sino alla -30 m dal piano calpestio, eseguite all'interno del sedime del futuro fabbricato.

L'indagine geognostica è stata completata con la ricostruzione del modello geofisico del volume significativo, condotta mediante l'esecuzione di uno stendimento di sismica attiva con tecnica MASW e relativa elaborazione del parametro VS Equivalente (VSEQ), conformemente a quanto previsto dal DM 17/01/2018.

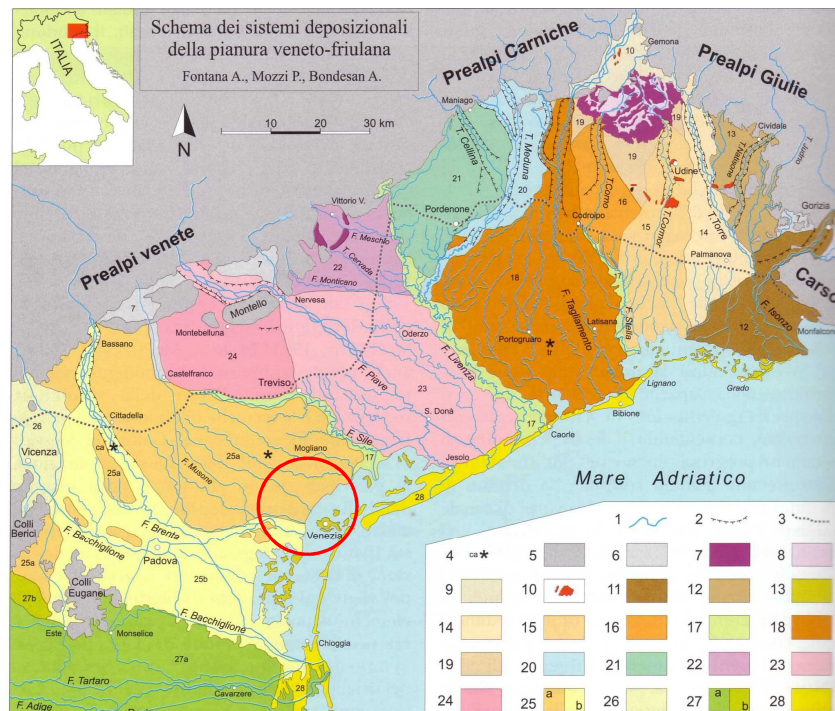


**Figura 1.3:** ubicazione planimetrica delle indagini condotte.

## 2. INQUADRAMENTO DELL'AREA DI INDAGINE

### 2.1 Inquadramento geografico e cartografico

L'area in oggetto è ubicata nella bassa pianura veneta, nel bacino di deposizione del fiume Brenta, le cui caratteristiche generali vengono sintetizzate dallo schema dei sistemi deposizionali della pianura veneto-friulana riportato in Figura 2.1.



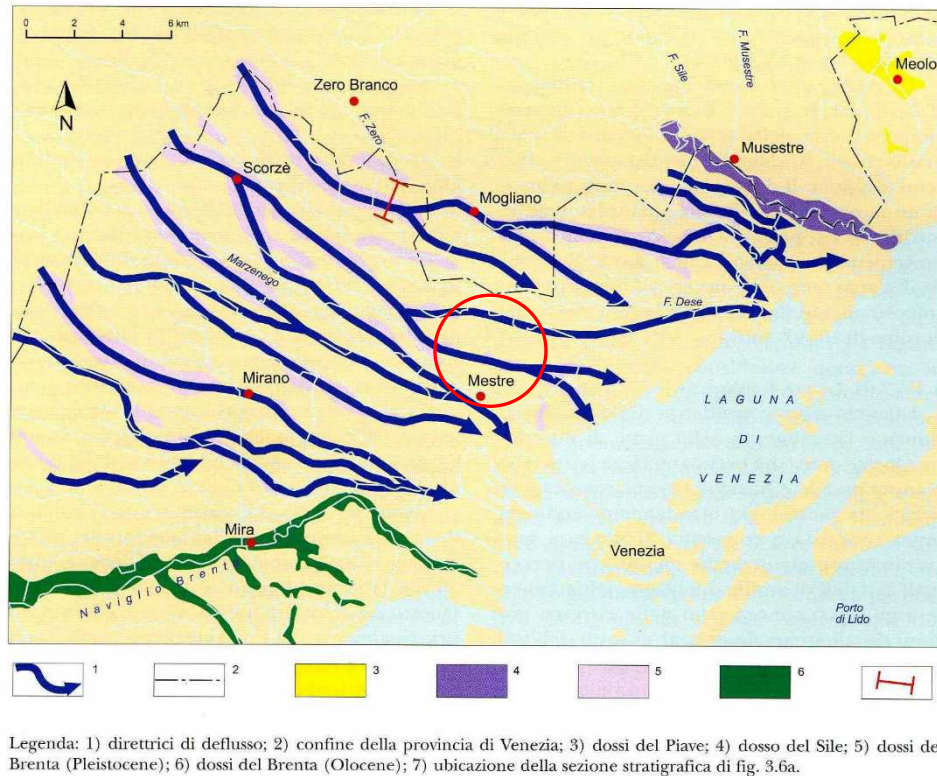
**Figura 2.1:** Schema dei sistemi deposizionali della Pianura Veneta Friulana (Fontana, Mozzi e Bondesan) - 25 Sistema del Brenta (a Pleistocenico, b Olocenico).

Il sito è ubicata al margine meridionale della municipalità di Favaro Veneto, in un'area strategica del territorio comunale in zona periferica ma non lontano da zone abitate in prossimità di arterie stradali importanti, presenta assetto topografico pianeggiante con quota media di +2.0 m s.l.m.m..

