



Progetto Esecutivo

dicembre 2025

Gruppo di progettazione:

Responsabile progetto architettonico: ing. Ermanno Simonati
Progettazione beni vincolati : arch. Valentina Comar

Progetto strutturale: ing. Salim Fathi
Collaborazione strutturale: ing. Alina Imanbaeva

Committente:

Fondazione Aquileia
via Patriarca Popone 7
33051 - Aquileia (UD)
R.U.P. Tiussi Tiziano

Progetto strutturale:

ing. Salim Fathi

scala:

- codice elaborato: 2023049-ESE-RC.00

RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA

RC

REV. N.	DATA	OGGETTO
0	26.02.2026	prima emissione

DIS.	VER.
AI	SF

ing. emiliano blasig
ing. salim fathi
ing. ermanno simonati
ing. paco ferrante
arch. sergio vesselli

via imbriani 5 - trieste
tel. +39 040 7606092
info@mads.pro
www.mads.pro

Sommario

1	PREMESSA	2
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
3	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	2
3.1	Descrizione generale	2
3.2	Descrizione dell'intervento	5
4	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E PARAMETRI GEOTECNICI	5
5	CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO	11
6	LIVELLO DI CONOSCENZA	12
7	ANALISI DEI CARICHI.....	12
8	CARICO NEVE	12
9	CARICO VENTO	13
10	PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO.....	15
10.1	Coordinate del sito	15
10.2	Siti di riferimento.....	15
10.3	Vita nominale	15
10.4	Classe d'uso	15
10.5	Periodo di riferimento per l'azione sismica	16
10.6	Categoria di sottosuolo e categoria topografica	16
10.7	Parametri sismici	17
10.8	Azione sismica	18
11	COMBINAZIONE DELLE AZIONI.....	20
12	VERIFICA DEI PALI	21
13	VERIFICA DELLE TRAVI DI FONDAZIONE	27
13.1	Traversi in acciaio	29
13.2	Travi longitudinali in c.a.....	35
14	VERIFICA DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO	41
14.1	Barre filettate	42
14.2	Ancoraggio della barra nel palo	43
14.3	Travette di contrasto UPN 160.....	43
14.4	Tirafondi	45
15	VERIFICA DELLA CONNESSIONE FONDAZIONE-PALO IN ESERCIZIO	48

1 PREMESSA

La presente relazione è relativa all'intervento di consolidamento dell'epigrafe presente lungo il viale dell'antico Porto Fluviale di Aquileia. L

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- D.M. 17 gennaio 2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" (Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018)
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 "Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018
- CNR-DT 207/2018: Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

3 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

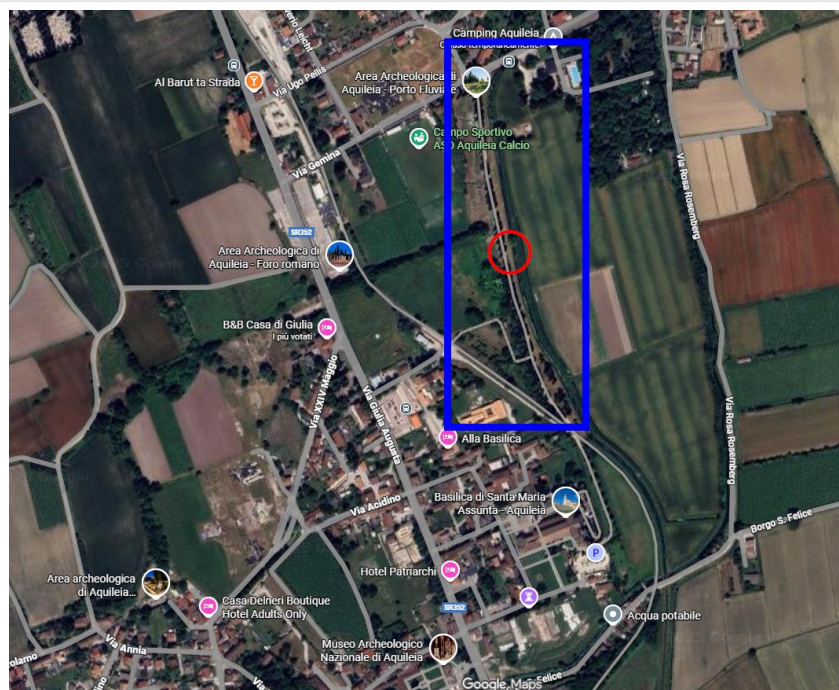
3.1 Descrizione generale

L'epigrafe, realizzata degli anni '30, è ubicata a lato del viale pedonale alberato nell'area del Porto Fluviale di Aquileia in prossimità della piccola scarpata verso il terreno agricolo a est del viale.

Il monumento è costituita da una lapide commemorativa incastonata in una struttura muraria di tipo a sacco a doppio paramento in mattoni pieni con fondazione in calcestruzzo magro non armato.

Il manufatto risulta palesemente ruotato verso la scarpata presumibilmente per un cedimento differenziale della fondazione su terreno di riporto con cui è realizzato il viale pedonale.

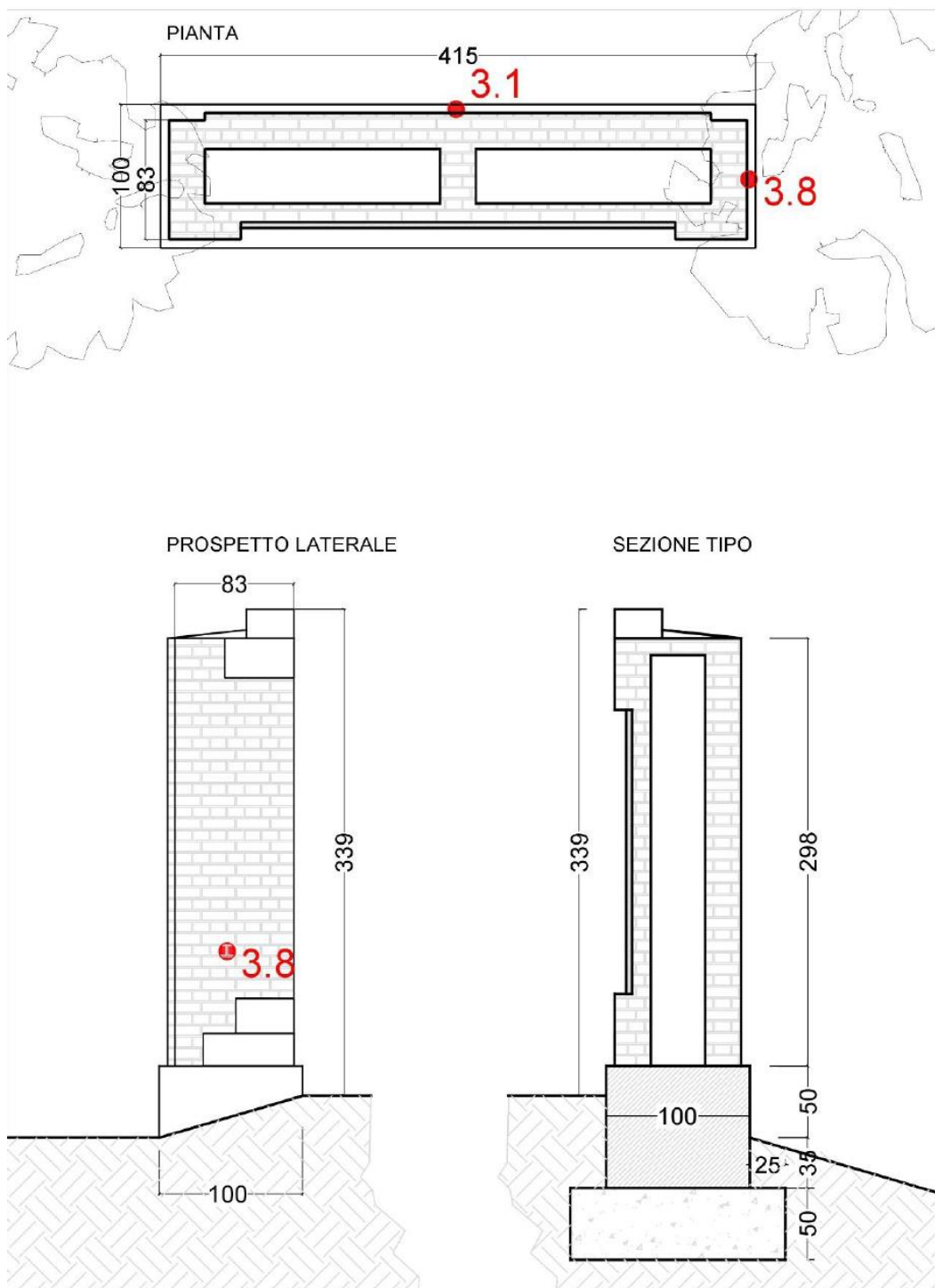
Al fine di definire le caratteristiche costruttive dell'epigrafe sono state condotte analisi conoscitive dalla In Situ Srl nel febbraio 2020. Si allega il report relativo alle indagini eseguite su diversi manufatti del Porto Fluviale.



Vista aerea della zona



Epigrafe muraria



Planimetria e sezioni del manufatto (report In Situ)

3.2 Descrizione dell'intervento

L'intervento è finalizzato al raddrizzamento e consolidamento del sistema fondazionale dell'epigrafe e prevede la realizzazione di una sottofondazione in c.a. su micropali che da un lato permettono, mediante l'uso di martinetti idraulici, il raddrizzamento del manufatto e dall'altro riducono drasticamente il rischio di eventuali cedimenti in futuro.

4 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E PARAMETRI GEOTECNICI

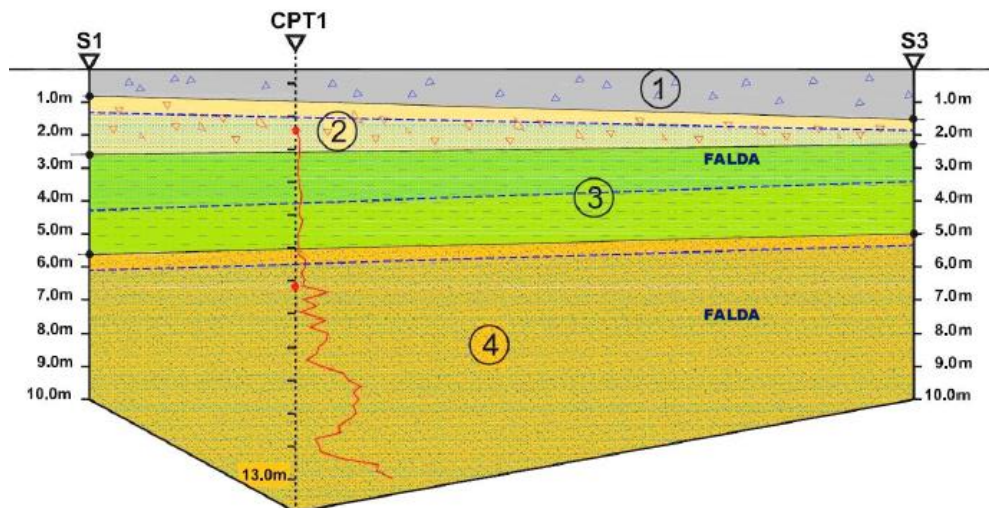
Vista l'entità modesta dell'intervento e la disponibilità di diversi studi eseguiti nell'area negli ultimi anni non si è ritenuta necessaria una specifica indagine per la definizione delle caratteristiche geologiche e la scelta dei parametri geotecnici del terreno che risultano piuttosto noti.

In particolare, si è fatto riferimento a quanto riportato alle relazioni geologiche del dott. geol. Massimo Valent per gli interventi di musealizzazione del fondo Cossar (2015) e del dott. geol. Federico Pizzin del febbraio 2023 per la realizzazione di portali contapersone (2023) e per lo studio idrogeologico-idraulico e morfologico delle aree archeologiche del Porto Fluviale, del Foro e del Decumano (2024).

Si riportano di seguito le stratigrafie riportate nelle relazioni geologiche suddette.



Relazione geologica 2015 - Ubicazione delle indagini eseguite da foto aerea



Relazione geologica 2015 - Sezione geologica indicativa

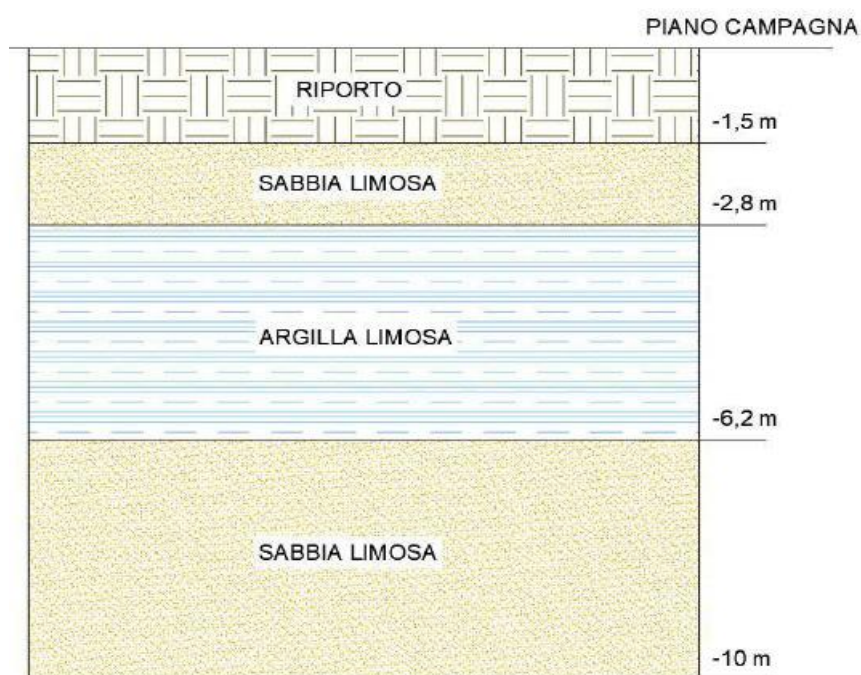
Orizzonte litotecnico	Profondità media da p.c.	Comportamento	Pesi volume (t/m³) dry/sat	Cu (Kg/cm³)	Φ (°)	Dr (%)
1+2 - Sabbia limo-argillosa con laterizi e resti ARCHEOLOGICI	0.0m ÷ 2.2m	Comportamento misto, prev granulare	1.7/1.9	-	29°	20÷30
3 - Limo sabbioso e Argilla poco consistenti	2.2m ÷ 6.5m	Comportamento prev coesivo	1.8/2.0	Cu=0.3÷0.4	-	-
4a - Sabbia limosa mediamente addensata	6.5m ÷ 9.0m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	33°	50÷60
4b - Sabbia scarsamente limosa addensata	9.0m ÷ 13m	Comportamento granulare	1.8/2.0	-	38°	80÷100

Falda (profondità indicative):

1° falda: 1.5m÷3.5m

2° falda: >5.5m

Relazione geologica 2015 - Stratigrafia e caratterizzazione geotecnica



Relazione 2023 - Sezione geologica

STRATO	PROFONDITA'	TERRENO
1	da 0,00 a -1,50 m dal p.c.	riporto
2	da -1,50 a -2,80 m dal p.c.	sabbia limosa
3	da -2,80 a -6,20 m dal p.c.	argilla limosa
4	da -6,20 a -10,0 m dal p.c.	sabbia limosa

strato di riporto:

• peso di volume	γ	=	18 kN/m ³
• peso di volume saturo	γ_{sat}	=	20 kN/m ³
• angolo di attrito	ϕ	=	27°
• coesione	c	=	0 kN/m ²

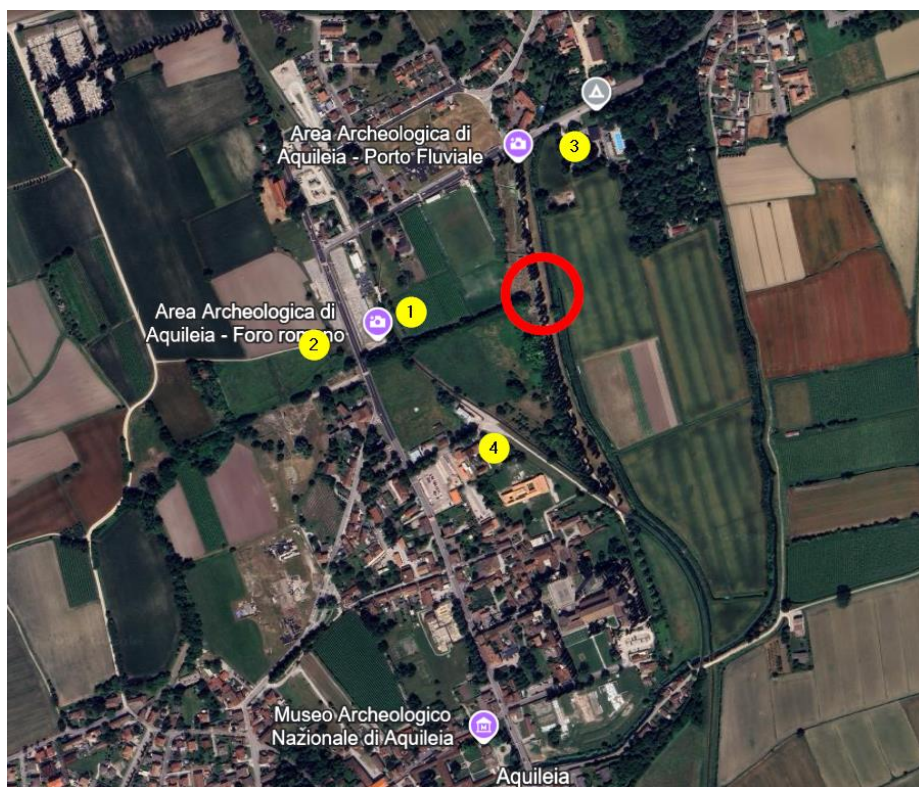
strato di sabbia e limo

• peso di volume	γ	=	18 kN/m ³
• peso di volume saturo	γ_{sat}	=	20 kN/m ³
• angolo di attrito	ϕ	=	27°
• coesione	c	=	0 kN/m ²

strato di argilla e limo

• peso di volume	γ	=	18 kN/m ³
• peso di volume saturo	γ_{sat}	=	19 kN/m ³
• angolo di attrito	ϕ	=	5°
• coesione non drenata	c	=	10-15 kN/m ²

Relazione 2025 - Parametri geotecnici



Relazione 2024 - Ubicazione prove

Dai sondaggi eseguito, dalla visione dei luoghi e dalla bibliografia raccolta si risale ad una **situazione stratigrafica** media abbastanza chiara.

