

CITTA' DI
VENEZIA



AREA LAVORI PUBBLICI, MOBILITÀ E TRASPORTI
Settore Pianificazione e Mobilità Sostenibile
Servizio Nuove Opere Mobilità Sostenibile

IL DIRETTORE

Ing. Simone Agrondi

IL DIRIGENTE

Ing. Roberto Di Bussolo

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO

Arch. Cons. Alice Maniero

PROGETTO

PN Metro Plus 21-27 - VE3.2.8.3.a_2 Intervento di "COLLEGAMENTO CICLABILE
DAL CENTRO DI TESSERA A CAMPALTO" (c.i. 14823)
CUP F71B20000160005

FASE

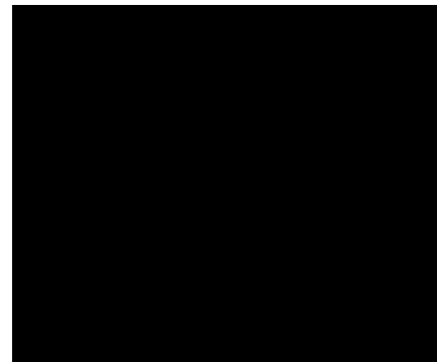
PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTISTA



STUDIO MARTINI INGEGNERIA S.r.l.
info@martiniingegneria.it

Certificati: Qualità, Ambiente, Sicurezza, Parità genere, SA8000



TITOLO

**PROGETTO GENERALE
PONTE CICLOPEDONALE
SU SCOLO PAGANA
RELAZIONE STRUTTURALE**

ELABORATO

22C

REVISIONE	DATA:	OGGETTO:	REDATTO:	VERIFICATO:	APPROVATO:	SCALA:
Rev_01	Settembre 2025	Prima emissione				-
						NOME FILE: 3366SES1_relazione STR_1.docx

INDICE

1. PREMESSA PROGETTO.....	3
2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
2.1 MALTA CEMENTIZIA MICROPALI	4
2.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA DEL TUBOLARE PER MICROPALI.....	4
3. PARAMETRI GEOTECNICI.....	5
3.1 LIVELLO DI FALDA.....	11
4. RISPOSTA SISMICA LOCALE	12
5. DESCRIZIONE GENERALE.....	18
5.1 SALDATURE	6
Classe di importanza CC.....	6
Classe di servizio SC	7
Classe di esecuzione (EXC Execution Classes).....	8
6. VERIFICA DEL TUBOLARE RETTANGOLARE.....	22
6.1 SEZIONE ADOTTATA.....	22
6.2 CARICHI	24
6.3 SOLLECITAZIONI	29
6.4 VERIFICHE SLU.....	32
6.5 VERIFICHE SLE	32
7. VERIFICA DEL TRAVERSO IN HEA.....	34
7.1 SEZIONE ADOTTATA.....	34
7.2 CARICHI	34
7.3 SOLLECITAZIONI	35
7.4 VERIFICHE SLU.....	35
7.5 VERIFICHE SLE	36
8. VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEL PARAPETTO	36
8.1 CARICHI	36
8.2 SOLLECITAZIONI	36
8.3 VERIFICA BULLONATURE	37
8.4 VERIFICA SALDATURE.....	37
8.5 VERIFICA DELLA PIASTRA.....	40
9. VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE.....	41

9.1	CARICHI E SOLLECITAZIONI.....	41
9.1.1	Sezione longitudinale spalla	42
9.1.2	Sezione trasversale spalla.....	44
9.2	SOLLECITAZIONE SUL SINGOLO PALO.....	45
9.3	VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI.....	53
9.3.1	Verifica a capacità portante verticale della palificata	55
9.3.2	Verifica a capacità portante orizzontale della palificata	57
9.4	VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE	61
9.4.1	Verifica a flessione e verifica a taglio	61

1. PREMESSA PROGETTO

Il presente progetto esecutivo riguarda per l'intervento denominato “(C.I. 14823) – PN PLUS VE3.2.8.3.A_2 - COLLEGAMENTO CICLABILE DAL CENTRO DI TESSERA A CAMPALTO”. (CIG: B610112782 - CUP: F71B20000160005).