### 2.2 Inquadramento geomorfologico

Il territorio insiste su depositi fluviali ed alluvionali olocenici, dovuti alle divagazioni e cambiamenti di percorso dei fiumi Brenta e Sile (Fig. 2.2) e

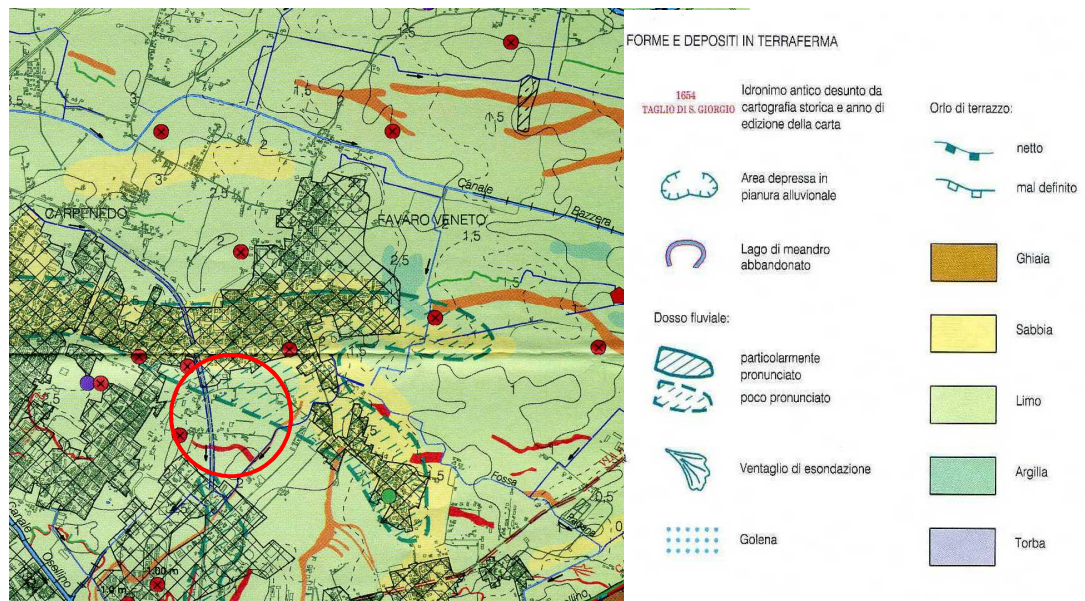
rientra all'interno della macroarea classificata come *Sistema del Brenta settore olocenico*, su cui si sono reimpostati successivamente sistemi idrografici di minor importanza (Dese, Zero e Sile tra i principali).



**Figura 2.2:** Principali direttrici di deflusso oloceniche dei fiumi Sile e Brenta (da Bondesan e Meneghel, 2004).

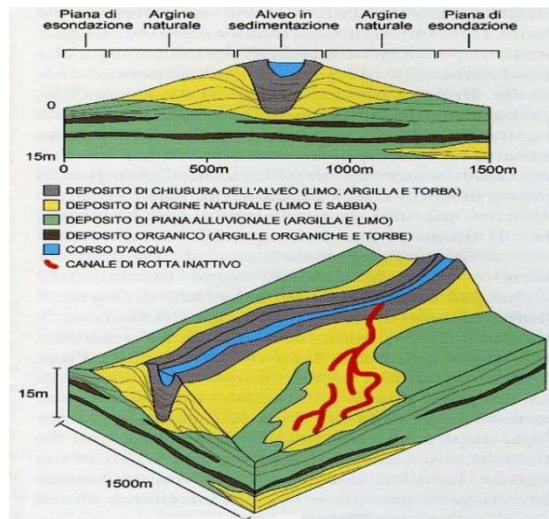
Il forte intervento antropico protrattosi negli ultimi secoli, manifestatosi inizialmente con notevoli opere di canalizzazione artificiale dei fiumi, poi con bonifiche delle aree palustri costiere e in tempi più recenti con migliorie fondiari per ottenere superfici agricole omogenee, ha in molte situazioni alterato l'originario assetto morfologico livellando le forme del microrilievo e creando vaste aree costiere che hanno attualmente una quota inferiore al livello medio del mare.





**Figura 2.3:** Estratto della Carta Geomorfologica della Provincia di Venezia, scala 1:50.000 (2004) e relativa legenda.

Le figure 2.2 e 2.3 evidenziano come l'area in oggetto sia ubicata ai margini di uno dei dossi fluviale del fiume Brenta ove i corpi sabbiosi presentano di norma spessori di 4-5 m, all'esterno di tali canali abbondano depositi lentiformi limosi e argillosi di esondazione contenenti lenti di torba e orizzonti organici formatisi in ambiente palustre.

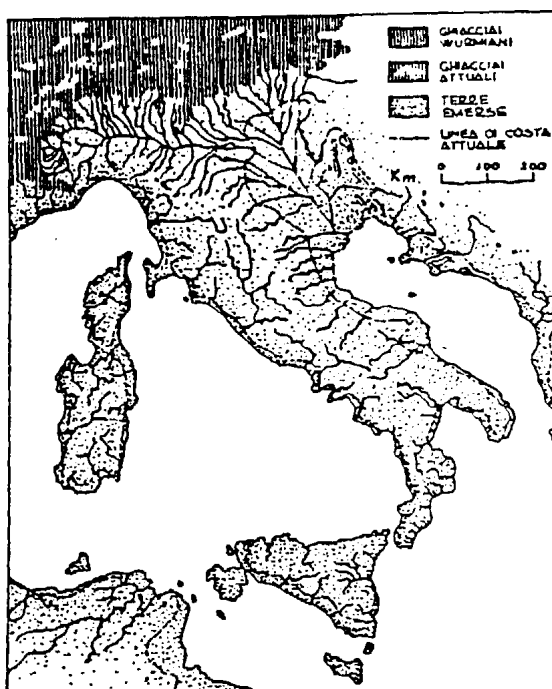


**Figura 2.4:** Sezione trasversale di un dosso fluviale in bassa pianura (da Bondesan, 2003).

### **2.3 Inquadramento geologico**

Nel corso del Pleistocene superiore, dopo l'ultima massima espansione glaciale (24.000-18.000 anni fa) e per tutto l'Olocene, le alluvioni continentali vanno a ricoprire i depositi marini formando una piana sempre più estesa, favoriti dal lento moto naturale di subsidenza del territorio. Le unità geologiche affioranti per diverse centinaia di metri nel territorio in oggetto sono infatti in gran parte continentali, costituite da depositi di esondazione limoso-argillosi e da corpi di canale sabbiosi di età Olocenica.

L'Olocene ha inizio dopo la fine dell'ultima glaciazione, circa 10.000 anni fa. Al progressivo aumento della temperatura i ghiacciai iniziano a sciogliersi alimentando il mare che via via invade regioni fino ad allora emerse. Ha inizio la grande trasgressione marina Flandriana o Versiliana.