Detto ciò, di seguito si esplicita il **modello geologico correlato al volume significativo**:

STRATO	PROFONDITA'	TERRENO
1	da 0,00 a -1,50 m dal p.c.	limo sabbioso con riporto di varia tipologia
2	da -1,50 a -2,50 m dal p.c.	sabbia limosa con presenza di materiali antropici
3	da -2,50 a -3,50 m dal p.c.	limo sabbioso
4	da -3,50 a -5,50 m dal p.c.	argilla limosa
5	da -5,50 a -6,50 m dal p.c.	sabbia limosa poco addensata
6	da -6,50 a oltre -10,0 m dal p.c.	sabbia addensata

Relazione 2024 - Stratigrafia

La velocità equivalente delle onde di taglio Vs, (convenzionalmente calcolata nei primi trenta metri di profondità a partire dal piano campagna), è pari a circa 103 m/s, che riconduce il tipo di suolo alla **categoria stratigrafica D**, mentre la **categoria topografica è la T1**.

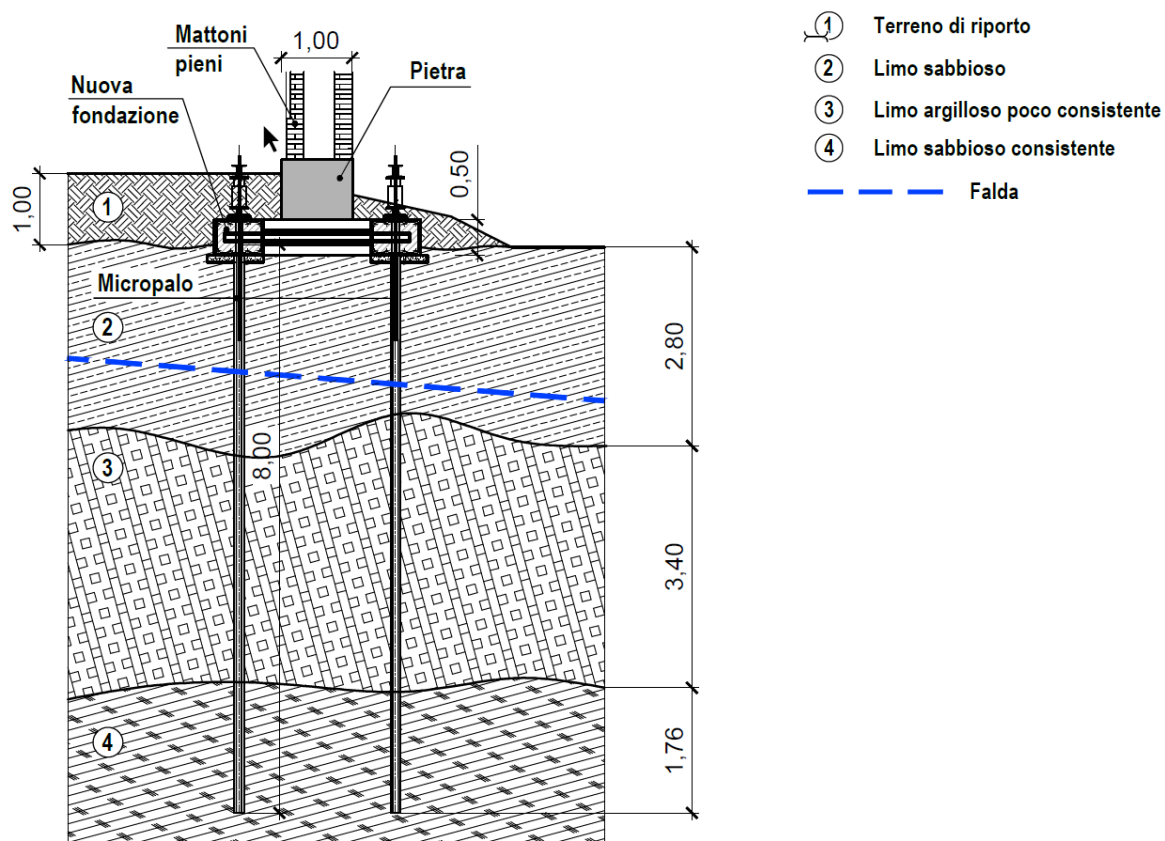
		P4			P3			P2			P1		
		Limo sabbioso	Limo argilloso	Limo sabbioso	Limo sabbioso	Limo argilloso	Limo sabbioso con ghiaia	Limo sabbioso	Limo argilloso	Limo sabbioso	Argilla	argilla sabbiosa	Sabbia limosa
Altezza strato	m	2,1	2	0,8	2,7	1,4	0,8	1,9	2	1	1,7	0,5	1
Profondità strato	m	2,1	4,1	4,9	2,7	4,1	4,9	1,9	3,9	4,9	1,7	2,2	3,2
Quota falda		1,60			1,50			1,60			0,30		
Peso unità di volume saturo	kN/m ³ γ	18,73	18,14	21,28	18,44	18,24	20,79	18,44	18,14	18,63	18,14	18,44	21,77
Peso unità di volume	kN/m ³ γ	18,63	15,40	19,32	17,16	15,79	18,93	17,36	15,20	18,44	15,49	17,55	19,81
Coesione non drenata Cu	kPa cu	31,48	8,63	39,52	19,52	10,69	34,42	20,69	7,96	29,91	9,02	22,46	46,48
Angolo di attrito	° φ	22,28	20,61	22,88	21,40	20,76	22,50	21,48	20,51	22,17	20,64	21,62	23,41
Modulo di deformazione (Young)	MPa Ey	7,83	2,11	9,83	4,81	2,62	8,58	5,09	1,77	7,43	2,21	5,55	11,70
Modulo edometrico	Mpa Eedo	3,59	0,97	4,54	2,20	1,20	3,94	2,34	0,81	3,41	1,01	2,55	5,37
Modulo di deformazione a taglio dinamico	MPa G	44,91	13,09	55,99	28,39	16,05	48,97	29,97	11,08	42,79	13,66	32,51	65,54
Coefficiente di Poisson	v	0,34	0,35	0,33	0,34	0,35	0,34	0,34	0,35	0,34	0,50	0,34	0,33
Densità relativa	% Dr	32,06	5,68	30,51	21,96	8,99	28,17	24,25	3,60	25,53	11,20	25,51	39,14
Coefficiente spinta a riposo	K0	1,66	0,31	2,12	0,96	0,43	1,83	1,03	0,22	1,57	0,33	1,14	2,51
Classificazione AGI		Moderat. Consist. Poco consist. Consistente			Moderat. Cor Poco consist. Consistente			Moderat. Cor Privo di cons. Consistente			Poco consist. Moderat. Cor Consistente		
Dalle prove SPT													
N SPT		7,98	2,15	10,09	4,90	2,67	8,75	5,19	1,80	7,58	2,25	5,66	11,93

Relazione 2024 - Parametri geotecnici (prove penetrometriche P1-P2-P3-P4)

Per la progettazione del sistema fondazionale con particolare riferimento alla portata dei micropali, si è fatto riferimento alla stratigrafia riportata nella relazione del 2015 del dott. Valent in quanto più cautelativa rispetto alle altre due indicando uno strato intermedio di argilla limosa poco consistente di potenza 3,4 m tra le quote -2,8 e -6,2 m dal piano campagna che risulta essere quello al piede della scarpata dell'epigrafe.

Per la scelta dei valori N_{SPT} e pressione Mainard per la stima della portata laterale del micropalo si è fatto invece riferimento ai valori della prova P4 nella relazione del 2024 del dott. Pizzin essendo questa l'indagine più prossima all'epigrafe tra quelle elencate nelle tre relazioni geologiche.

Si riporta di seguito la stratigrafia di progetto e i parametri geotecnici della prova P4 della relazione geologica del 2024.



Stratigrafia di progetto

		P4		
		Limo sabbioso	Limo argilloso	Limo sabbioso
Altezza strato	m	2,1	2	0,8
Profondità strato	m	2,1	4,1	4,9
Quota falda		1,60		
Peso unità di volume saturo	kN/m ³ γ	18,73	18,14	21,28
Peso unità di volume	kN/m ³ γ	18,63	15,40	19,32
Coesione non drenata Cu	kPa cu	31,48	8,63	39,52
Angolo di attrito	° φ	22,28	20,61	22,88
Modulo di deformazione (Young)	MPa Ey	7,83	2,11	9,83
Modulo edometrico	Mpa Eedo	3,59	0,97	4,54
Modulo di deformazione a taglio dinamico	MPa G	44,91	13,09	55,99
Coefficiente di Poisson	v	0,34	0,35	0,33
Densità relativa	% Dr	32,06	5,68	30,51
Coefficiente spinta a riposo	K0	1,66	0,31	2,12
Classificazione AGI	Moderat. Consist. Poco consist. Consistente			
Dalle prove SPT				
N SPT		7,98	2,15	10,09
Pressione Meinard	MPa	0,53	0,14	0,67

Stratigrafia e parametri di progetto

Per quanto attiene alla **categoria stratigrafica**, la relazione geologica del 2015 indica una categoria C mentre quelle del dott. Pizzin del 2023 e 2024 riconducono ad un terreno di categoria D.

Per il presente progetto si è fatto riferimento a quest'ultima categoria di terreno in quanto più cautelativa per l'azione sismica da utilizzare per la progettazione del nuovo sistema fondazionale dell'epigrafe.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
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.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente 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 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La **categoria topografica** è **T1**.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

5 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

I lavori previsti, limitati alla parte fondazionale del manufatto, sono classificabili come **interventi locali** ai sensi delle NTC 2018 in quanto sono volti a modificare una porzione limitata della struttura, non cambiano significativamente il comportamento globale della costruzione e non riducono il livello di sicurezza preesistente.

6 LIVELLO DI CONOSCENZA

Tenuto conto delle indagini eseguite sugli elementi portanti del manufatto si adotta un livello di conoscenza **LC3**.

7 ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio delle strutture

Strutture in mattoni:	18,00 kN/m ³
Strutture in pietra.:	22,00 kN/m ³
Strutture in c.a.:	25,00 kN/m ³
Strutture in acciaio:	78,50 kN/m ³

		Larghezza a, m	Altezza h, m	Lunghezza L, m	Volume m ³	numero	Peso unitario kN/m ³	Peso kN
Esistente	pietra superiore	0,9	0,16	4	0,58		22	12,67
	mattonio pieni	0,9	3,05	4	10,98		18	197,64
	pietra inferiore	1	0,85	4,1	3,49		22	76,67
	plinto in c.a.	3	0,5	5,3	7,95		25	198,75
	Totale esistente:							485,73
Nuovo	Travi di fondazione	0,7	0,5	5,32	1,86	2	25	93,10
	Totale:							578,83

8 CARICO NEVE

Carico neve caratteristico sulla copertura:

$$q_s = q_{sk} * \mu_1 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

9 CARICO VENTO

CALCOLO AZIONE DEL VENTO AI SENSI DELLE NTC 2018

Dati di input:

Zona:	1
Classe di rugosità del terreno:	C
Categoria di esposizione:	II
Altezza dal suolo (z):	4,06 m
Altitudine sul livello del mare (a_s):	1 m
Coefficiente di forma (c_f):	1,00
Coefficiente dinamico (c_d):	1,00
Coefficiente di altitudine (c_a):	1,00
Periodo di ritorno (T_R):	50 anni

Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

$v_{b,0}$	25 m/s
a_0	1000 m
k_s	0,4 1/s

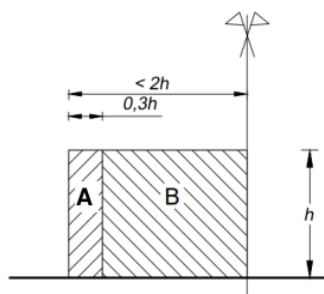
Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

k_z	0,19
z_0	0,05 m
z_{min}	4 m

Velocità base di riferimento (v_b):	25 m/s
Coefficiente di ritorno (c_r):	1,00
Velocità di riferimento (v_r):	25 m/s
Pressione cinetica di riferimento (q_b):	391 N/m ²
Coefficiente di topografia (c_t):	1,0
Coefficiente di esposizione (c_e):	1,81

Pressione del vento (p)	707,7 N/m ²
-------------------------	------------------------

Per la definizione dei coefficienti di pressione globali dei muri e parapetti, la CNR-DT 207/2018 distingue due zone: la zona A, localizzata in prossimità degli spigoli, e la zona B, relativa alla parte centrale dell'elemento.