Il progetto prevede la realizzazione di una pista ciclopedonale dedicata tra la località di Campalto e la località di Tesserà collegando, tramite via Orlanda e via Triestina, il Bosco di Campalto e via Cà Zorzi in prossimità dell'Aeroporto Marco Polo di Venezia.

La viabilità di via Orlanda e via Triestina rappresenta un'importante asse di collegamento tra l'Aeroporto Marco Polo e la città di Mestre Venezia ed è percorso quotidianamente da numerosi mezzi pubblici. Questa tratta inoltre collega il Bosco di Campalto, il previsto Bosco dello Sport e via Cà Zorzi che permette il raggiungimento del fiume Dese.

Il progetto quindi ha il duplice scopo di mettere in sicurezza il ciclista rispetto la viabilità di via Orlanda e via Triestina e collegare ambiti naturalistici esistenti, con tutti gli interventi collegati all'intero intervento.

In questa relazione in particolare verranno svolte le verifiche di sicurezza della passerella ciclopedonale sita a Tesserà.

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle Norme tecniche per le Costruzioni, emesse con Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018.

2.1 MALTA CEMENTIZIA MICROPALI

Resistenza a compressione a 7 gg (EN 1015-11)	≥ 26.00 MPa
Resistenza a compressione a 28 gg (EN 1015-11)	≥ 32.00 MPa
Modulo elastico in compressione (EN 13412)	≥ 21000 MPa
Contenuto di cemento	600 kg/m ³
Tipo cemento	CEM II-V
Conforme alla norma EN 998-5	M30
Massimo rapporto acqua/cemento	0.45
Fluidità al cono Marsh	< 30" (ugello da 8 mm)

2.2 ACCIAIO DA CARPENTERIA DEL TUBOLARE PER MICROPALI

Tipo acciaio	S355JR
Peso specifico del cls	$\gamma_{acc} = 78.5$ kN/m ³
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{y,k} = 355.00$ MPa
Tensione a carico massimo caratteristica	$f_{t,k} = 510.00$ MPa
Modulo elastico	$E_s = 210000$ MPa
Coeff. di Poisson	$\nu_{acc} = 0.3$
Coeff. di espansione termica lineare	$\alpha = 1.2E-05$ °C ⁻¹

2.3 MATERIALI PER SPALLE IN C.A.

CALCESTRUZZO

Calcestruzzo magro per piano di posa della spalla

- Classe di resistenza C12/15
- Classe di consistenza (slump) S4
- Diametro massimo dell'inerte 20mm

Calcestruzzo per spalle

- Classe di resistenza C25/30
- Classe di consistenza (slump) S4
- Classe di esposizione XC3–XF2
- Diametro massimo dell'inerte 20mm

ACCIAIO PER ARMATURE TIPO

B450C

2.4 ACCIAIO DA CARPENTERIA

MATERIALI: NOTE E PRESCRIZIONI

Tutti i materiali dovranno comunque essere approvvigionamenti in accordo con D.M. 17/01/2018.

La realizzazione dovrà essere eseguita nel rispetto delle tolleranze previste dalla UNI EN 1090.

Acciaio per strutture metalliche secondo D.M.17/01/2018 e EC3 di classe S235, conforme alle norme UNI EN 10025 e recante la marcatura CE.

Tutti i materiali dovranno essere corredati di certificato di provenienza/documento di tracciabilità EN 10204 3.1.

Tutte le misure dovranno essere verificate in opera e dovranno essere conformi con il progetto stradale. Prima della produzione della carpenteria metallica si dovranno verificare tutte le quote con lo stato dei luoghi.

La tensione di snervamento nelle prove meccaniche nonché il CEV nell'analisi chimica dovranno essere nei limiti della UNI EN 10025–5.