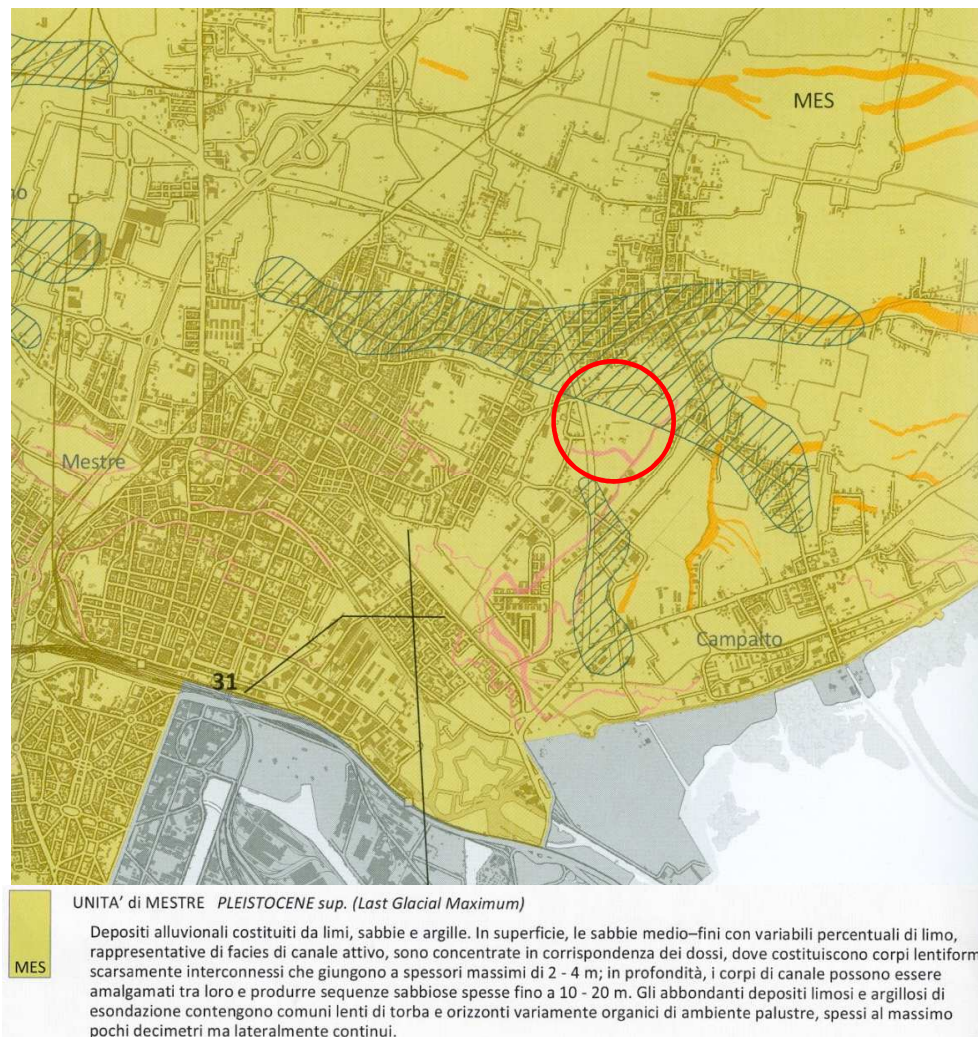
**Figura 2.5:** L'Italia durante il periodo glaciale Würmiano (da LEONARDI P., 1967).

Durante il graduale aumento del livello marino le condizioni ambientali a monte della linea di costa cambiano: zone prima lontane dal mare e sottoposte a condizioni continentali si trasformano in paludi e torbiere,

infine vengono ricoperte dal mare. Intanto le correnti fluvioglaciali scendono impetuose a rimaneggiare gli enormi depositi morenici abbandonati colmando le bassure di escavazione glaciale (sovralluvionamento delle valli glaciali). Tale alluvionamento impedisce che la linea di costa flandriana ritorni sulle posizioni occupate nelle precedenti trasgressioni: permettendo l'emersione permanente di quella fascia della bassa pianura di cui fa parte l'area studiata. Con il ritiro del livello marino l'area vasta diventa un ambiente di deposizione fluviale composto da dossi rilevati, piane fluviali intermedie e zone acquitrinose o di palude.

Una caratteristica del territorio, derivante dalle modalità deposizionali, è l'estrema variabilità stratigrafica estesa in senso laterale e verticale, e la contestuale assenza o scarsità di terreni granulometricamente uniformi e puliti, a discapito di ripetute alternanze e di sequenze stratigrafiche dove, accanto alla prevalenza di un termine (limi, sabbie o argille) si riscontrano comunque curve granulometriche che rappresentano in qualche modo tutti i fusi granulometrici.

Dal punto di vista geologico (Figura 2.6) l'area appartiene, secondo la suddivisione in Unità geologiche della Provincia di Venezia (2008), all'*Unità di Mestre* facente parte del Sistema alluvionale del Brenta costituita, nelle zone intradossive, prevalentemente da argille ed argille limose di piana di esondazione con intercalazioni torbose, solo nelle zone di dosso o al di sotto di tali profondità si rilevano corpi lentiformi limoso sabbiosi interpretabili come canali di rotta fluviale spesso ben interconnessi.



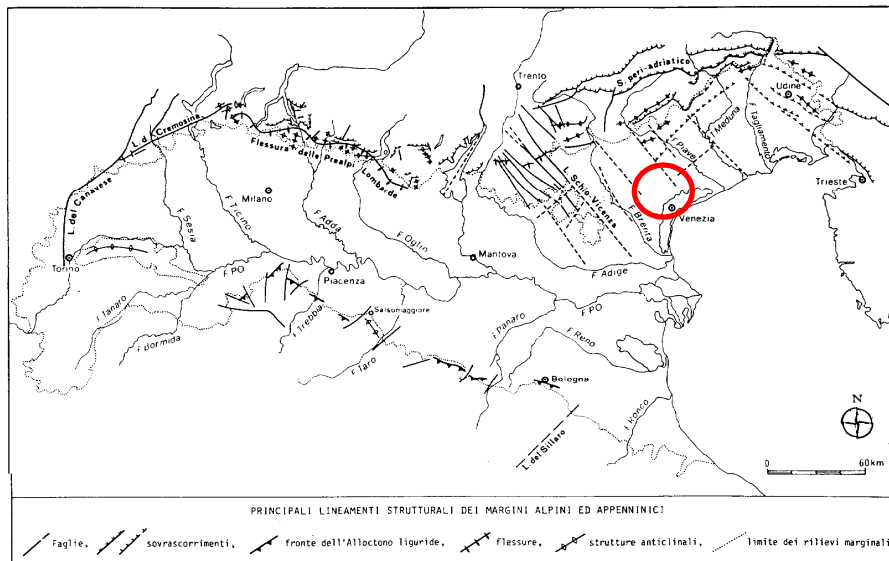
**Figura 2.6:** Estratto della Carta delle unità Geologiche della Provincia di Venezia, scala 1:50.000 (2008).