Si riporta di seguito la tabella G.X della CNR-DT 207/2018 con i coefficienti di pressione C_p

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Si riporta di seguito il calcolo della forza del vento

Vento		
Pressione del vento	p	707 [↑] N/m ²
Densità	ϕ	1
Altezza del muro	h	4,06 m
Lunghezza	L	4 m
	l/h	0,99
	0,3h	1,22 m
	2h	8,12 m
	4h	16,24 m
Coefficienti di pressione	C _{pA}	2,3
	C _{p,B}	1,4
Lunghezza zona A		1,22 m
Lunghezza zona B		1,56 m
Pressione del vento zona A		1626,1 N/m ²
Pressione del vento zona B		989,8 N/m ²
Forza risultante orizzontale		
Zona A		8,04 kN
Zona B		6,29 kN
Zona A		8,04 kN
Forza complessiva		22,37 kN

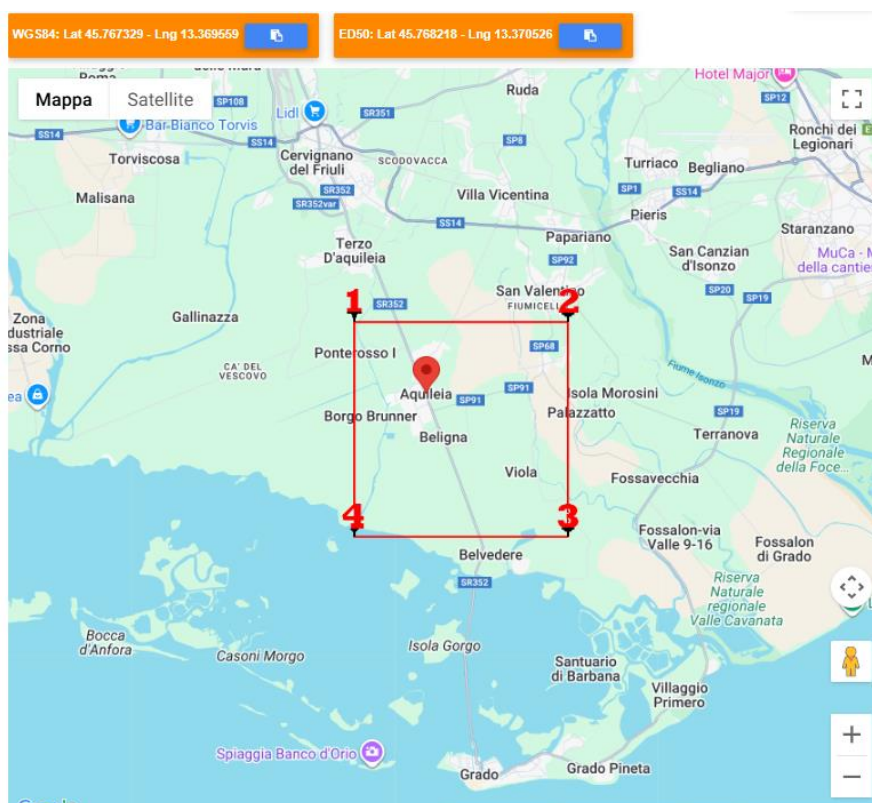
10 PARAMETRI SISMICI DI PROGETTO

10.1 Coordinate del sito

Latitudine - 45.655117

Longitudine - 13.794413

10.2 Siti di riferimento



10.3 Vita nominale

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

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

10.4 Classe d'uso

2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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.

10.5 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

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

$$V_R = V_N * C_U = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

10.6 Categoria di sottosuolo e categoria topografica

Si riporta di seguito stralcio della relazione geologica suddetta con il modello geologico e geotecnico di riferimento

delle onde di taglio. Il modello di inversione consente di definire la seguente sismostratigrafia in termini di onde di taglio:

sismostrato	V_s (m/s)	Spessore (m)
1	61	4,20
2	116	30,00
3	167	Inf.
$V_s=103$ m/s (relativo a piano campagna)		

La velocità equivalente delle onde di taglio V_s , (convenzionalmente calcolata nei primi trenta metri di profondità a partire dal piano campagna), è pari a circa 103 m/s, che riconduce il tipo di suolo alla categoria stratigrafica D, mentre la categoria topografica è la T1.

Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

☐ A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

☐ B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

☐ C Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

☒ D Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

☐ E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

☒ T1

☐ T2 in sommità al pendio

☐ T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza

☐ T4 in cresta al rilievo

100 quota relativa (%)

Spettri di progetto

☐ Usa spettri esterni Sfoglia...

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro

Avanti >

Annulla

Aggiorna

Categoria di sottosuolo
Categoria topografica

D
T1

10.7 Parametri sismici

Si riportano di seguito i parametri spettrali in funzione dello stato limite.

Valutazione della pericolosità sismica

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA

p.e. 10% in 50 anni

Nota: per il calcolo dei parametri sismici
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu

Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1,2,3,4,5]

Vertici della maglia elementare INGV [riferimento ED50]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
11431	13.347	45.735	4.207
11432	13.418	45.735	5.252
11210	13.418	45.785	4.068
11209	13.346	45.785	2.641

Coordinate geografiche [riferimento WGS84]

Località: AQUILEIA (UD) Trova

Longitudine: 13.3700 Latitudine: 45.7680 Applica

Applica la Risposta Sismica Locale ☐ RSL

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c [sec]
SLO	81	30.11	0.0333	2.590	0.220
SLD	63	50.29	0.0424	2.552	0.250
SLV	10	474.56	0.1046	2.557	0.360
SLC	5	974.79	0.1348	2.591	0.380

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza
50	1	50	100

☐ Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO) Reset Calcola

Annulla OK

Passo 3

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.033	1.800	2.590	0.638	0.195	0.586	1.733
SLD	0.042	1.800	2.552	0.709	0.208	0.625	1.770
SLV	0.105	1.800	2.557	1.116	0.250	0.750	2.018
SLC	0.135	1.800	2.591	1.284	0.257	0.771	2.139

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z

1.0 1.0 1.0 1.0 1.0 1.0 1.5

Smorzamento... 1.0 1.0 <= Esistenti v. fragili

Utilità

☒ ND - non dissipativa

☐ B - media

☐ A - alta

Regolarità

☒ in pianta

☒ in altezza

Edifici isolati

2.0 T is

10.0 s esi

Info...

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

10.8 Azione sismica

Il carico sismico è stimato con analisi lineare statica con fattore di comportamento con riferimento, vista la dimensione limitata del manufatto, al solo primo modo di vibrare.

$$F = S_e(T_1) \times W / q$$

dove:

F è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale;

W è il peso dell'elemento;

$S_e(T_1)$ è l'ordinata dello spettri di risposta elastico;

q è il fattore di comportamento dell'elemento.

Il periodo proprio del muro è stato definito con la formula semplificata della Circolare alla NTC

$$T_1 = c_1 H^{3/4} \quad [C7.3.2]$$

$$T = 0,05 \times 4,06^{3/4} = 0.14 \text{ s}$$

Il fattore di comportamento è stato assunto pari a quello indicato per gli edifici in muratura ordinaria nelle NTC2018.

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)	
Costruzioni di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura confinata	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Qualora non si proceda a un'analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

– costruzioni di muratura ordinaria	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,7$
– costruzioni di muratura armata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$
– costruzioni di muratura armata progettate con la progettazione in capacità	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
– costruzioni di muratura confinata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,6$
– costruzioni di muratura confinata progettate con la progettazione in capacità	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

$$q = 1.75 \alpha_u/\alpha_1 = 1,75 \times 1,7 = 2,9$$

Per il calcolo successivo è stato adottato cautelativamente il valore di $q = 2.5$.

Sisma		
	ag	0,105
	F0	2,557
	S	1,8
	T	0,14 s
	Tb	0,25 s
	Tc	0,75 s
	Td	2,02 s
	n	1
	Sc(T)	0,36
	q	2,5
Peso della struttura	W tot	286,98 kN
Forza sismica	F tot	41,02 kN

11 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le combinazioni delle azioni adottate nelle verifiche risultano in accordo a quanto indicato nel §2.5.3 delle NTC 2018 con i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I validi per i diversi carichi agenti sulla costruzione.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

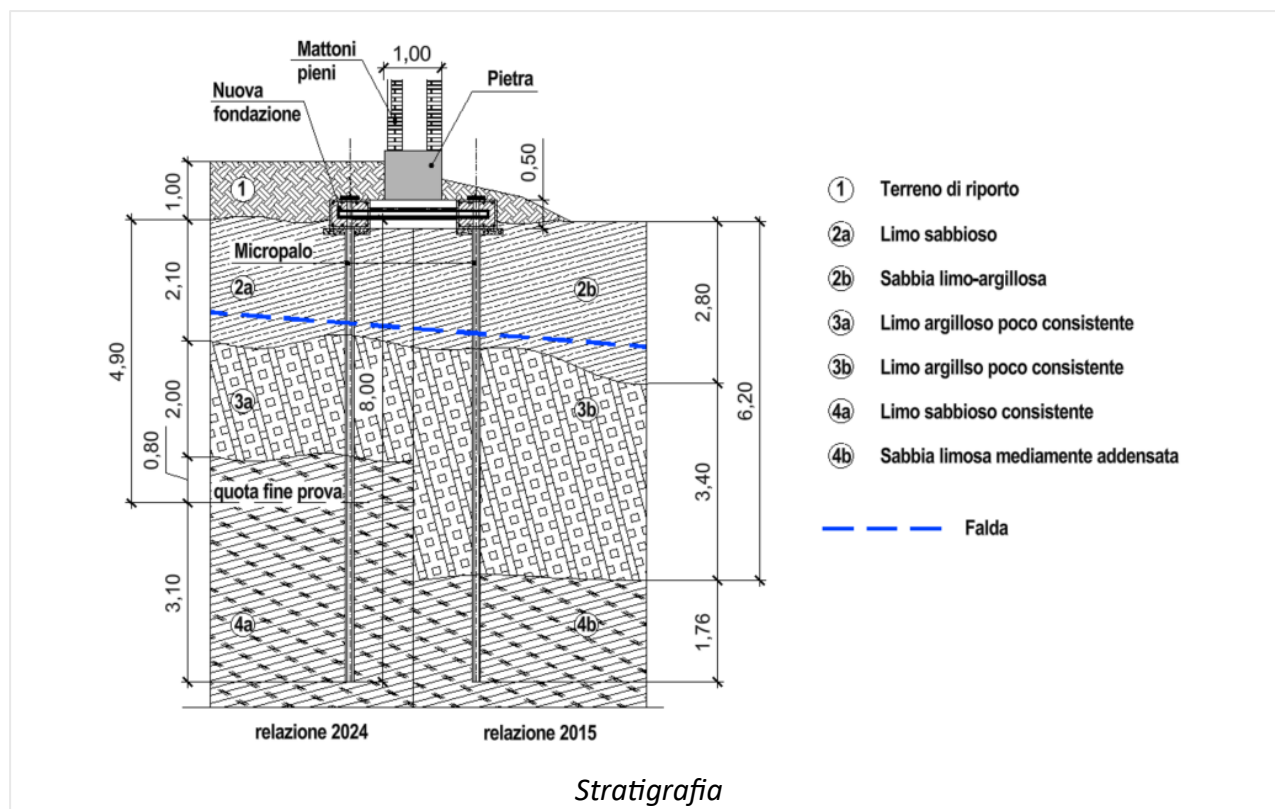
$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.6]

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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

12 VERIFICA DEI PALI

Il calcolo della capacità portante del complesso palo-terreno viene eseguito considerando la stratigrafia riportata nel capitolo 4.4. Si riportano di seguito lo schema della stratigrafia e le proprietà dei terreni considerati nel calcolo.



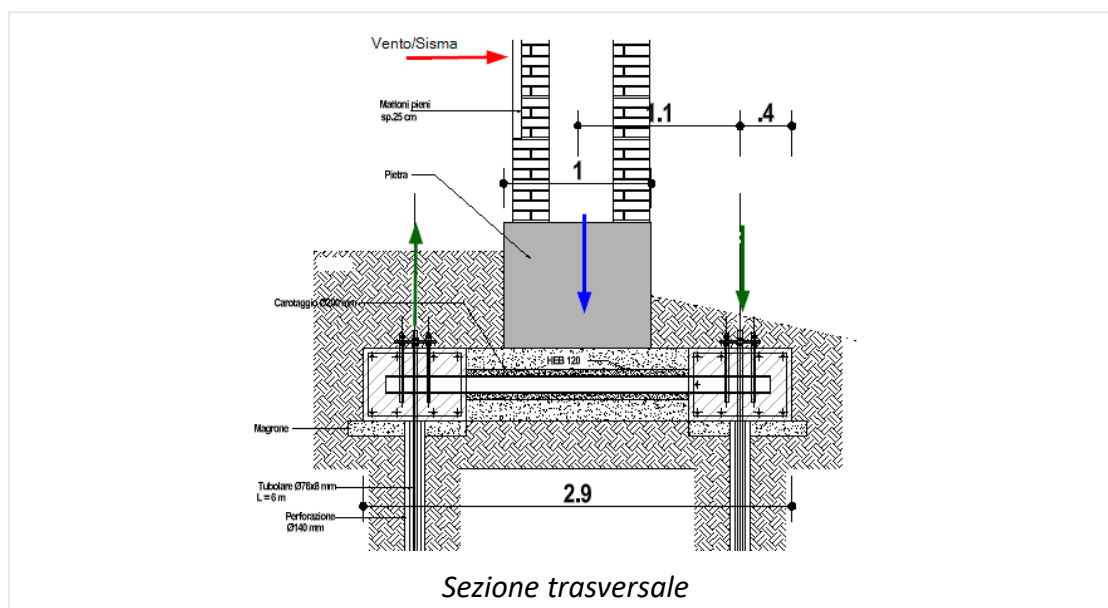
		P4		
		Limo sabbioso	Limo argilloso	Limo sabbioso
Altezza strato	m	2,1	2	0,8
Profondità strato	m	2,1	4,1	4,9
Quota falda		1,60		
Peso unità di volume saturo	kN/m ³ γ	18,73	18,14	21,28
Peso unità di volume	kN/m ³ γ	18,63	15,40	19,32
Coesione non drenata Cu	kPa c_u	31,48	8,63	39,52
Angolo di attrito	° ϕ	22,28	20,61	22,88
Modulo di deformazione (Young)	MPa E_y	7,83	2,11	9,83
Modulo edometrico	Mpa E_{edo}	3,59	0,97	4,54
Modulo di deformazione a taglio dinamico	MPa G	44,91	13,09	55,99
Coefficiente di Poisson	ν	0,34	0,35	0,33
Densità relativa	% D_r	32,06	5,68	30,51
Coefficiente spinta a riposo	K_0	1,66	0,31	2,12
Classificazione AGI		Moderat. Consist. Poco consist. Consistente		
Dalle prove SPT				
N SPT		7,98	2,15	10,09
Pressione Meinard	MPa	0,53	0,14	0,67

Carico limite verticale

Si riporta di seguito il calcolo della resistenza verticale del palo-terreno secondo Bustamante e Doix

Diametro	Dd	0,14	m
Metodologia di realizzazione		IGU	
Tipo di terreno		Limo	
Coefficiente α		1,1	
Diametro efficace	Ds	0,15	m
Lunghezza dell'armatura dentro del plinto		0,5	m
Lunghezza del palo nel primo strato		2,8	m
Lunghezza del palo nel secondo strato		3,4	m
Lunghezza del palo nel terzo strato		1,8	m
Lunghezza del palo nel quarto strato		0	m
Lunghezza totale del palo (sotto fondazione)	L	8,0	m
Tratto di micropalo connesso al terreno	Ls1	2,8	m
	Ls2	3,4	m
	Ls3	1,8	
Pressione Menard	P _{LM1}	0,53	Mpa
	P _{LM2}	0,14	Mpa
	P _{LM3}	0,67	Mpa
Tensione di attrito laterale che si sviluppa all'interfaccia palo-terreno	qs1	85	kPa
	qs2	20	kPa
	qs3	100	kPa
Capacità portante dovuta all'attrito laterale	R _L	235,13	kN
Capacità portante alla base	R _B	23,51	kN
Coefficienti di sicurezza (R3)			
Tipo di palo		Pali trivellati	
Coefficiente di sicurezza sulla resistenza di punta (base)	$\gamma_{R,p} =$	1,35	
Coefficiente di sicurezza sulla resistenza laterale per trazione:	$\gamma_{R,s} =$	1,25	
Coefficiente di sicurezza sulla resistenza laterale per compressione	$\gamma_{R,s} =$	1,15	
Fattori di correlazione			
Numero di verticali indagate	$n_v =$	4	
	$\xi_3 =$	1,55	
	$\xi_4 =$	1,42	
Calcolo della resistenza laterale			
Resistenza laterale media:	R _{sm} =	235,13	kN
Resistenza laterale caratteristica:	R _{sk} =	151,70	kN
Resistenza laterale di progetto trazione:	R _{sd} =	121,36	kN
Resistenza laterale di progetto compressione:	R _{sd} =	131,91	kN
Calcolo della resistenza di punta (10% di laterale)			
Resistenza di punta di progetto:	R _{pd} =	13,19	kN
Calcolo della resistenza totale			
Verifica di compressione			
Resistenza di compressione di progetto	R _{td} =	145,10	kN
Verifica di trazione			
Resistenza di trazione di progetto	R _{td} =	121,36	kN