CLASSE DI ESECUZIONE DELLA STRUTTURA EXC2 (UNI EN 1090–2)

2.5 BULLONI

Secondo DM 17/01/2018 e UNI EN 14399-1

GIUNZIONI A TAGLIO

Controventi orizzontali e diaframmi (non soggetti ad inversione di sforzo):
Giunzioni di categoria A secondo UNI EN 1993-1-8 par.3.4.

Bulloni tipo HR o HV conformi alle norme
UNI EN ISO 14399, parte 1; UNI EN ISO 898-1:2013

Viti e dadi classe 10.9 conformi alle norme
UNI EN ISO 14399, parti 3 e 4; UNI EN ISO 898-2:2012

Rosette e piastrine in acciaio C50 temperato e rinvenuto HRC32÷40 conformi alle norme
UNI EN 14399 parti 5 e 6; UNI EN ISO 683-1:2018

Adottare la classe di confronto K2

PRESCRIZIONI DI ASSEMBLAGGIO

Per tutte le tipologie di giunzioni viti, dadi e rondelle devono essere forniti dal medesimo produttore.
I bulloni disposti verticalmente, se possibile, avranno la testa della vite verso l'alto ed il dado verso il basso. I bulloni avranno una rosetta sotto la vite ed una sotto il dado. Il piano di taglio interesserà unicamente la parte non filettata del gambo della vite.
Gioco foro bullone: 2 mm per bulloni fino a M24; 3 mm oltre M27

2.6 SALDATURE

Secondo quanto previsto nella EN 1090-1 tutte le operazioni di saldatura devono essere effettuate in accordo con i requisiti stabiliti dalla parte applicabile della serie ISO 3834, standard che dettaglia le attività per la tenuta sotto controllo del processo di saldatura (requisiti per materiale base, materiale d'apporto, qualifica procedimenti, qualifica personale ed operatori, attrezzature, controlli non distruttivi, etc.).

La specifica di saldatura del componente è definita secondo l'appendice A della EN 1090-1.

Nel caso in esame si considera quanto segue:

Classe di importanza CC

Classe di Importanza (CC), definita in base alle conseguenze di un collasso in termini di perdita di vite umane e danni economici:

Classe di conseguenze	di	Descrizione	Esempi di edifici e di opere di ingegneria civile
-----------------------	----	-------------	---

CC3	Elevate conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze molto gravi in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate di impianti sportivi Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es. sale da concerti). Ponti Ferroviari ecc...
CC2	Conseguenze medie per perdita di vite umane, conseguenze considerevoli in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici Edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es. edificio di uffici). Edifici industriali
CC1	Conseguenze basse per perdite di vite umane, e conseguenze modeste o trascurabili in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, <i>nei quali generalmente nessuno entra</i> (es. serre) Magazzini per sostanze non pericolose e nei quali l'accesso del personale sia assolutamente limitato
CC1=BASSA CC2=STANDARD CC3=ALTA		

Classe di servizio SC

Definizione delle classi di servizio: (SC: Service Categories).

Categoria	Parametri
SC1	Strutture e componenti progettati soltanto per azioni quasi statiche Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per l'azione sismica in regioni con bassa sismicità e classe di duttilità DCL Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da carroponti/gru meccanici (classe S0).
SC2	Strutture e componenti progettati per la resistenza a fatica in accordo alla EN 1993 (es. ponti stradali e ferroviari, gru, carriponte classi da S1 a S9) Strutture suscettibili a vibrazione da vento, folla o macchinari in rotazione <i>Strutture e componenti progettati per l'azione sismica in regioni con media o alta sismicità ed in classe di duttilità DCM o DCH</i>
DCL, DCM, DCH: classi di duttilità in accordo alla EN 1998-1 (eurocodice-8)	
SC1= carico statico SC2=sollecitazione a fatica	

Categoria	Parametri
PC1	Componenti non saldati fabbricati con qualsiasi classe di acciaio componenti saldati fabbricati con classe di acciaio inferiore al S355 (=S275max)
PC2	Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio uguale o superiore alla S355 Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati in situ mediante saldatura componenti prodotti a caldo o che ricevono trattamenti termici durante la produzione
PC1<S355(=S275) PC2≥S355	

Classe di esecuzione (EXC Execution Classes).