Dal punto di vista tettonico il tratto di territorio è collocato sul fianco settentrionale della fossa padano-adriatica, avente una struttura a monoclinale immergente a sud verso le pieghe sepolte denominate Dorsale Ferrarese, appartenenti al fronte più settentrionale della catena appenninica.

Le strutture tettoniche attive nel Quaternario, oggetto della neotettonica e significative per questa zona sono una faglia con direttrice Padova ovest – Adria che provoca, fra Monselice e Chioggia, un rigetto di circa 200 m, e un sistema di faglie subverticali a direzione scledense (NW-



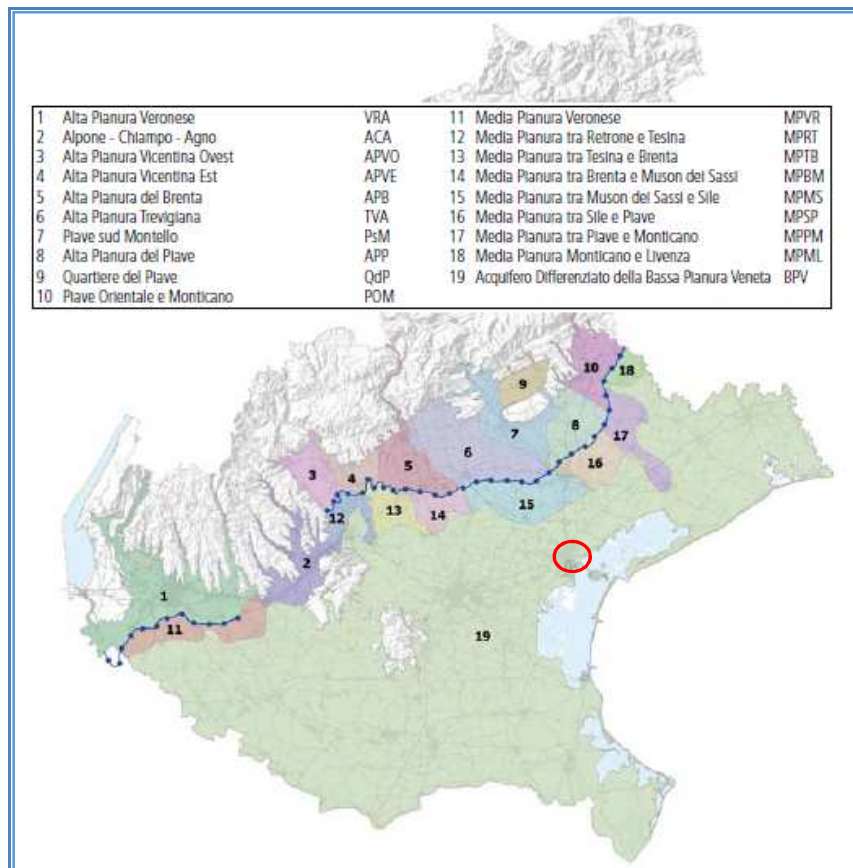
SE) che interessano in profondità la pianura tra Padova e Venezia, lungo le quali si allinea anche il medio-basso corso del Fiume Brenta (figura 2.7).



**Figura 2.7:** Principali lineamenti strutturali (da GASPERI G., 1985).

## 2.4 Inquadramento idrogeologico

In relazione all'assetto geologico dell'area in esame sopra descritto ed al fatto che il territorio del comune di Venezia poggia su una coltre di depositi alluvionali quaternari di spessore notevole e di origine essenzialmente fluviale-fluvioglaciale, poggiante su un basamento roccioso pre-quaternario, l'area appartiene alla bassa pianura veneta con falde a debole potenzialità e costituite da potenti letti di limi e argille entro cui si intercalano livelli sabbiosi. Le ghiaie sono assenti, salvo qualche rara eccezione riscontrata a profondità elevate.



**Figura 2.8:** Bacini idrogeologici nella pianura veneta (ARPAV, 2010).

Come rappresentato in figura 2.8 dal punto di vista idrogeologico l'area in studio rientra nel cosiddetto Acquifero Differenziato della Bassa Pianura Veneta (ARPAV, 2010), dove il sistema di falde superficiali locali è contenuto nelle deposizioni di sedimenti del Fiume Brenta e Sile. Questa zona di bassa pianura è caratterizzata, anche a modeste profondità, da un sistema di falde acquifere artesiane sovrapposte, alla cui sommità staziona localmente una modesta falda libera freatica posta a moderata profondità (2 – 3 m da p.c.), con direzione di deflusso verso sud-est e gradiente idraulico molto basso data la vicinanza del livello di base.

### **3. MODALITÀ ESEUTIVE DELLE INDAGINI**

#### **3.1 Prove penetrometriche statiche (CPTU)**

Le prove penetrometriche sono state eseguite secondo quanto previsto dalla norma ASTM (D.3441) e dalle “Raccomandazioni” ISSFE, per la standardizzazione delle prove penetrometriche in Europa (1976), nonché dall’ AGI, per l’esecuzione delle indagini geotecniche (1977).

Sono state effettuate mediante penetrometro cingolato Pagani TG63 da 200 kN, con un piezocono avente un diametro standard di 36 mm con angolo di apertura di 60°, con manicotto per la misura dell’attrito laterale di 15000 mm<sup>2</sup> ed un filtro poroso posto immediatamente dietro alla parte conica della punta che ha permesso la misura della pressione interstiziale generata nell’intorno della punta. Al termine delle prove i fori di prova che non sono immediatamente franati hanno consentito la misura della falda freatica superficiale.