Si riporta di seguito uno schema statico del calcolo



Si riporta di seguito stima delle azioni agenti sui micropali

Distanza dal baricentro pietra inferiore al palo				1,1 m
Numero tot dei pali				6
Numero dei pali su un lato				3
Azioni agenti sul muro				
PP	SLE	Peso del muro	$G_{2,c}$	485,73 kN
	SLU	Peso del muro	$G_{2,d}$	631,45 kN
Vento		Altezza della risultante vento	h_v	2,03 m
		Vento SLE	$Q_{1,c}$	22,37 kN
	SLE	Momento alla base dal Vento	$M_{q1,c}$	45,41 kNm
		Coppia su un lato dal Vento	$V_{q1,c}$	20,64 kN
		Vento SLU	$Q_{1,d}$	33,55 kN
	SLU	Momento alla base dal Vento	$M_{q1,d}$	68,11 kNm
Sisma		Coppia su un lato dal Vento	$V_{q1,d}$	30,96 kN
		Altezza dell'applicazione sisma	h_s	2,03 m
		Forza sismica	$F_{s,c,d}$	41,02 kN
	SLV	Momento alla base dalla Sisma	$M_{s,c,d}$	83,27 kNm
		Coppia su un lato dalla Sisma	$V_{s,c,d}$	37,85 kN

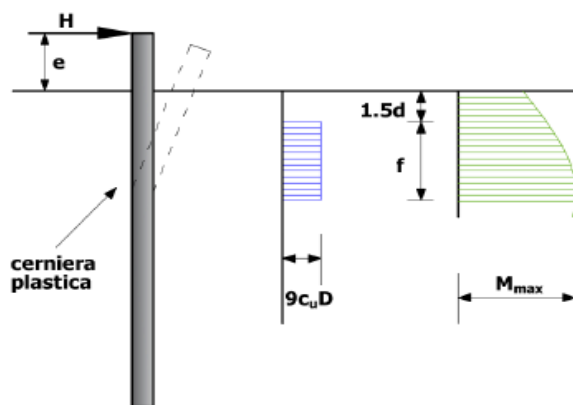
Sollecitazioni (tutto muro)	
Peso proprio del muro e della fondazione in condizioni SLE	
Reazione a sinistra	$-485,73/2-93,10/2= -289,42 \text{ kN}$
Reazione a destra	$-485,73/2-93,10/2= -289,42 \text{ kN}$
Cmb SLU	
Reazione a sinistra	$-631,45/2-121,03/2+30,96= -345,28 \text{ kN}$
Reazione a destra	$-631,45/2-121,03/2-30,96= -407,20 \text{ kN}$
Cmb SLV	
Reazione a sinistra	$-485,73/2-93,10/2+37,85= -251,57 \text{ kN}$
Reazione a destra	$-485,73/2-93,10/2-37,85= -327,27 \text{ kN}$

In ipotesi della trave di fondazione rigida, si considera la distribuzione del carico lineare tra i pali.

Verifica palo-terreno a trazione e compressione			
Cmb SLV			
Numero dei pali		3	
Trazione max su un palo		Non c'è trazione	
Resistenza di trazione di progetto	$R_{t,Rd}$	121,36 kN	
Compressione max su un palo	$F_{c,Ed}$	-109,09 kN	
Resistenza di compressione di progetto	$R_{c,Rd}$	145,10 kN	
Verifica		OK	
	$F_{c,Ed}/R_{c,Rd}$	0,75	
Cmb SLU			
Numero dei pali		3	
Trazione su un palo		Non c'è trazione	
Resistenza di trazione di progetto	$R_{t,Rd}$	121,36	
Compressione su un palo	$F_{c,Ed}$	-135,73 kN	
Resistenza di compressione di progetto	$R_{c,Rd}$	145,10 kN	
Verifica		OK	
	$F_{c,Ed}/R_{c,Rd}$	0,94	
Cmb SLE per raddrizzamento			
Numero dei pali		3	
Compressione max su un palo	$F_{c,Ed}$	-96,47 kN	
Resistenza di compressione di progetto	$R_{c,Rd}$	145,10 kN	
Verifica		OK	
	$F_{c,Ed}/R_{c,Rd}$	0,66	

Carico limite orizzontale

Per la definizione della capacità portante laterale del palo-terreno nei terreni coesivi con la testa di palo libera a ruotarsi e nel caso di palo lungo, si utilizza il seguente schema statico



Palo libero di ruotare in testa, terreno coesivo, palo lungo.

Si riporta di seguito il calcolo della resistenza laterale del palo-terreno secondo teoria Brooms

Diametro palo	D	0,14 m
Lunghezza palo	L	8 m
Rapporto	L/D	57,14
Profilo tubolare		76x8
Modulo di resistenza elastico	W	26,35 cm ³
Tensione di snervamento acciaio carat.	f_{yk}	355 N/mm ²
Tensione di snervamento acciaio di progetto	f_{yd}	338,1 N/mm ²
Momento resistente del profilo	$M_{y,Rd}$	8908810 N*mm 8,91 kNm
altezza di applicazione di forza dal livello del terreno	e	0,5 m
Rapporto	e/D	3,57

Le proprietà geotecniche degli strati attraversati dal micropalo sono valutate come media ponderata sull'intera lunghezza del fusto, in relazione agli spessori e alle caratteristiche dei terreni interessati dall'elemento di fondazione.

Dati del terreno

1° strato	Peso specifico del terreno	γ_1	18,63 kN/m ³
	angolo di attrito interno	ϕ_1	22,28 °
	spinta passiva	K_{p1}	2,22
	coesione non drenata	c_{u1}	31,48 kPa
	altezza strato	h_1	2,80
2° strato	Peso specifico del terreno	γ_2	18,14 kN/m ³
	angolo di attrito interno	ϕ_2	20,61 °
	spinta passiva	K_{p2}	2,09
	coesione non drenata	c_{u2}	8,63
	altezza strato	h_2	3,40 m
3° strato	Peso specifico del terreno	γ_3	21,28 kN/m ³
	angolo di attrito interno	ϕ_3	22,88 °
	spinta passiva	K_{p3}	2,27
	coesione non drenata	c_{u3}	39,52
	altezza strato	h_3	1,80 m
Media ponderata	Peso specifico del terreno	γ_p	19,02 kN/m ³
	angolo di attrito interno	ϕ_p	21,71 °
	spinta passiva	K_{pp}	2,18
	coesione non drenata	c_{up}	23,58
	Altezza	h_p	8,00 m

Testa libera

PALO LUNGO

Forza orizzontale ultima	H_u	10,12 kN
Momento massimo	M_u	8,91 kNm
Altezza del punto di Mmax	f	0,34 m

Si riportano in seguito i valori dei carichi orizzontali agenti sul muro

Numero tot dei pali				6
Numero dei pali su un lato				3
Azioni agenti sul muro				Su un palo
SLE	Vento SLE	$Q_{1,c}$	22,37 kN	3,73 kN
SLU	Vento SLU	$Q_{1,d}$	33,55 kN	5,59 kN
SLV	Forza sismica	$F_{s,c,d}$	41,02 kN	6,84 kN

Verifica palo terreno ai carichi orizzontali

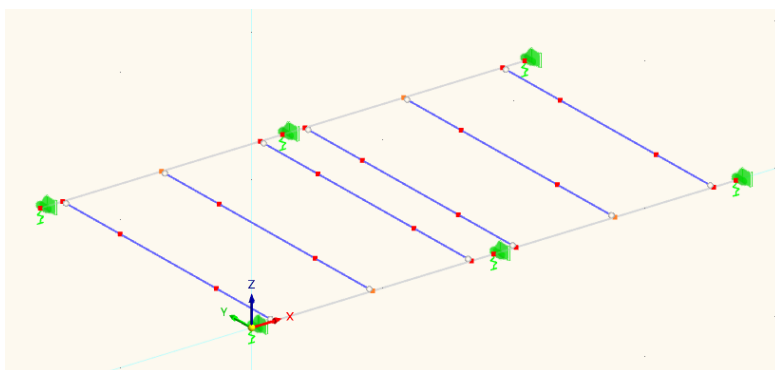
Tipo di incastro	Testa libera	
Carico max orizzontale applicato su un palo		
cmb Sisma (SLV)	F _{Ed}	6,84 kN
Forza orizzontale ultima caratt.	H ult	10,12 kN
Coefficiente parziale di resistenza (R3)	γ _T	1,3
Forza orizzontale ultima di progetto	H _{ult,Rd}	7,78 kN
Verifica	OK	
	F _{Ed} /H _{ult,Rd}	0,88
cmb Vento (SLU)	F _{Ed}	5,59 kN
Forza orizzontale ultima caratt.	H ult	10,12 kN
Coefficiente parziale di resistenza (R3)	γ _T	1,3
Forza orizzontale ultima di progetto	H _{ult,Rd}	7,78 kN
Verifica	OK	
	F _{Ed} /H _{ult,Rd}	0,72

13 VERIFICA DELLE TRAVI DI FONDAZIONE

Modello numerico FEM

Per la definizione delle sollecitazioni è stato sviluppato un modello numerico ad elementi finiti mediante il programma di calcolo DLUBAL RFEM Dlubal Software GmbH.

Le travi di fondazione sono state modellate come elementi beam con vincoli cedevoli elastici verticali (molle) con costante funzione della cedevolezza dei micropali.



Stima della rigidezza del palo

Il calcolo si basa sul metodo di Poulos. Viene stimato il cedimento del palo, utilizzando i grafici per definire i fattori correttivi.

$$\rho = \frac{P \cdot l}{E_s \cdot d} ; \text{ Con } l = l_0 R_k R_h R_v$$

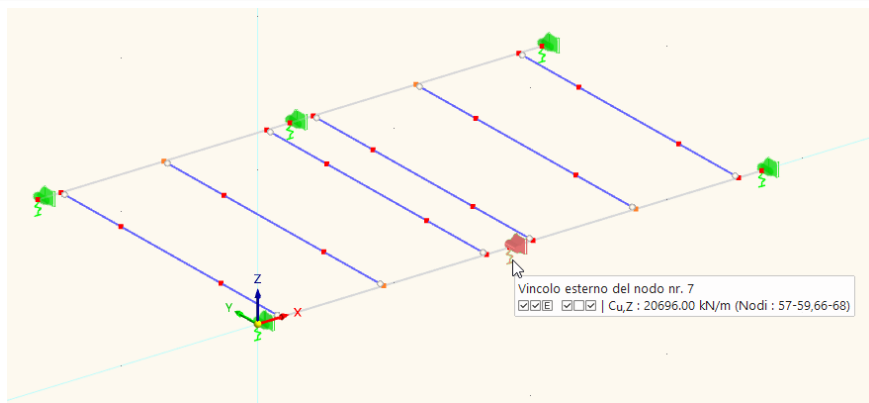
Lunghezza del palo	L	8 m	
Diametro del palo	D	0,14 m	
	L/D	57,143	
Diametro di bulba	Db	0,14 m	
	Db/D	1	
Coef. Poisson	vs	0,33	
carico assiale applicato massimo (carico ultimo)	P	134,95 kN	
incompressibile in una massa seminfinita e per	I ₀	0,055	
fattore di correzione per la compressibilità del palo	R _k	1,3	Vedi diagrammi
fattore di correzione per profondità dello strato, finita su una base rigida. Non si considera questo valore se il palo è sospeso e porta prevalentemente per attrito laterale	R _h		
fattore di correzione per il coefficiente di Poisson del terreno, v _s	R _v	0,93	
	l	0,0665	
profondità totale dello strato	h	8 m	
modulo di Young del palo	E _p	28000000 kN/m ²	
modulo di deformazione del suolo	E _s	9830 kN/m ²	
Fattore di compressibilità	K=E _p /E _s	2848,42	
cedimento della testa del palo sotto il carico ultimo di progetto			
	ρ ₁	0,0065205 m	
		0,652 cm	

I diagrammi (che non sono inseriti nella relazione) riportano i valori dei fattori di correzione in funzione di rapporto L/d, rapporto delle rigidezze K, della profondità e del coefficiente di Poisson.

Conoscendo il cedimento stimato e il carico assiale si ricava la rigidezza del complesso palo-terreno

Cedimento	δ	0,00652 m
Carico	N	134,95 kN
Rigidezza	E _p	20696 kN/m

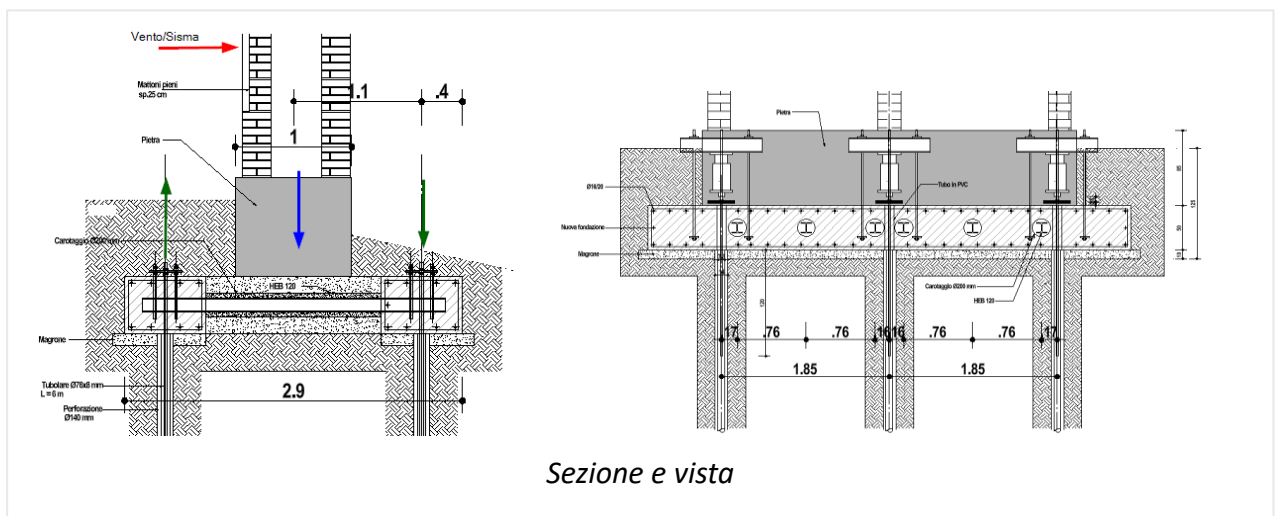
Si riporta di seguito la vista del modello numerico



Vista unifilare del modello

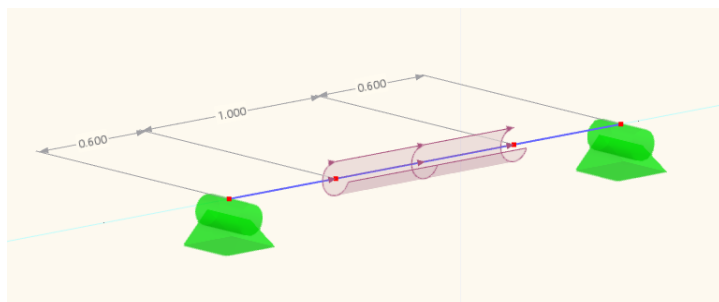
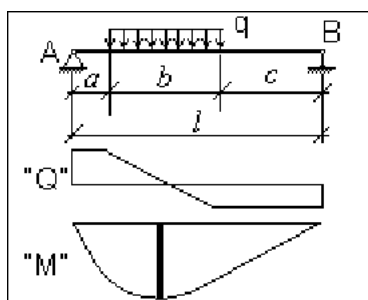
13.1 Traversi in acciaio

Trattasi della trave HEB 120 di collegamento tra due nuovi travi di fondazione.



Sezione e vista

Il carico del peso del muro, di vento e di sisma viene considerato come un carico distribuito su 1 metro in mezzeria della trave



Dati geometrici della trave:

Numero delle travi	n	6
Lunghezza trave	L	2,2 m
Sezione		HE 120 B
Area	A	34,0 cm ²
Momento resistente	W	144,1 cm ³
Modulo Inerzia	J	864,4 cm ⁴
Classe acciaio		S275
Resistenza di snervamento carat.	f _{yk}	275 N/mm ²
Resistenza di snervamento di progetto	f _{yd}	262 N/mm ²
Modulo di deformazione	E	210.000 N/mm ²

Forza orizzontale del vento Hv= 22.37 kN

Forza orizzontale di sisma Hs=41.02 kN

Le larghezze di influenza della trave HEB 120 risultano pari a

B_{max} = 0.76 metri; B_{min}=0.54 metri.