La scelta della ISO 3834 dipende dalla classe di esecuzione dichiarata del componente ed i requisiti da rispettare si possono riassumere nella seguente tabella:

Consequence Classes		CC1		CC2		CC3	
Service Categories		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Production Categories	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC3*
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3*	EXC4
* EXC4 should be applied to special structures or structures with extreme consequences of a structural failure as required by national provision							

Si riporta a seguire lo stralcio della UNI EN 1090-2:2024 in merito alle classe di controlli delle saldature

Table L.1 — Guidance on a method for selection of weld inspection class

Level of fatigue utilization ^a	Consequences from failure of joint or component ^c	Stress in weld ^b	Weld Inspection Class (WIC)
High fatigue utilization	Substantial ^b	Welds with the direction of dynamic principal stress transverse to the weld (between 45° and 135°)	WIC5
		Welds with the direction of dynamic principal stress in the direction of the weld (between -45° and +45°)	WIC4
	Not substantial ^c	Welds with the direction of dynamic principal stress transverse to the weld (between 45° and 135°)	WIC3
		Welds with the direction of dynamic principal stress in the direction of the weld (between -45° and +45°)	WIC2
No fatigue (i.e. quasi-static) or Low fatigue utilization	Substantial ^b	Welds with high ^d tensile stresses transverse to weld	WIC5
		Welds with low tensile stresses transverse to weld and/or high ^d shear stresses	WIC4
	Not substantial ^c	For welds in EXC3 or EXC4 with high ^d tensile stresses transverse to weld	WIC3
		All other load-bearing welds except welds in EXC1	WIC2
		Welds in EXC1 and non-load-bearing welds	WIC1

^a Low fatigue utilization means connection with calculated fatigue life longer than 4 times the required fatigue life.

^b Substantial consequences means that the failure of the joint or member will entail:

- possible multiple loss of human life; and/or;
- significant pollution; and/or;
- major financial consequences.

^c The consequences may be assessed as Not substantial if the structure has been provided with sufficient residual strength to meet specified accidental actions.

^d High stresses are those that (quasi-)static stresses that exceed 50 % of the welds tensile or shear capacity, as appropriate. Low stresses conversely. Special consideration should also be given to the selection of WIC where the principal stress is in the through-thickness direction of the parent material.

Table L.2 — Percent extent of supplementary testing according to WIC

Weld Inspection Class (WIC)	Type of joint	RT	UT	MT/PT
WIC5	Full penetration in-line butt weld	10	100	100
	Full penetration T-butt weld	0	100	100
	Partial penetration welds with penetration depth greater than 12 mm	0	20	100
	Other partial penetration welds and all fillet welds	0	0	100
WIC4	Full penetration in-line butt weld	5	50	100
	Full penetration T-butt weld	0	50	100
	Partial penetration welds with penetration depth greater than 12 mm	0	10	100
	Other partial penetration welds and all fillet welds	0	0	100
WIC3	Full penetration in-line butt weld	0	20	20
	Full penetration T-butt weld	0	20	20
	Partial penetration welds with penetration depth greater than 12 mm	0	5	20
	Other partial penetration welds and all fillet welds	0	0	20
WIC2	Full penetration in-line butt weld	0	10	10
	Full penetration T-butt weld	0	10	10
	Partial penetration welds with penetration depth greater than 12 mm	0	5	5
	Other partial penetration welds and all fillet welds	0	0	5
WIC1	All joint types	0	0	0