**Foto 1:** ubicazione CPTU3.



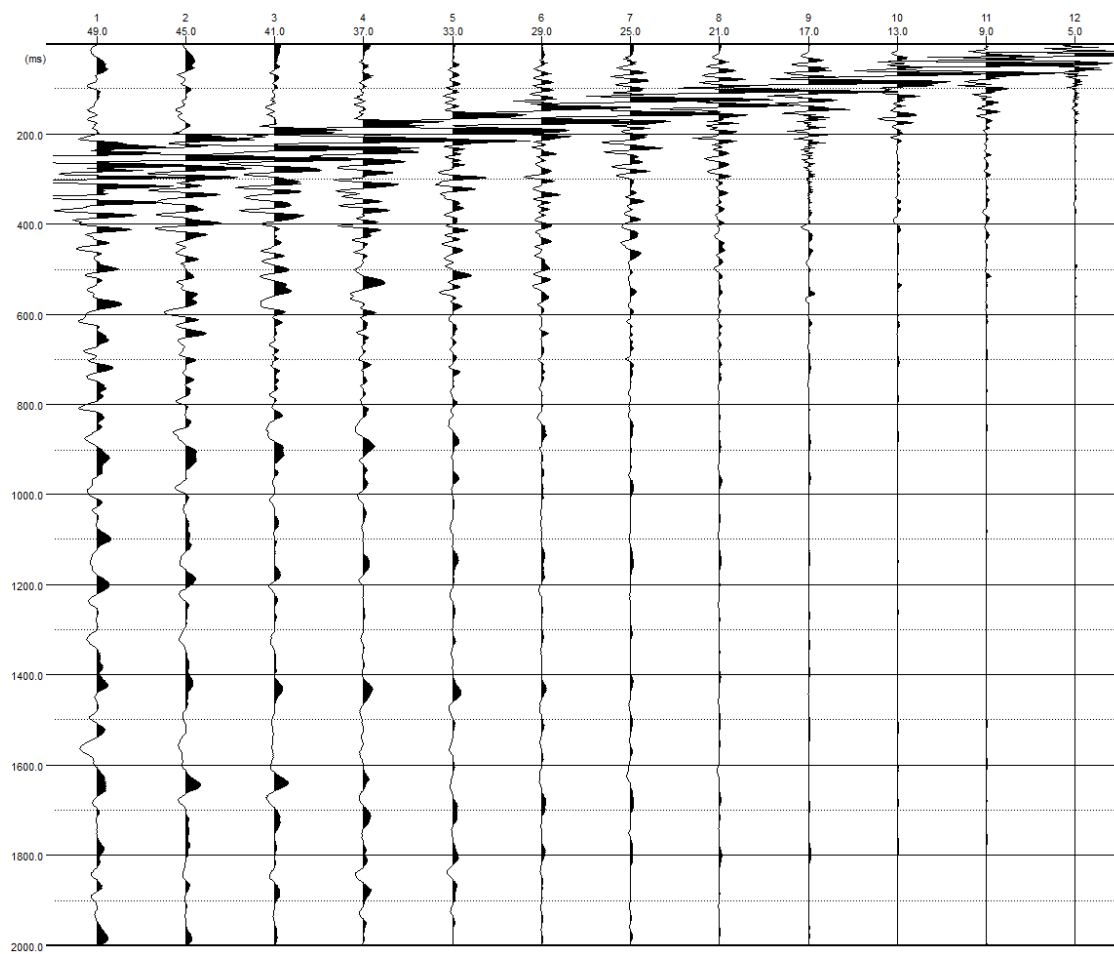
I diagrammi penetrometrici allegati riportano in funzione della profondità i valori della resistenza alla punta  $q_c$  (MPa), l'attrito laterale  $f_s$  (MPa) la pressione interstiziale  $U$  (MPa) ed il rapporto delle resistenze  $f_r$  ( $f_s/q_c$  %).

### **3.2 Indagine geofisica (MASW)**

Il metodo di esplorazione geofisica utilizzato per lo studio geofisico atto alla definizione delle caratteristiche sismo-stratigrafiche dei terreni è consistito nella determinazione delle velocità sismiche dei vari strati del sottosuolo caratterizzati da diverse caratteristiche fisico – meccaniche mediante un profilo di sismica a rifrazione con tecnica Masw per il calcolo delle onde  $V_p$  e della VS Equivalente ( $VS_{EQ}$ ).

La procedura Masw si basa sulla determinazione della velocità delle onde di superficie, il profilo sismico viene eseguito disponendo sul terreno una serie di sensori (geofoni), posti ad intervallo costante, collegati ad un sismografo mediante un cavo multipolare. Dopo l'allestimento del dispositivo di ricezione si provvede a generare artificialmente (sismica attiva) vibrazioni impulsive in corrispondenza di punti prestabiliti lungo i profili: nello stesso istante di partenza della vibrazione viene trasmesso al sismografo il comando di avvio della registrazione (trigger). Da questo istante inizia l'acquisizione digitale, con campionamento ad intervallo costante e predeterminato, dei segnali ricevuti dai sensori.

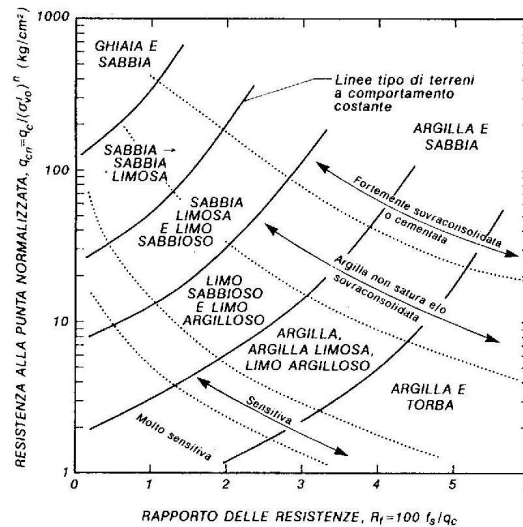
Le misure di campagna sono state eseguite mediante un sismografo Pasi GEA24, la lunghezza del profilo è stata di 48 metri con 12 geofoni con frequenza propria di 4.5 Hz e distanza geofonica 4 m e le acquisizioni sono state a 1000 Hz per 2 sec, come sorgente si è utilizzata una mazza battente da 8 kg con trigger (dispositivo per il comando di avvio della registrazione), con energia utilizzata pari a 5 colpi di mazza per tiro.