Lunghezza del muro è pari a 4.00 metri

Peso del muro (con eccezione del peso della fondazione)

$G_2 = (12.67 + 197.64 + 76.67) \cdot 0.76 / 4.00 = 54.53 \text{ kN}$

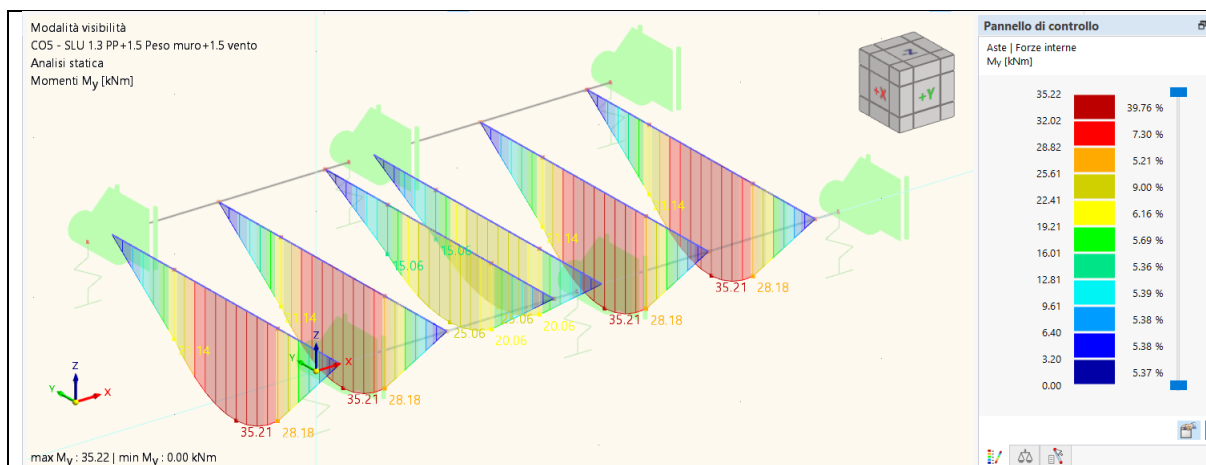
Carico orizzontale del vento $Q_{kh1} = 22.37 \cdot 0.76 / 4.00 = 4.25 \text{ kN}$

Carico orizzontale di Sisma $Q_e = 41.02 \cdot 0.76 / 4.00 = 7.79 \text{ kN}$

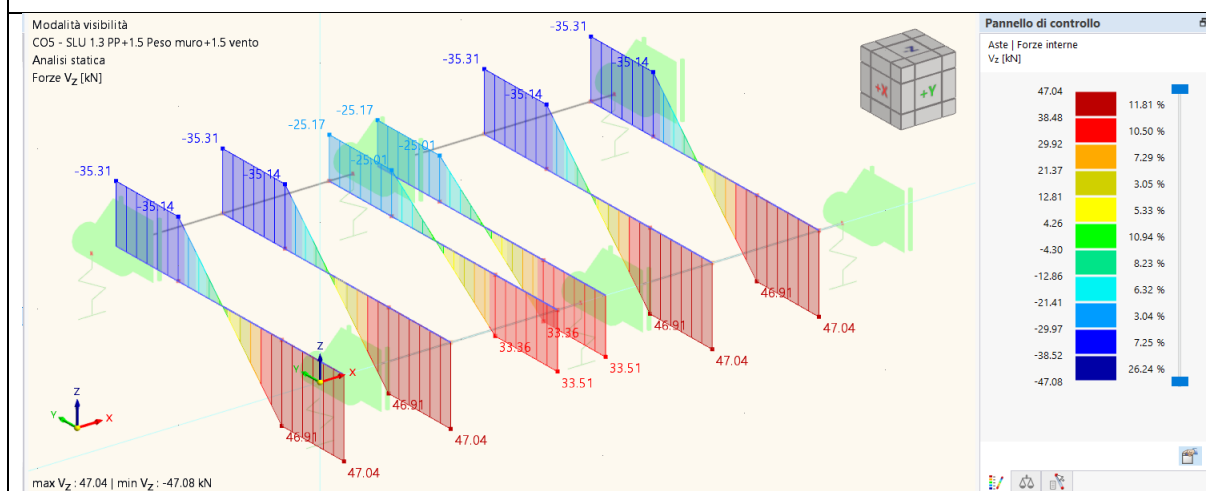
Si riportano di seguito i valori dei carichi distribuiti per casi di carico in forma tabellare

Carichi caratteristici			
		B=0,76m	B=0,54m
Peso proprio	G ₁	0,27	0,27
lunghezza di appoggio	b	1,00	1,00 m
distanza a = distanza c	a	1,21	1,21 m
Peso del muro	G ₂	54,53	38,74 kN/m
Carico orizzontale di vento	Q _{kh1}	4,25	3,02 kN
Momento alla base dal Vento	M _{k1}	8,63	6,13 kNm/m
Coppia su un lato dal Vento	Q _{kv1}	3,92	2,79 kN
Carico orizzontale di sisma	E _h	7,79	5,54 kN
Momento alla base dalla Sisma	M _E	15,82	11,24 kNm/m
Coppia su un lato dalla Sisma	Q _E	7,19	5,11 kN

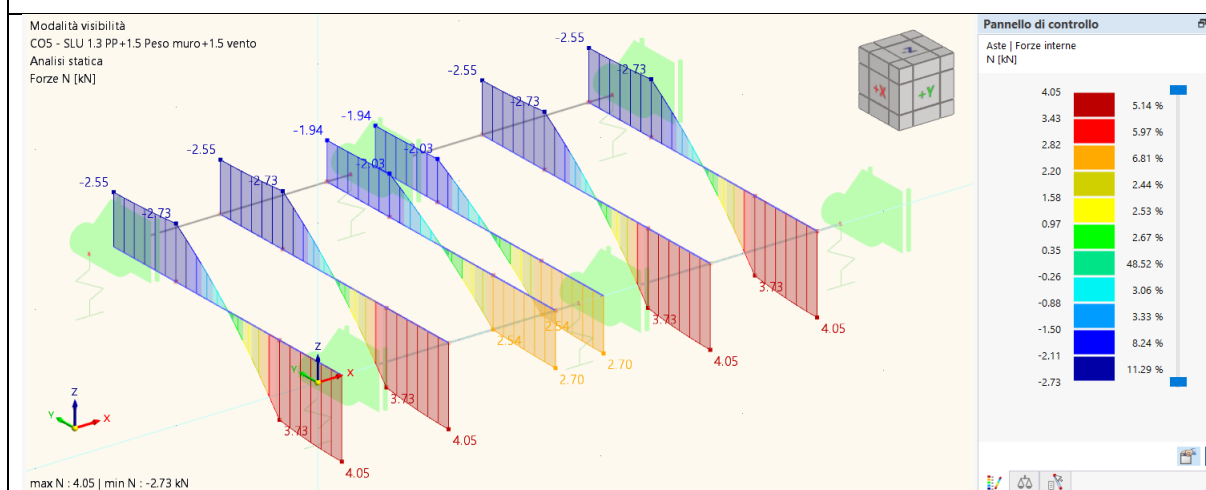
Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni sulle travi in acciaio.



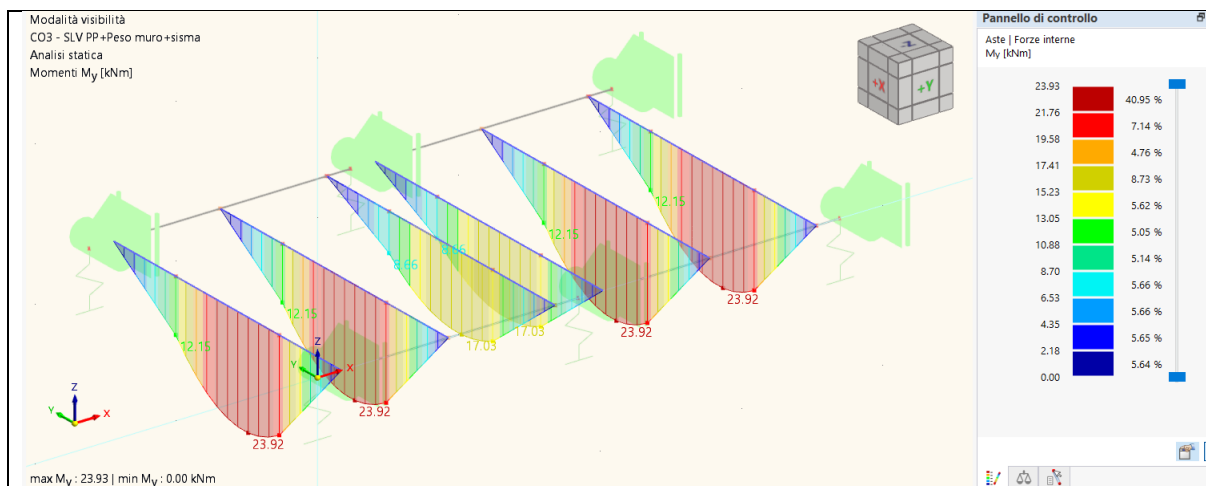
Momento flettente, cmb SLU, kNm



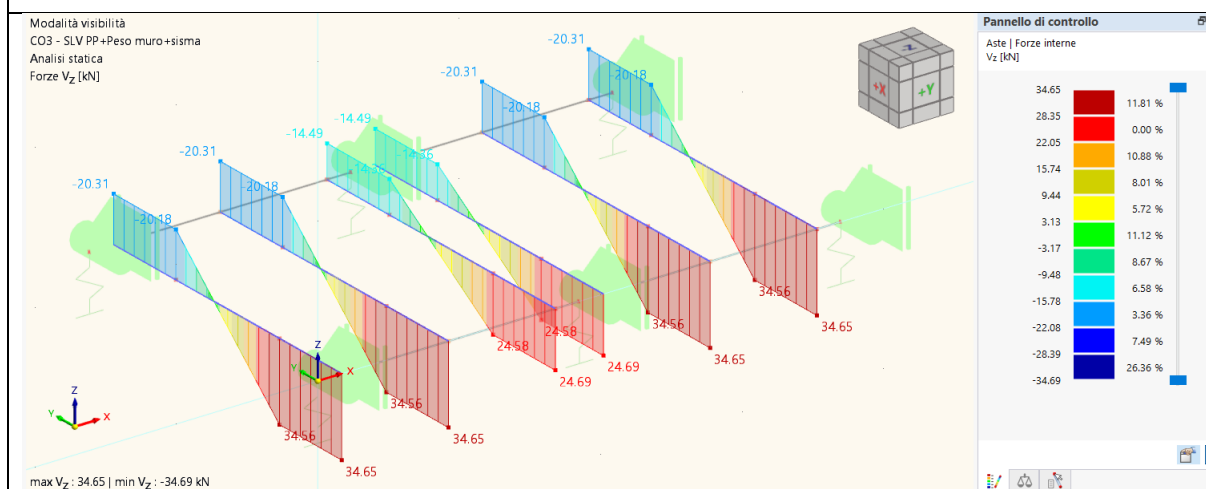
Taglio, cmb SLU, kN



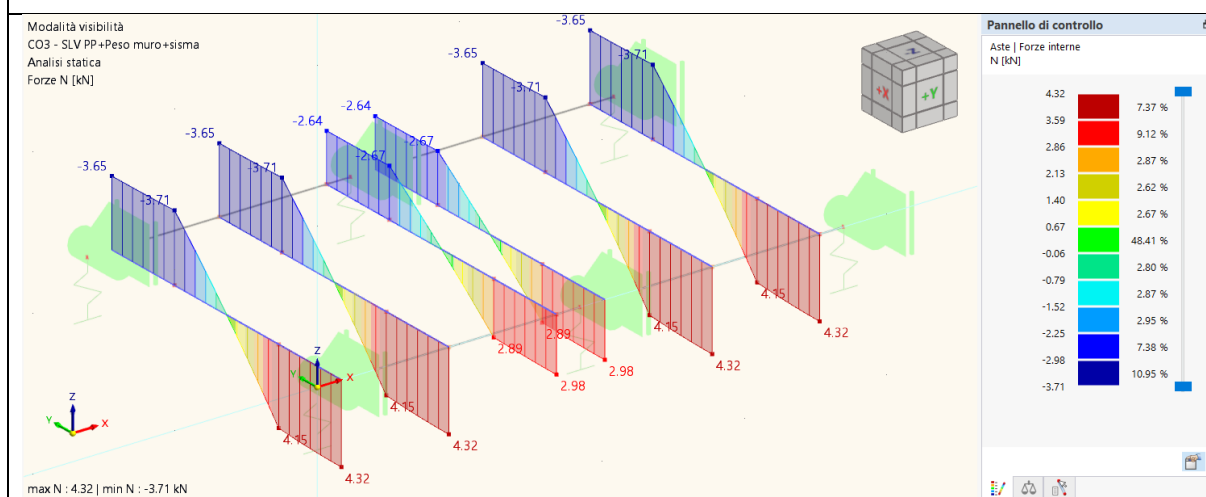
Sforzo normale, cmb SLU, kN



Momento flettente, cmb SLV, kNm



Taglio, cmb SLV, kN



Sforzo normale, cmb SLV, kN

Si riportano di seguito le sollecitazioni per le combinazioni SLU e SLV in forma tabellare.

Cmb SLU		
Momento max	M _{Ed}	35,22
Taglio max	V _{Ed}	47,04
Sforzo normale max	N _{Ed}	4,05
Cmb SLV		
Momento max	M _{Ed}	23,93
Taglio max	V _{Ed}	34,65
Sforzo normale max SLV	N _{Ed}	4,32

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e di stabilità della trave HEB 120 alle sollecitazioni derivanti dalla combinazione allo SLU, risultata determinante ai fini del progetto.

Verifica a FLESSIONE (SEZIONI NON FORATE)			
M _d	35,22 kNm		Momento flettente di calcolo
M _{pl,Rd}	43,27 kNm		Momento resistente plastico (x sezione classe 1 e 2)
M _{el,Rd}	37,73 kNm		Momento resistente elastico (x sezioni classe 3)
Classe	3		Classe della sezione x flessione semplice
M _{c,Rd}	37,73		Momento resistente di calcolo
K _v	0,93	OK	Verifica di sicurezza (OK se ≤1)
Verifica a TAGLIO (SENZA TORSIONE)			
V _d	47,04 kN		Taglio di calcolo
A _v	1096 mm ²		Area resistente al taglio (par. 4.2.4.1.2 – taglio pag. 82)
V _{c,Rd}	165,74 kN		resistenza di calcolo a taglio
K _v	0,28	OK	Verifica di sicurezza (OK se ≤1)
Verifica a FLESSIONE E TAGLIO			
M _d	35,22 kNm		Momento flettente di calcolo
V _d	47,04 kN		Taglio di calcolo
A _v	1096 mm ²		Area resistente al taglio (par. 4.2.4.1.2 – taglio pag. 82)
V _{c,Rd}	165,74 kN		resistenza di calcolo a taglio
V _d /V _{c,Rd}	0,28 FLES. SEMPL.		Rapporto tra taglio di calcolo e resistente
ρ	0,00		coefficiente x influenza del taglio sulla flessione (pag. 83)
f _{yd,m}	262 N/mm ²		Tensione di snervamento di calcolo (eventualmente ridott)
M _{pl,Rd}	43,27 kNm		Momento resistente plastico (x sezione classe 1 e 2) = W _{pl}
M _{el,Rd}	37,73 kNm		Momento resistente elastico (x sezioni classe 3) = W _{el} x f _y
Classe	1		Classe della sezione x flessione semplice
M _{c,Rd}	43,27 kNm		Momento resistente di calcolo
K _v	0,81	OK	Verifica di sicurezza (OK se ≤1)

Verifica a PRESSO_FLESSIONE RETTA (X IPE E HE)

Nd	4,05 kN	Forza di compressione di calcolo
Md	35,22 kNm	Momento di calcolo
ϵ	0,92	Coefficiente x classificazione delle sezioni (Tab. 4.2.1)
c	74 mm	Altezza dell'anima
t	6,5 mm	Spessore dell'anima
c/t	11,4	Rapporto c/t
α	2,55	Coefficiente α x presso-flessione (formula tratta da "Edifi
N12,d	516,59 kN	Forza assiale di passaggio tra classe 1 e classe 2
N23,d	611,02 kN	Forza assiale di passaggio tra classe 2 e classe 3
N34,d	4.143,27 kN	Forza assiale di passaggio tra classe 3 e classe 4
Classe	1	Classe x presso-flessione