3. PARAMETRI GEOTECNICI

Per la caratterizzazione dei terreni si fa riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica. Per facilità di consultazione si riporta il modello geotecnico definito sulla base della CPTU1 eseguita lungo il tratto oggetto di intervento.

z [m]	sp. [m]	Litografia	γ [kN/m3]	φ [°]	c' [kPa]	cu [kPa]	M [MPa]	E [MPa]	
0	2,2	2,2	C1-Argille	18	24	4	40	4	3,0
2,2	6,2	4	G1-Sabbie	19	35	-	-	50	37,1
6,2	8,9	2,7	C1-Argille	18	24	4	40	4	3,0
8,9	10,5	1,6	G2-Sabbie fini	19	27	-	-	25	18,6
10,5	14	3,5	C2-Limi	19	24	7	70	7	5,2
14	17	3	G3-Sabbie	19	30	-	-	40	29,7
17	30	13	C2-Limi	19	24	7	70	7	5,2

3.1 LIVELLO DI FALDA

La falda di calcolo si pone, cautelativamente, alla profondità di 1 m dal piano campagna per considerare le oscillazioni della falda nei periodi invernali.

4. RISPOSTA SISMICA LOCALE

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 i comuni nei quali sono previste le opere in questione, ossia comune di Venezia, sono classificati in zona sismica 3.

Le zone sismiche sono individuate secondo lo schema riportato in Tabella 6-1.

Zona	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a _g /g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (Norme Tecniche)
1	> 0,25	0,35
2	0,15 ÷ 0,25	0,25
3	0,05 ÷ 0,15	0,15
4	<0,05	0,05

Tabella 4-1 Definizione delle zone sismiche

Ai sensi del D.M. 17/01/2018 si esegue di seguito la determinazione dei parametri sismici, conseguenti alla zonizzazione sismica per i comuni sopra citati.

In Tabella 6-2 sono riportate le coordinate geografiche rappresentative del tratto stradale oggetto di intervento.

Longitudine	12,308 E
Latitudine	45,492 N

Tabella 4-2 Coordinate geografiche del comune di Venezia

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
12,30800

LATITUDINE
45,49200

☐ 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

media ponderata

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

Ai sensi del punto 2.4 del D.M. 17 gennaio 2018 vengono assunti i parametri di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento. Si assume pertanto:

Tipo di costruzione: 2

conseguentemente:

Vita nominale $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: II con $C_U = 1.0$