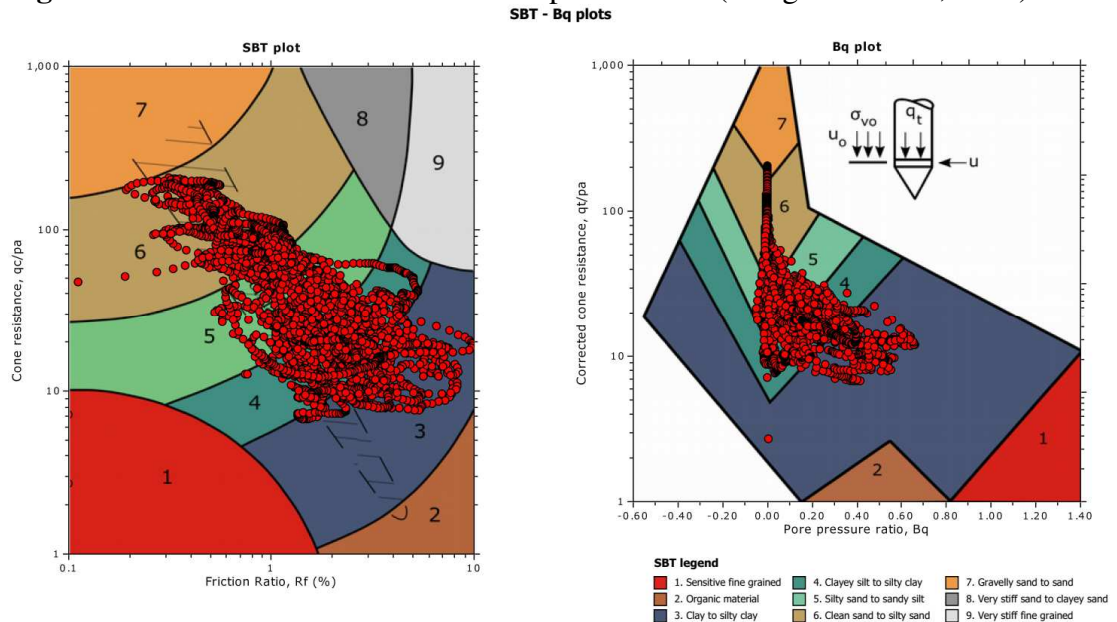
**Figura 3.1:** tracce sismiche acquisite dai geofoni – Trigger +5 m.

#### 4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI DI FONDAZIONE E MODELLO STRATIGRAFICO.

Sulla base delle prove penetrometriche eseguite, l'identificazione del tipo di terreno e la successione stratigrafica può essere riassunta come di seguito illustrato, facendo riferimento al metodo interpretativo per la stima del tipo di terreno dai risultati di prove CPTE con punta elettrica di figura 4.1 (Douglas e Olsen, 1981) successivamente sviluppato da P.K. Robertson, (1990).



**Figura 4.1:** identificazione del terreno da prove CPTE (Douglas e Olsen, 1981).



**Figura 4.2:** identificazione del terreno dalla prova CPTU1 (Robertson, 1990).

Per la determinazione dell'angolo di resistenza al taglio dei materiali granulari si è utilizzato il grafico di Figura 4.3 e la relazione:

**Peak drained friction angle,  $\phi$  (°)**

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

mentre per la determinazione della resistenza al taglio non drenata dei materiali coesivi la relazione:

**Undrained peak shear strength,  $S_u$  (kPa)**

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

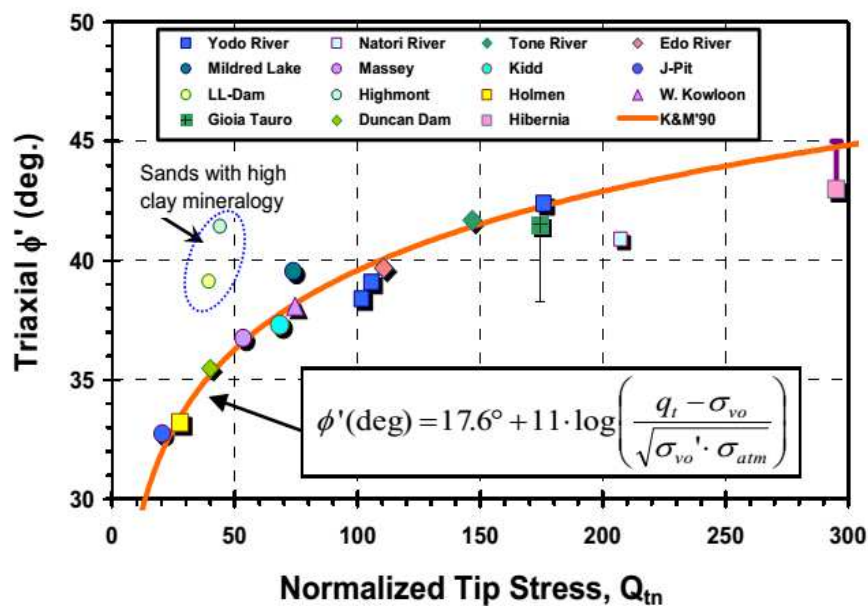
$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

$S_u$  = resistenza al taglio non drenata;

$q_t$  = resistenza alla punta del penetrometro statico corretta;

$F_r$  = rapporto di attrito  $f_s/q_c$

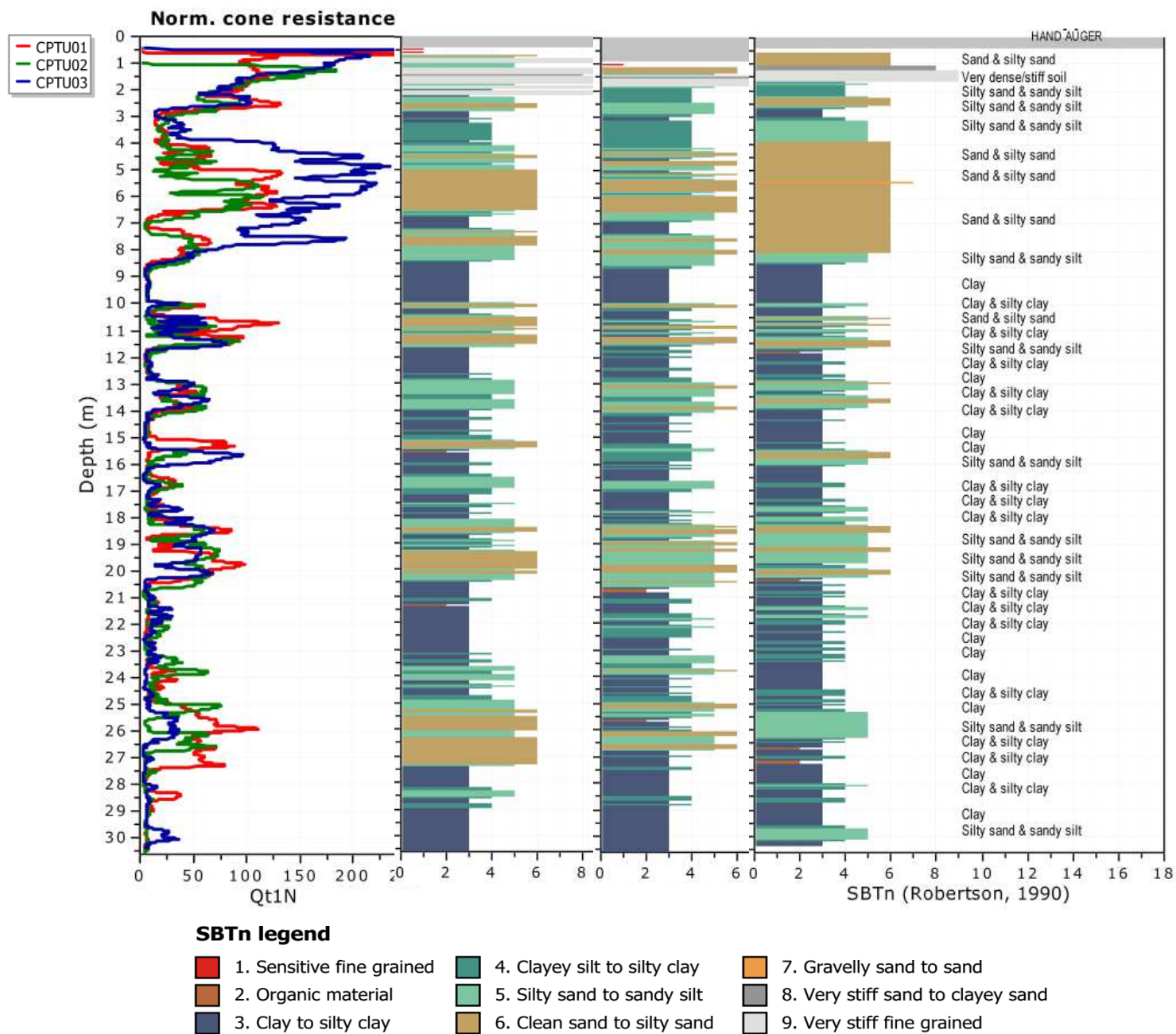
$\sigma_v$  = pressione verticale efficace.