Verifica x classi 1 e 2 (plastica)

Npl,Rd	890,64 kN	Resistenza a compressione di calcolo
n	0,00	Coefficiente n (form. 4.2.37)
a	0,22	coefficiente a (form. 4.2.38)
Mpl,y,Rd	43,27 kNm	Momento resistete plastico
M,N,y,Rd	43,27 kNm	Momento di calcolo ridotto x effetto dello sforzo normale
kv	0,81	OK Verifica di sicurezza (OK se ≤ 1)

Verifica di ASTE PRESSO-INFLESSE (circolare 2 febbraio 2009)

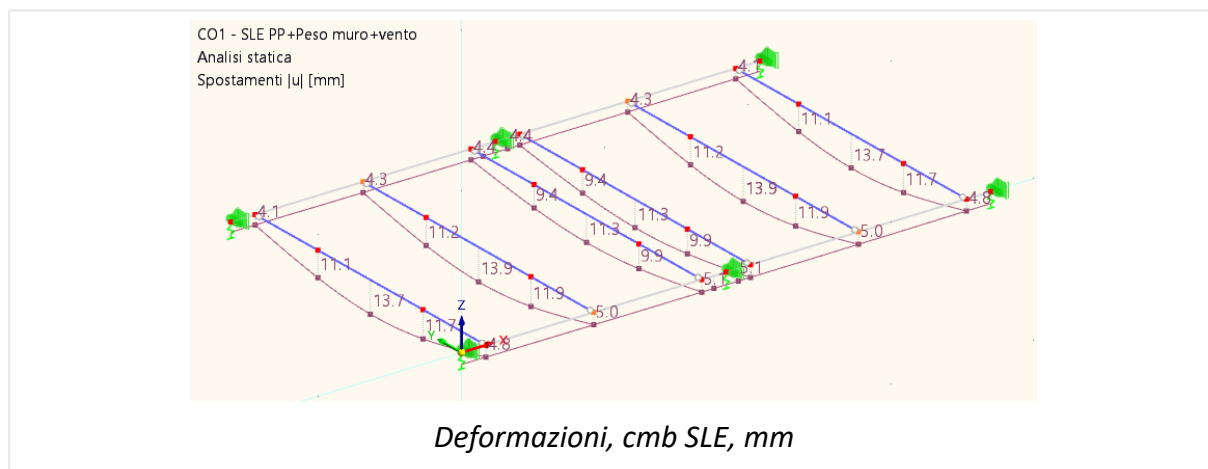
N,Ed	4,05 kN	Forza di compressione di calcolo
M _{yeq} ,Ed	35,22 kNm	Momento xx di calcolo
M _{zeq} ,Ed	0,00 kNm	Momento zz di calcolo
l	2,20 m	Lunghezza libera di inflessione
A	3.401 mm ²	
I _y	8,64E+006 mm ⁴	
I _z	3,18E+006 mm ⁴	
W _y	1,44E+005 mm ³	
W _z	5,29E+004 mm ³	
N _{cr,y}	3.701,47 kN	Carico critico euleriano dir. y ($N_{cr} = \pi^2 E I_y / L^2$)
N _{cr,z}	1.359,71 kN	Carico critico euleriano dir. z ($N_{cr} = \pi^2 E I_z / L^2$)
N _{cr,min}	1.359,71 kN	Carico critico euleriano minimo
N _{Ed} /N _{cr,min}	0,00	NON SERVE Verifica necessità verifica di instabilità
λ	72	SNellezza dell'asta Valori limite consigliati: membrature prin
λ^*	0,83	SERVE! SNellezza adimensionale + Verifica necessità di eseguire la verifica di s
α	0,34	Fattore di imperfezione (tab. 4.2.VI)
Φ	0,95	Coefficiente di calcolo
X	0,71	Coefficiente riduttivo della resistenza a compressione
N _b ,Rd	628,96 kN	Resistenza all'instabilità dell'asta compressa
N _{Ed} /N _b ,Rd	0,01	
kv	0,94	OK Verifica di sicurezza (OK se ≤ 1)

Verifica per INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE (SVERGOLAMENTO)

Md	35,22 kNm	Momento di calcolo
l	2,20 m	Lunghezza libera di inflessione laterale
Classe	2	Classe x flessione
k _c	0,94	Coefficiente correttivo del momento critico (Tab. 4.2.VIII) -----
α_{LT}	0,34	Fattore di imperfezione (tab. 4.2.VII) (x sezione laminata: se $h/b \leq 2 \alpha_{LT}$
$\lambda^*_{LT,0}$	0,20	Coefficiente x calcolo di Φ_{LT} (valore tipico 0,20; comunque $\leq 0,4$ (consig
β	1,00	Coefficiente x calcolo di Φ_{LT} (valore tipico 1,00; comunque $\geq 0,75$ (consi
M _{cr}	203,42 kNm	Momento critico a svergolamento con M costante (Ballo-Mazzolani pg
W _y	1,65E+005 mm ³	Modulo di resistenza (plastico x classi 1 e 2; elastico x classe 3)
λ^*_{LT}	0,47	Coefficiente di snellezza adimensionale
f	0,97643154	Fattore di di reale distribuzione del momento
Φ_{LT}	0,66	Coefficiente x calcolo di XLT
XLT	0,92	Fattore di riduzione del momento x instabilità flesso-torsionale
M _b ,Rd	39,71 kNm	Momento resistente di progetto x instabilità flesso-torsionale
kv	0,89	OK Verifica di sicurezza (OK se ≤ 1)

Verifica SLE

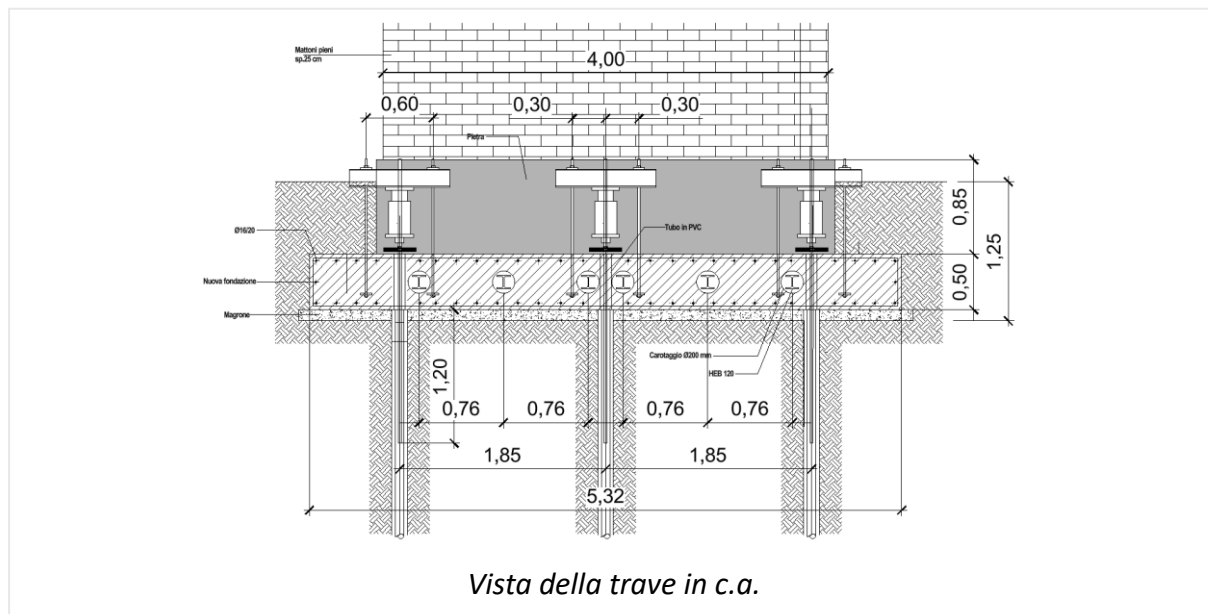
Si riporta di seguito le deformazioni in cmb SLE del modello FEM



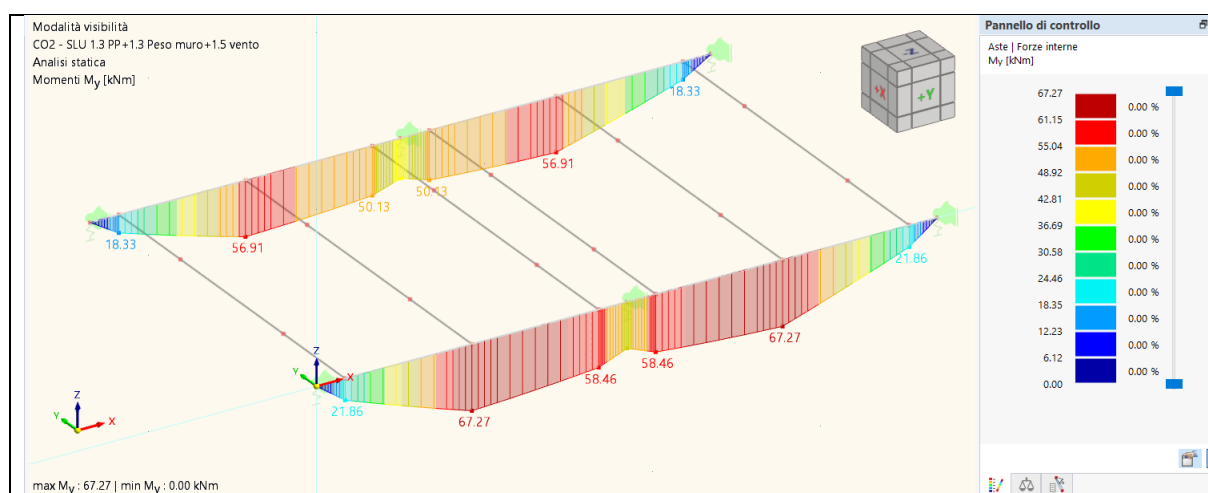
$$f = 13.9 - 4.3 = 9.6 \text{ mm}; \quad f/L = 1/229 \text{ che risulta accettabile.}$$

13.2 Travi longitudinali in c.a.

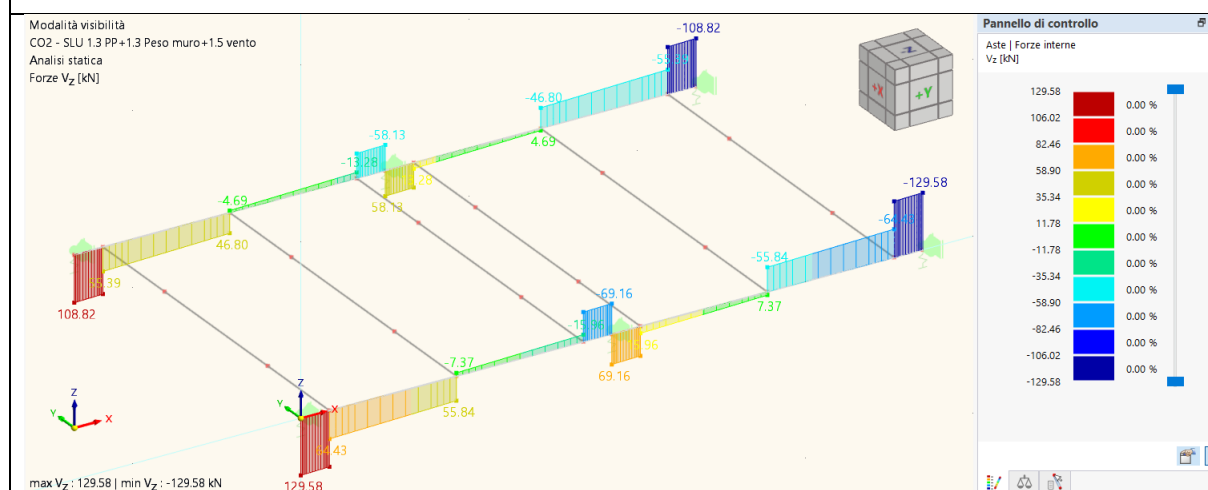
Trattasi della trave in c.a. larga 70 cm e alta 50 cm.



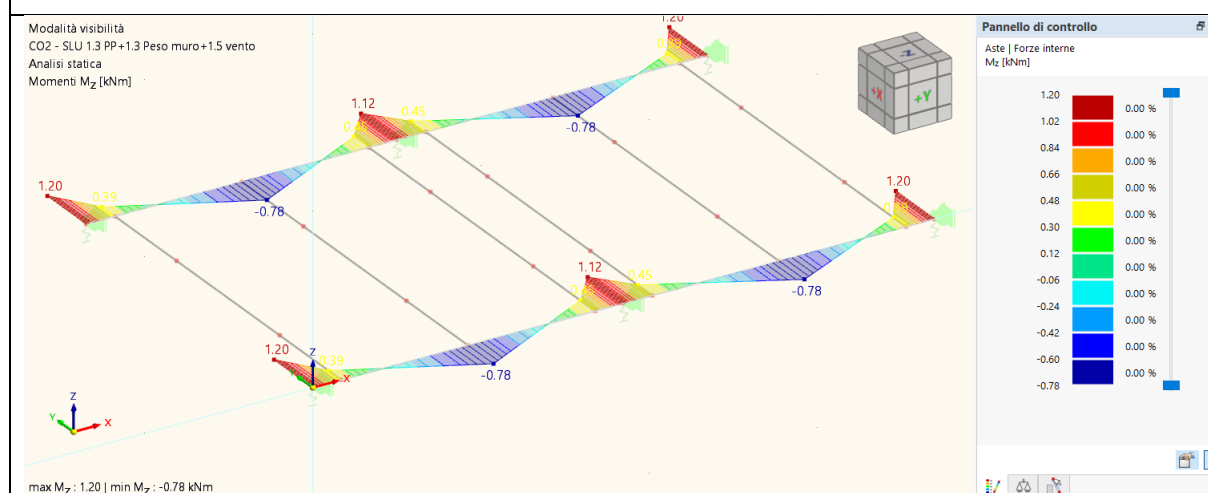
Si riportano di seguito le sollecitazioni per le cmb SLU e SLV



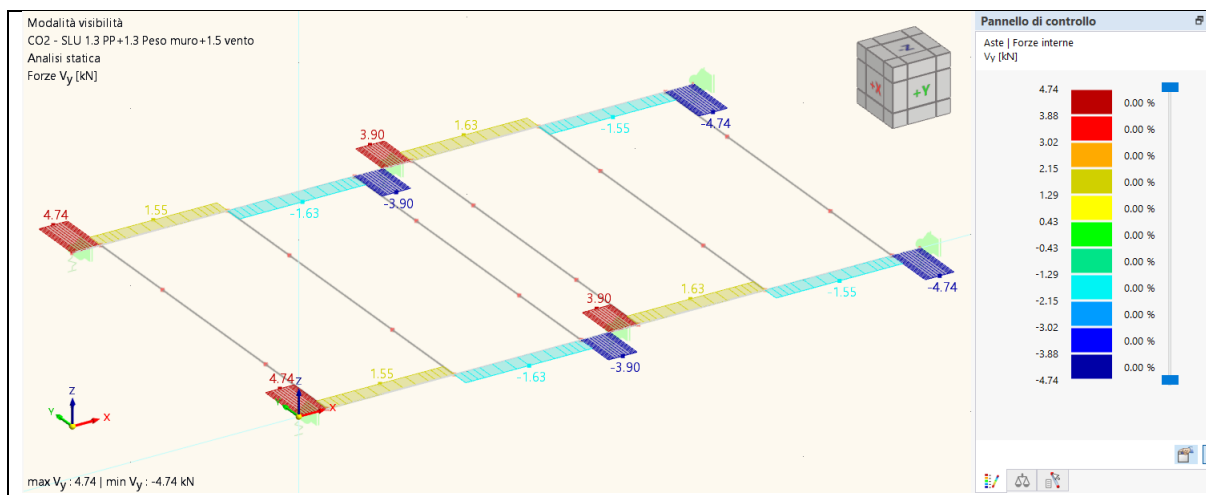
Momento flettente M_y , cmb SLU, kNm



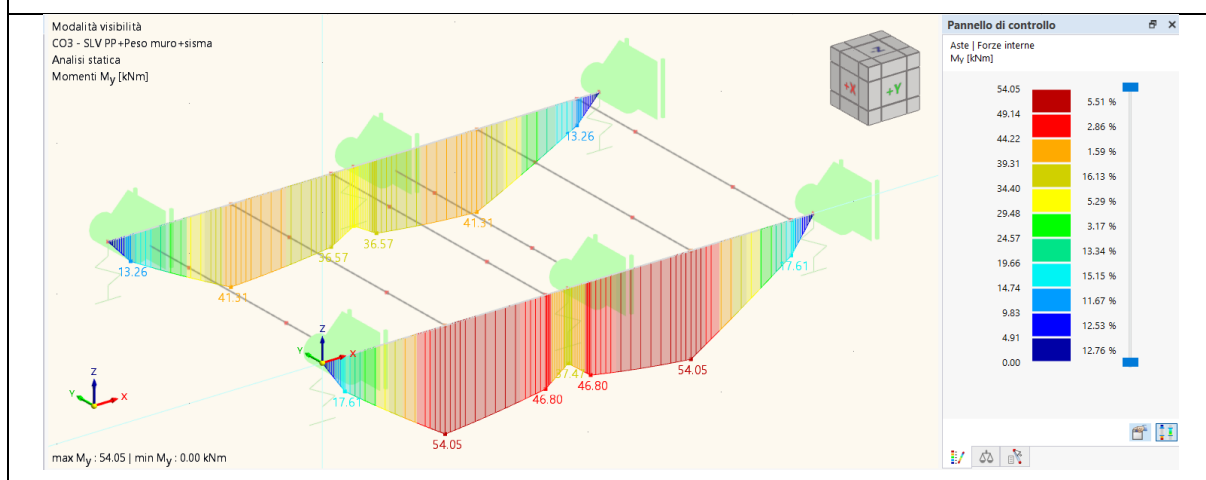
Taglio V_z , cmb SLU, kN



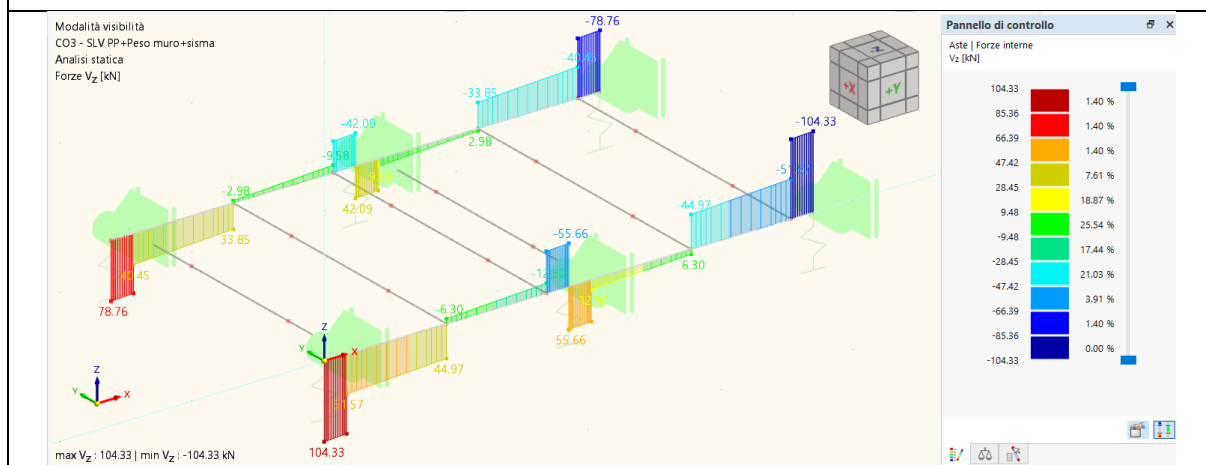
Momento flettente M_z , cmb SLU, kNm



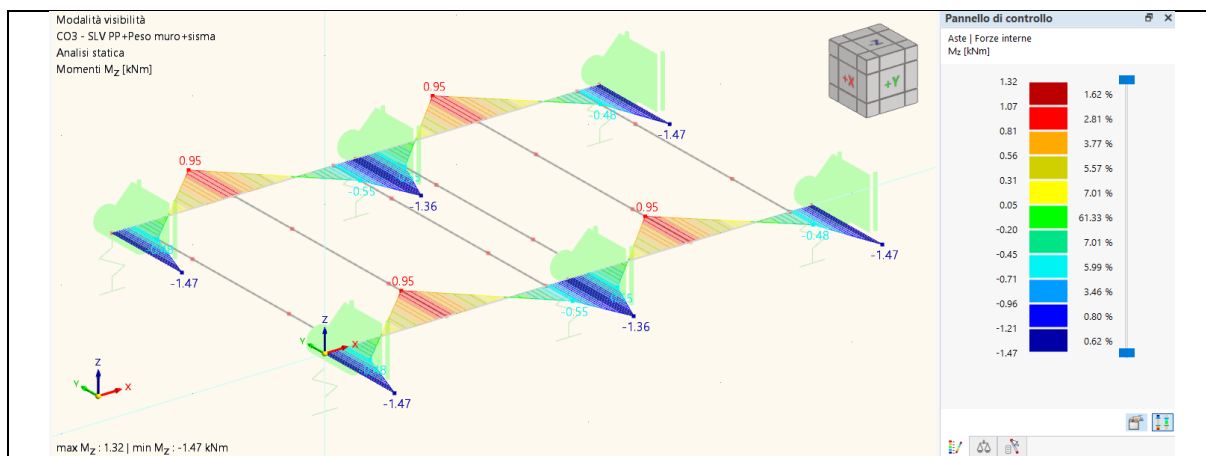
Taglio V_y , cmb SLU, kN



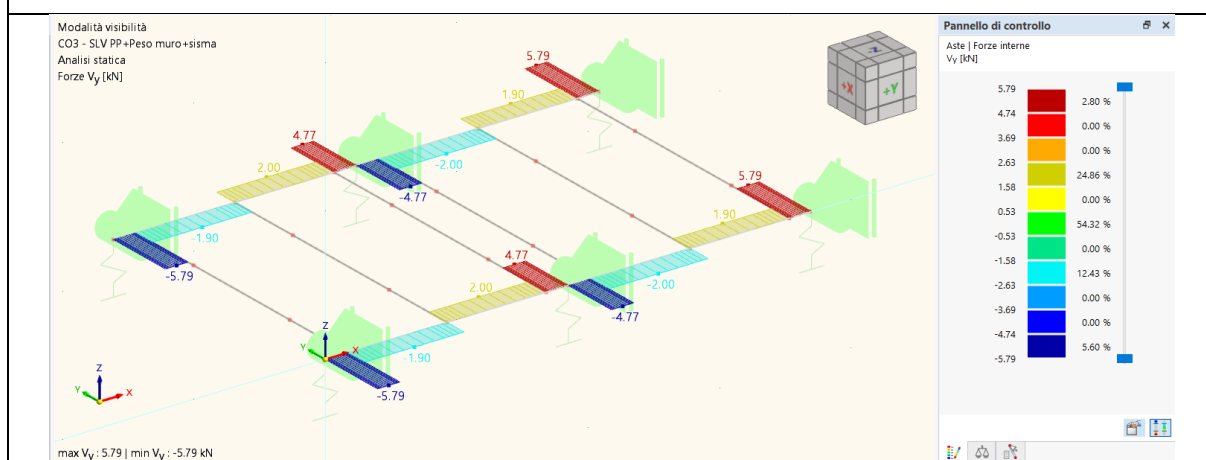
Momento flettente M_y , cmb SLV, kNm



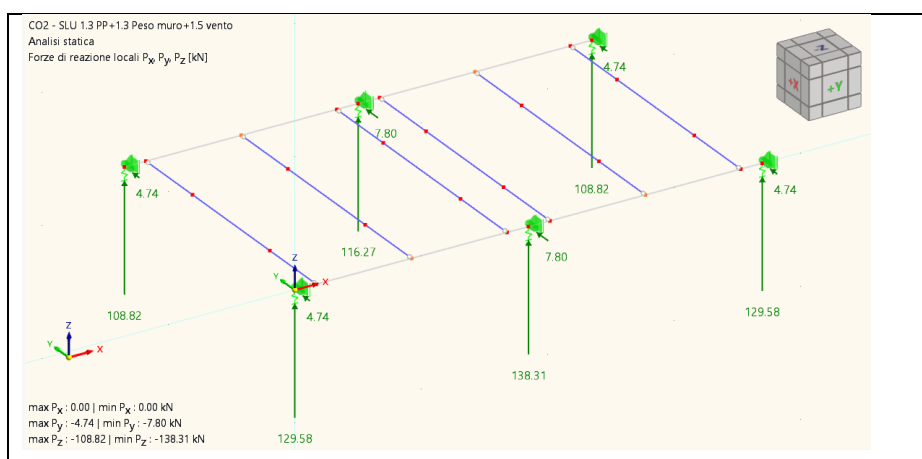
Taglio V_z , cmb SLV, kN



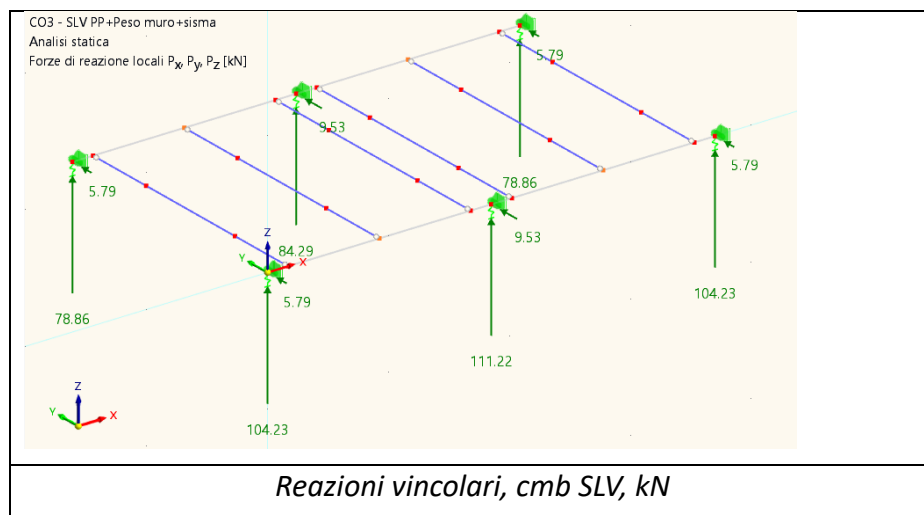
Momento flettente M_z , cmb SLU, kNm



Taglio V_y , cmb SLU, kN



Reazioni vincolari, cmb SLU, kN



Si riportano di seguito i risultati ottenuti in forma tabellare

	SLU Sollecitazioni	SLV
My, kNm	67,27	54,01
Vz, kN	129,58	104,23
Mz, kNm	1,2	1,47
Vy, kN	4,74	5,79
Reazioni vincolari		
V1=V3, kN	129,58	104,23
H1=H3, kN	4,74	5,79
V2, kN	138,31	111,22
H2, kN	7,8	9,53

Il calcolo del momento resistente della sezione è eseguita con il programma di prof. Gelfi VCA SLU. La trave viene armata con 4Ø16 sup + 4Ø16 inf. barre di armatura.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave in c.a

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	8,04	4
2	8,04	46

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 139,6 kNm
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 37,09 ‰
 d 46 cm
 x 3,966 x/d 0,08622
 δ 0,7

$$M_{Rd} = 141.1 \text{ kNm} > M_{Ed, \max} = 67.27 \text{ kNm}$$

Verifica a taglio

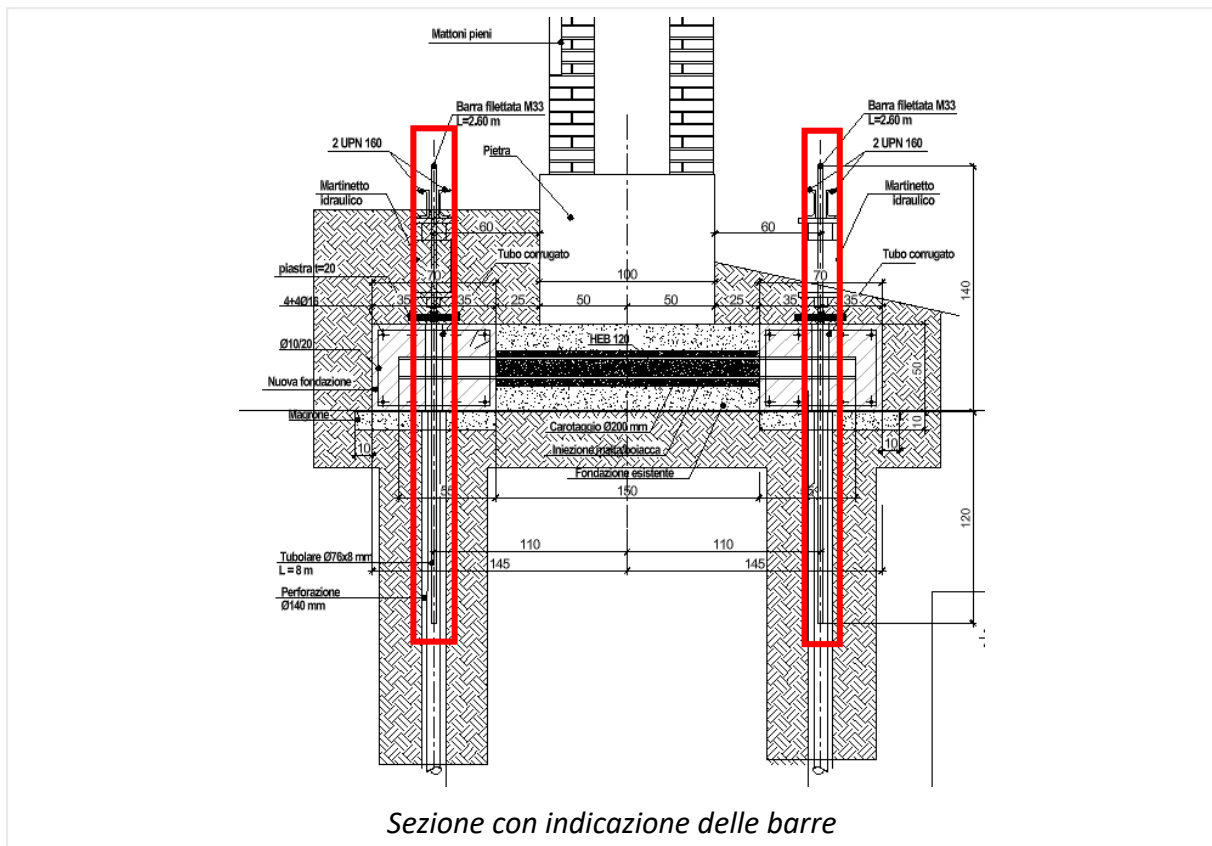
SENZA ARMATURA TAGLIO		OK
K	1,673	
σ _{cp}	0,0 N/mm²	
ρ _l	0,003	
V _{min}	0,45	
V _{Rd}	13859 daN	
V _{Ed}	12958 daN	
c	0,93	OK

CON ARMATURA TAGLIO		OK
Verifica lato acciaio		
α	90 °	
θ	21 °	
ctg θ	2,50	2,61
A _{sw}	314,15927 mm²	
V _{Rsd}	61128 daN	
V _{Ed}	12958 daN	
c	0,21	OK
Verifica lato calcestruzzo		
f'cd	9,9166667 N/mm²	
σ _{cp}	0,0 N/mm²	
α _c	1	
V _{Rcd}	95221 daN	
V _{Ed}	12958 daN	
c	0,14	OK

14 VERIFICA DEL SISTEMA DI SOLLEVAMENTO

Trattasi della barra filettata M30 utilizzata per il raddrizzamento dell'epigrafe. Il carico agente sulla barra è costituito solo dal peso proprio del muro e della nuova fondazione.

A favore di sicurezza per le verifiche SLU si considera un carico sui micropali incrementato del 50% per eventuali effetti dinamici e sovraresistenze del sistema.