**Figura 4.3:** Relazione tra resistenza alla punta e angolo di resistenza al taglio, per sabbie quarzo-prevalenti non cementate (Mayne, 2006).

L'indagine eseguita ha evidenziato nei punti indagati una discreta correlazione orizzontale dei livelli individuati, in presenza di una

elevata variabilità verticale nella successione stratigrafica, rappresentabile secondo la carta di classificazione di Robertson (figura 4.4) da alternanze di materiali granulari superficiali e coesivi in profondità, che può essere riassunta come di seguito dettagliatamente illustrato.



**Figura 4.4:** identificazione della natura del terreno secondo Robertson 1990 confrontata con la resistenza alla punta normalizzata.

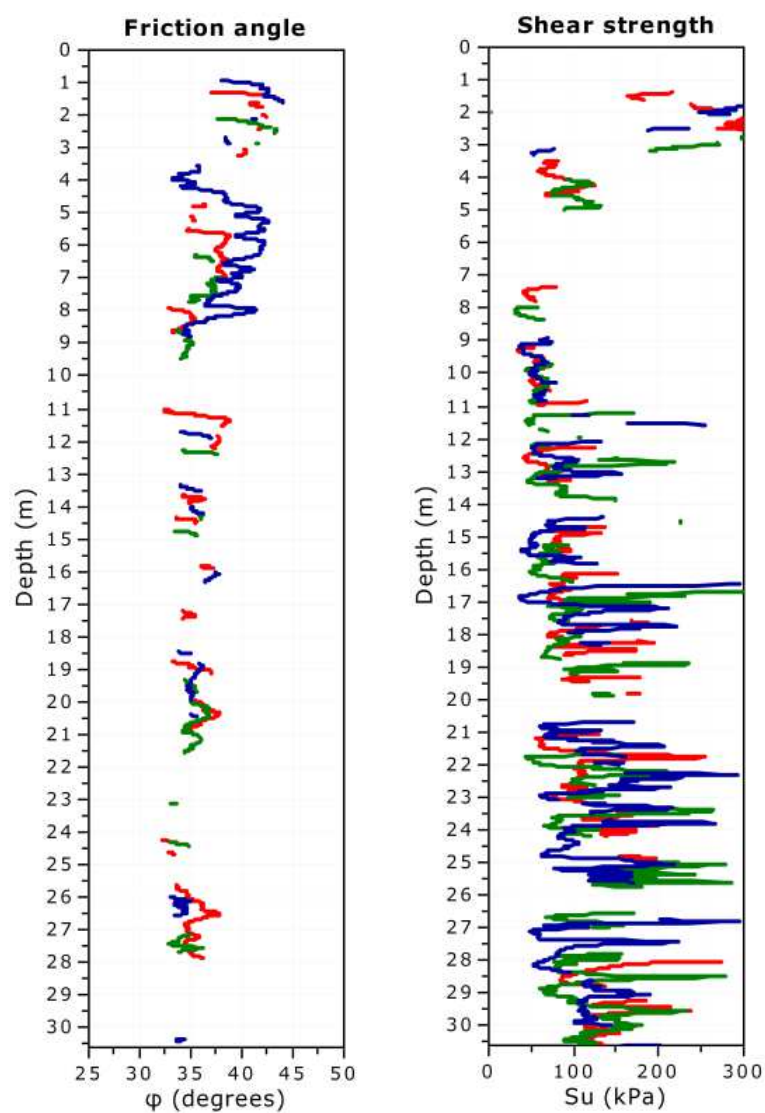
1° strato: da piano calpestio sino alla profondità di circa -4.0 m, i valori di resistenza misurati, punta ( $q_c$ ), attrito laterale ( $f_s$ ) e sovrappressione interstiziale ( $u$ ) denunciano la presenza, al di sotto di  $0.30 \div 0.40$  m di riporti superficiali antropici, di materiali coesivi **limi argillosi ed argille** molto consistenti e sovraconsolidati sino alla -2.50 m poi mediamente compatti. I valori di  $q_c$  variano infatti in superficie tra 2 MPa e 8 MPa e si riducono in profondità a 1.0 MPa 2.4 MPa, è possibile di conseguenza assegnare un valore della coesione non drenata  $c_u$  di 250 kPa nei livelli più superficiali che si riduce a 80 kPa in quelli più profondi.

2° strato: da -4.00 m sino a circa -8.50 m, sono presenti **sabbie debolmente limose** mediamente addensate, come indicano i valori di  $q_c$  che si mantengono per questo strato tra 10 MPa e 20 MPa a cui si associano densità relative  $D_r = 41 \div 67 \%$  e conseguenti angoli di resistenza al taglio  $\phi'$  medi di  $38^\circ$ . In corrispondenza delle prove CPTU1 e CPTU2 si evidenzia intorno alla -7.00 m la presenza di un livello **limo argilloso** decimetrico di bassa consistenza ( $q_c = 0.5 \div 0.8$  MPa).