Peso totale epigrafe + fondazione:

$$W = 12.67 + 197.64 + 76.67 + 198.75 + 93.10 = 578.83 \text{ kN}$$

Compressione sulle barre in acciaio (SLU):

$$N_{d,b} = 1,5 \times W / n = 1,5 \times 578.83 / 6 = 144,71 \text{ kN}$$

Dati		
Diametro barra	D	30 mm
Area resistente della barra filettata	A	561,00 mm ²
Acciaio barre filettate		8.8
Tensione caratteristica di rottura	f _{tb}	800 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yb}	649 N/mm ²
Coefficiente di sicurezza	γ _{M2}	1,25
Diametro tubo elicoidale corrugato	D _t	80 mm
Spessore del tubo elicoidale corrugato		0,5 mm
Area della sezione del tubo elicoidale corrugato		124,9 mm ²
Acciaio del tubo corrugato		C290
Tensione caratteristica di rottura	f _{tb,t}	290 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yb,t}	200 N/mm ²
Passo della corruga-Lunghezza del tubo	L _{1i}	25,40 mm
raggio della elica	r _e	2,50 mm
perimetro di una mezza elica	P _e	7,85 mm
Numero delle eliche su un elemento	n _e	2
Lunghezza della superficie	L _{1t}	31,11 mm
Rapporto	L _{1i} /L _{1t}	1,22
Coefficiente di aumento l'area del tubo		1,22
Area della sezione del tubo liscio		5.027 mm ²
Area del tubo con eliche	A ₀	6.156 mm ²
Classe del cls emaco		S55
Resistenza cilindrica	f _{ck,em}	75 N/mm ²
Resistenza a trazione	f _{ctk,em}	3,14 N/mm ²
Classe del cls della trave di fondazione		C30/37
Resistenza cilindrica	f _{ck,f}	30 N/mm ²
Resistenza a trazione	f _{ctk,f}	2,03 N/mm ²
Classe di boiaccia del palo		
Resistenza a compressione	R _c	37,00 N/mm ²
Resistenza a trazione	f _{ctk}	2,03 N/mm ²

14.1 Barre filettate

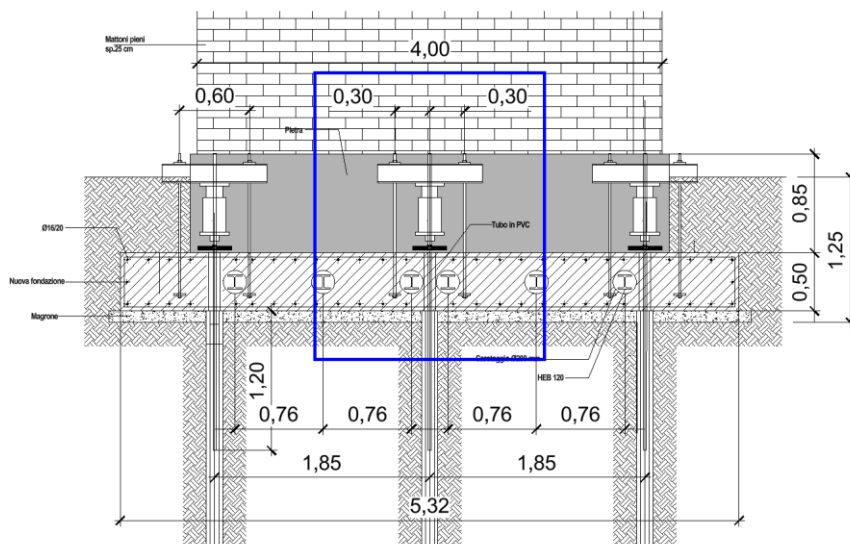
Rottura dell'acciaio		
Forza di trazione sulla barra SLE		96,47 kN
Forza di trazione sulla barra SLU		144,71 kN
Resistenza a trazione di un tirafondo	F _{t,Rd}	323 kN
Verifica a trazione semplice		OK
	F _{t,Ed} / F _{t,Rd}	0,45

14.2 Ancoraggio della barra nel palo

Ancoraggio della barra				
Lunghezza di ancoraggio (NTC2018 + EN1992-1-1:2005 §8.4)				
Condizione di ancoraggio		Buona		
Coefficiente riduttivo	η_1	1		
	η_2	1		
Resistenza tangenziale caratteristica	f_{bk}	4,56	N/mm ²	
Resistenza tangenziale di progetto	f_{bd}	3,0	N/mm ²	
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	649	N/mm ²	
Tensione effettiva di acciaio di progetto	σ_{sd}	564	N/mm ²	
lunghezza di ancoraggio necessaria di base	$L_{b,rqd}$	1392	mm	
copriferro	c_d	19	mm	
Condizione		trazione		
	α_1	1		
		1		
	α_2	1		
	α_3	0,9		
	α_4	0,7		
	α_5	1		
	L_b	877		
	$l_{b,min}$	418		
Lunghezza di ancoraggio minima	l_{bd}	877	mm	
Lunghezza di ancoraggio prevista	L_{ad}	1200	mm	
Verifica della lunghezza dell'ancoraggio		OK		
	L_{bd} / l_{ad}	0,73		

14.3 Travette di contrasto UPN 160

Trattasi delle travette utilizzate per trasmissione del carico dal martinetto idraulico alla fondazione durante i lavori di sollevamento e raddrizzamento del muro.



Verifica travi 2 UPN sopra martinetto		
Lunghezza trave	L	0,6 m
Distanza dal martinetto	a	0,3 m
Sezione	2x UPN 160	
Area	A	48 cm ²
Modulo di resistenza	W	232 cm ³
Modulo di inerzia	J	1850 cm ⁴
Carico		
PP muro		96,47 kN
Momento flettente SLE		14,47 kNm
Taglio SLE		48,24 kN
Momento flettente SLU		21,71 kNm
Taglio SLU		72,35 kN

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza e di stabilità dei due UPN 160.

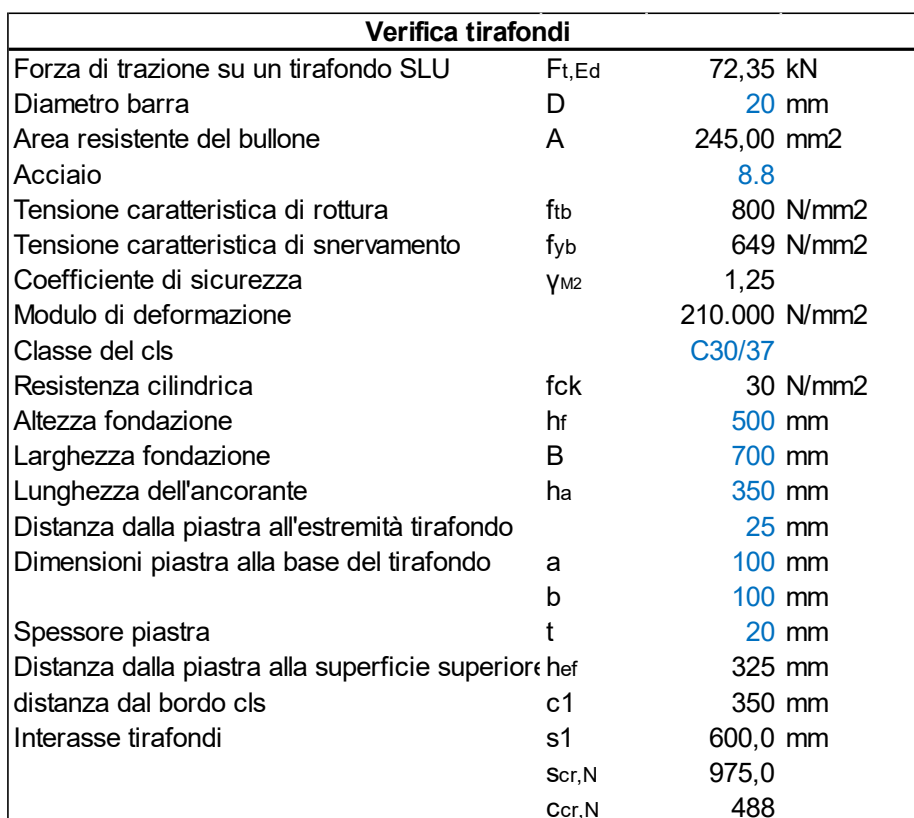
Verifica a FLESSIONE (SEZIONI NON FORATE)

Md	21,71 kNm	Momento flettente di calcolo
Mpl,Rd	72,29 kNm	Momento resistente plastico (x sezione classe 1 e 2)
Mel,Rd	60,76 kNm	Momento resistente elastico (x sezioni classe 3)
Classe	3	Classe della sezione x flessione semplice
Mc,Rd	60,76	Momento resistente di calcolo
Kv	0,36	OK Verifica di sicurezza (OK se <=1)

Verifica a TAGLIO (SENZA TORSIONE)			X TAGLIO E
Vd	72,35 kN		Taglio di calcolo
Av	3734 mm ²		Area resistente al taglio (par. 4.2.4.1.2 – taglio pag. 82)
Vc,Rd	564,66 kN		resistenza di calcolo a taglio
Kv	0,13	OK	Verifica di sicurezza (OK se ≤ 1)
Verifica a FLESSIONE E TAGLIO			
Md	21,71 kNm		Momento flettente di calcolo
Vd	72,35 kN		Taglio di calcolo
Av	3734 mm ²		Area resistente al taglio (par. 4.2.4.1.2 – taglio pag. 82)
Vc,Rd	564,66 kN		resistenza di calcolo a taglio
Vd/VcRd	0,13 FLES. SEMPL.		Rapporto tra taglio di calcolo e resistente
ρ	0,00		coefficiente x influenza del taglio sulla flessione (pag. 83)
f _{yd,m}	262 N/mm ²		Tensione di snervamento di calcolo (eventualmente ridotta x taglio)
M _{pl,Rd}	72,29 kNm		Momento resistente plastico (x sezione classe 1 e 2) = W _{pl} x f _{yd,m}
M _{el,Rd}	60,76 kNm		Momento resistente elastico (x sezioni classe 3) = W _{el} x f _{yd,m}
Classe	1		Classe della sezione x flessione semplice
M _{c,Rd}	72,29 kNm		Momento resistente di calcolo
Kv	0,30	OK	Verifica di sicurezza (OK se ≤ 1)
Verifica per INSTABILITA' FLESSO-TORSIONALE (SVERGOLAMENTO)			
Md	21,71 kNm		Momento di calcolo
l	0,60 m		Lunghezza libera di inflessione laterale
Classe	2		Classe x flessione
k _c	0,94		Coefficiente correttivo del momento critico (Tab. 4.2.VIII) -----
α_{LT}	0,34		Fattore di imperfezione (tab. 4.2.VII) (x sezione laminata: se $h/b \leq 2 \alpha_{LT}$
$\lambda^*_{LT,0}$	0,20		Coefficiente x calcolo di ϕ_{LT} (valore tipico 0,20; comunque $\leq 0,4$ (consig
β	1,00		Coefficiente x calcolo di ϕ_{LT} (valore tipico 1,00; comunque $\geq 0,75$ (consi
M _{cr}	1.127,60 kNm		Momento critico a svergolamento con M costante (Ballio-Mazzolani pg
W _y	2,76E+005 mm ³		Modulo di resistenza (plastico x classi 1 e 2; elastico x classe 3)
λ^*_{LT}	0,26		Coefficiente di snellezza adimensionale
f	0,98753204		Fattore di di reale distribuzione del momento
ϕ_{LT}	0,54		Coefficiente x calcolo di XLT
XLT	0,99		Fattore di riduzione del momento x instabilità flesso-torsionale
M _{b,Rd}	71,65 kNm		Momento resistente di progetto x instabilità flesso-torsionale
k _v	0,30	OK	Verifica di sicurezza (OK se ≤ 1)

14.4 Tirafondi

Trattasi delle barre filettate che collegano le travette UPN 160 alle nuove travi di fondazione soggette a trazione.



Rottura dell'acciaio		
Forza di trazione su un tirafondo SLE		24,12 kN
Forza di trazione su un tirafondo SLU	$F_{t,Ed}$	36,18 kN
Resistenza a trazione di un tirafondo	$F_{t,Rd}$	141 kN
Verifica a trazione semplice		OK
	$F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$	0,26
Tensioni locali della piastra ancorante		
Area della piastra sulla base del tirafondo	A	10.000 mm ²
Area del cls compresso	A_c	9.686 mm ²
Resistenza a compressione ultima di cls	f_{Rdu}	17 N/mm ²
Forza di trazione di un tirafondo	$F_{t,Ed}$	72,35 kN
Resistenza a compressione di cls	$A_c * f_{Rdu}$	168,56 kN
Verifica dell'ancoraggio del tirafondo		OK
	$F_{t,Ed} / A_c * f_{Rdu}$	0,43

Rottura del cono		
Calcestruzzo		Fessurato
Tipo di ancoraggio		Gettato in opera
Coefficiente	k_1	8,9
Altezza efficace di ancoraggio	h_{ef}	325 mm
Valore iniziale di resistenza caratteristica	$NR_{k,c0}$	285,61 kN
Area di proiezione effettiva	$A_{c,N}$	752500 mm ²
Area di proiezione ideale	$A_{c,N,0}$	950.625,0 mm ²
Rapporto		0,79
Fattore di distanza dal bordo	$\psi_{s,n}$	0,92
Fattore di spalling armatura	$\psi_{re,n}$	1
Eccentricità della forza risultante	e_N	0
Fattore di eccentricità	$\psi_{ec,N}$	1
Resistenza caratteristica di rottura del cono in	$NR_{k,c}$	206,96 kN
Coefficiente di sicurezza	γ_{Mc}	1,5
Forza di trazione su un tirafondo SLU	$F_{t,Ed}$	36,18 kN
Resistenza di progetto di rottura del cono	$NR_{k,d}$	137,97 kN
Verifica della rottura del cono		OK
	$F_{t,Ed} / A_c * f_{Rdu}$	0,26

15 VERIFICA DELLA CONNESSIONE FONDAZIONE-PALO IN ESERCIZIO

Il trasferimento del carico verticale dalla fondazione ai micropali, dovuto al peso proprio dell'epigrafe e del sistema fondazionale e ai carichi orizzontali (vento e sisma) dalle travi in c.a. ai micropali, avviene tramite la malta emaco di riempimento dei tubi corrugati e la barra filettata centrale.

Tenuto conto che i valori di carico SLU/SLV sui micropali, riportati nel capitolo relativo alla verifica geotecnica degli stessi, sono inferiori al valore di progetto per la fase di raddrizzamento del manufatto, pari a 144,71 kN, risultano verificati sia le barre filettate che l'ancoraggio delle stesse nel micropalo.

Si riportano di seguito le verifiche di aderenza barra filettata-emaco e emaco-fondazione adottando come carico di progetto lo stesso utilizzato per la fase di raddrizzamento.

Verifica aderenza tra barra filettata ed emaco				
Condizione di ancoraggio		Buona		
Coefficiente riduttivo	η_1	1		
	η_2	1		
Resistenza tangenziale caratteristica	f_{bk}	7,07	N/mm ²	
Resistenza tangenziale di progetto	f_{bd}	4,71	N/mm ²	
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	649	N/mm ²	
Tensione effettiva di acciaio di progetto	σ_{sd}	564	N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio prevista	L_{ad}	500	mm	
Perimetro della barra	P_t	94,25	mm	
Area di contatto tra tubo e cls della fondazione	A	47123,89	mm ²	
Resistenza di aderenza di progetto	$F_{t,Rd}$	221,99	kN	
Forza di trazione sulla barra SLU	$F_{t,Ed}$	144,71	kN	
Verifica dell'aderenza tra tubo e cls		OK		
		0,65		

Verifica aderenza tra tubo corrugato e cls della trave di fondazione				
Condizione di ancoraggio		Buona		
Coefficiente riduttivo	η_1	1		
	η_2	0,52		
Resistenza tangenziale caratteristica	f_{bk}	2,37	N/mm ²	
Resistenza tangenziale di progetto	f_{bd}	1,58	N/mm ²	
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	200	N/mm ²	
Tensione effettiva di acciaio di progetto	σ_{sd}	174	N/mm ²	
Lunghezza di ancoraggio prevista	L_{ad}	500	mm	
Perimetro del tubo corrugato	P_t	307,81	mm	
Area di contatto tra tubo e cls della fondazione	A	153903	mm ²	
Resistenza di aderenza di progetto	$F_{t,Rd}$	243,39	kN	
Forza di trazione sulla barra SLU	$F_{t,Ed}$	144,71	kN	
Verifica dell'aderenza tra tubo e cls		OK		
		0,59		

Le verifiche risultano entrambe soddisfatte.

Trieste, 26/02/2026.

Ing. Salim Fathi
MADS & ASSOCIATI