3° strato: da circa -8.50 sino a -30.60 m, massima profondità investigata, le resistenze denunciano la presenza di alternanze metriche di livelli coesivi di consistenza da molle a media, costituiti da **limi argillosi ed argille** normalconsolidati aventi valori di  $q_c$  tra 1.1 MPa e 2.3 MPa e livelli granulari o pseudogranulari quali **sabbie limose - limi sabbiosi**. I livelli granulari risultano mediamente addensati, come indicano i valori di  $q_c$  che si mantengono per questi strati tra 5 MPa e 14 MPa con rari picchi di 20 MPa a cui corrisponde una densità relativa  $D_r = 34 \div 43 \%$  ed angoli di resistenza al taglio  $\phi'$  di  $36^\circ$ ; per i livelli coesivi è possibile assumere un valore della coesione non drenata  $S_u = 80 \div 110$  kPa.

Il livello della falda freatica superficiale alla data delle indagini è risultato stabilizzarsi tra -2.8/-3.0 m dal p.c.

Le variazioni dei valori di resistenza al taglio di picco  $\phi'$  e della coesione non drenata  $S_u$  con la profondità sono rappresentate in figura 4.5.

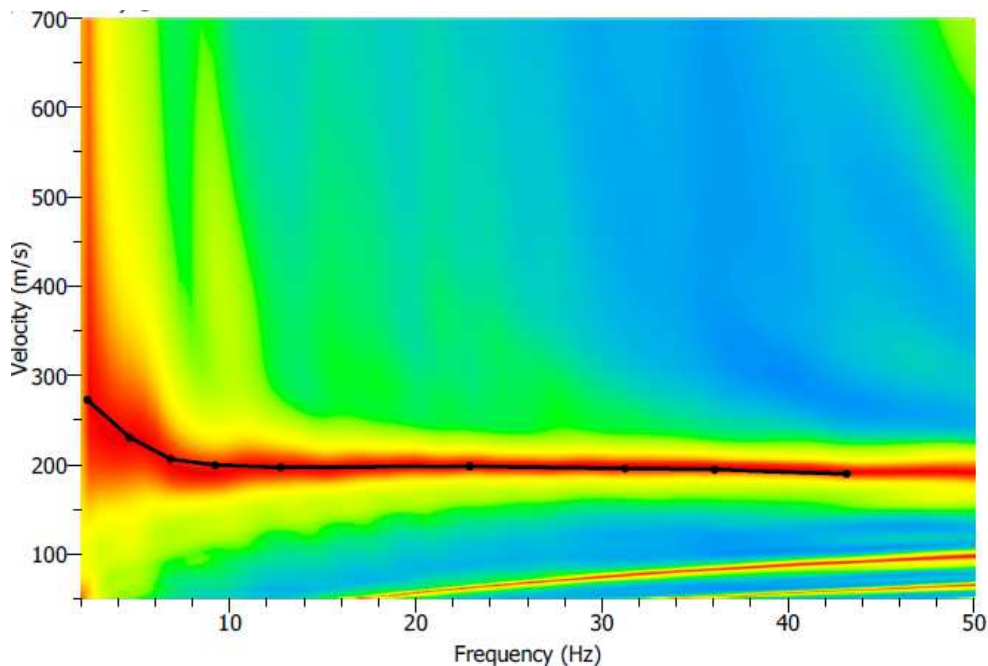


**Figura 4.5:** andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio dei materiali granulari e della resistenza al taglio non drenata dei materiali coesivi.



## 5. CLASSIFICAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

Si riportano di seguito gli spettri di velocità di fase sui quali è identificata la curva di dispersione delle onde di Rayleigh (Figura 5.1).



**Figura 5.1:** spettro nel dominio velocità di fase – frequenza.

Il miglior *fit* tra i dati sperimentali e la curva teorica si ottiene con il modello dato in Tabella 5.1.

**Tabella 5.1:** Modello di velocità delle onde S per il sito in esame

Strato	Vs [m/s]	Spessore [m]	Profondità [m]
1	198	2.5	2.5
2	217	1.6	4.1
3	236	1.3	5.4
4	204	5.9	11.3
5	208	6.1	17.4
6	266	8.7	26.1
7	292	Inf.	Inf.

La classificazione sismica del sottosuolo, effettuata in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{S,eq}$  (in m/s), è definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Dove:

$h_i$ : spessore (in metri) dell' $i$ -esimo strato;

$V_{S,i}$ : velocità delle onde di taglio nell' $i$ -esimo strato;

$N$ : numero di strati;

$H$ : profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_S$  non inferiore a 800 m/s.

$$V_{S\ eq} = 231\ m/s$$

In base al valore della velocità rappresentativa del sito,  $V_{S,EQ}$  il deposito rientra nella tipologia **Suolo di C** (tabella 5.2).

**Tabella 5.2:** Classificazione sismica del sottosuolo secondo il DM 17.01.18 (rif. Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo).

Tipo	Descrizione
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

## **6. CONCLUSIONI**

Il progetto per la costruzione di nuovo impianto polivalente indoor in via del Granturco nella municipalità di Favaro Veneto in comune di Venezia, catastralmente identificato dai mappali 1334-1338 del Foglio 137, si inserisce in un contesto di bassa pianura alluvionale caratterizzato, al di sotto di terreni sabbiosi superficiali, dalla presenza di alternanze di terreni fini limosi argillosi compressibili e di sabbie fini limose poco addensate.

Dal punto di vista geomorfologico la marcata antropizzazione ha cancellato o comunque mascherato le forme originarie di un paesaggio costituite da forme di bassa pianura, quali paleoalvei debolmente rilevati e zone intradossive depresse.

Dal punto di vista idrogeologico la falda staziona a profondità comprese fra 2 – 3 m da p.c. in funzione del periodo stagionale.

Dal punto di vista sismico l'area ricade in zona a modesta pericolosità sismica mentre la categoria di suolo di fondazione, dedotta da specifiche indagini tipo Masw eseguite in sito, è la tipo C.

Le caratteristiche dei terreni di tipo alluvionale, prevalentemente fini e caratterizzati da una certa eteropia laterale e verticale, con anche la presenza di orizzonti compressibili, sono tali da consigliare un prudente approccio alle opere in fondazione per condizioni di locale modesta capacità portante, possibile cedimenti assoluti e differenziali e profondità della falda che in funzione del periodo stagionale può giungere a valori prossimi ai 2 m da p.c.

*dott. geologo  
Diego Mortillaro*