quindi il periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ anni}$$

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

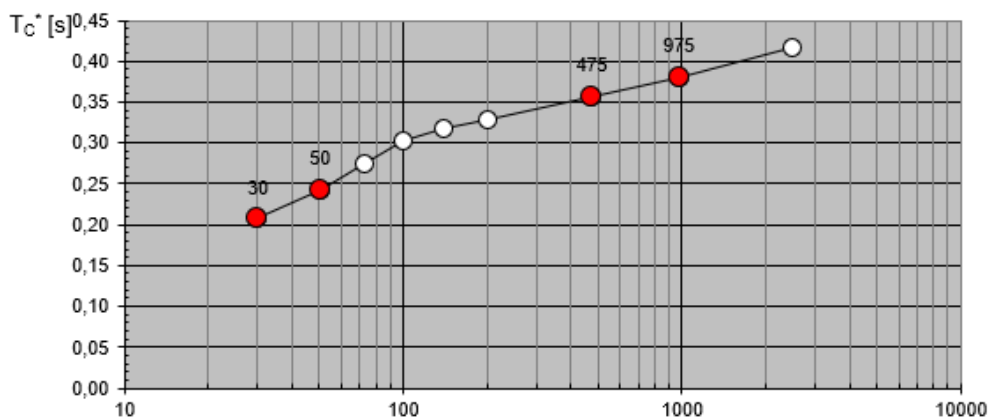
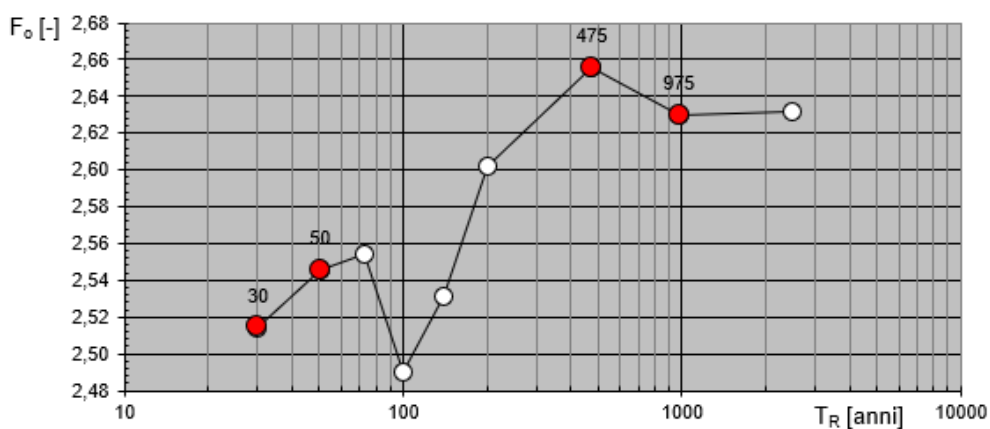
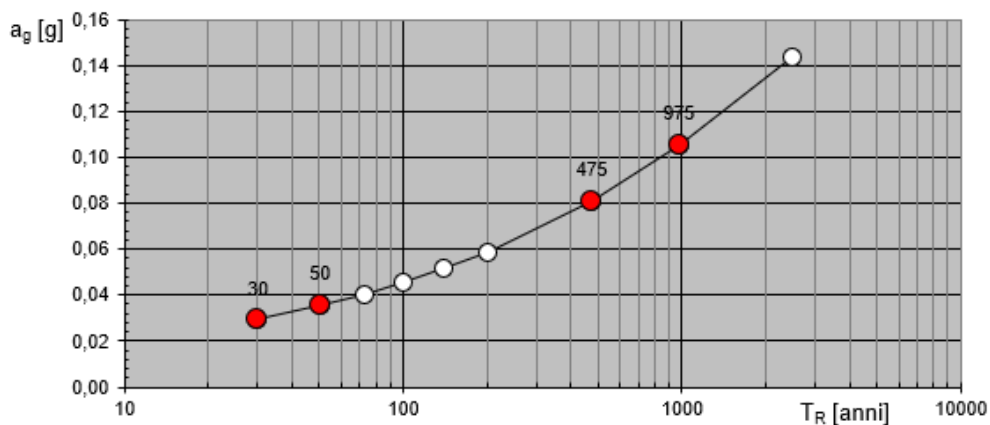
LEGENDA GRAFICO

--- Strategia per costruzioni ordinarie - - - Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Nei grafici seguenti, relativamente a diversi periodi di ritorno T_R , vengono riportati i valori dei parametri sismici:

- accelerazione orizzontale massima al suolo (a_g), in funzione del tempo di ritorno (T_R);
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale (F_0);
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (T_C^*).



SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	30	0,029	2,515	0,207
SLD	50	0,035	2,545	0,243
SLV	475	0,081	2,656	0,356
SLC	975	0,105	2,630	0,380

Il D.M. 17-01-2018 prevede, in mancanza di espresse indicazioni in merito, verifiche relative allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento ($V_R = 100$ anni) pari a:

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

Con riferimento ai valori testé riportati, risulta per lo stato limite ultimo SLV il seguente valore del periodo di ritorno dell'azione sismica:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 475 \text{ anni}$$

L'interpolazione condotta per lo **stato limite ultimo SLV di salvaguardia della vita** secondo le modalità previste dal D.M. 17-01-2018, conduce ai seguenti risultati:

T_R	a_g	F_0	T_C^*
475 anni	0,081 g	2,656	0,356

Per quanto concerne la classificazione del terreno di fondazione si assume la tipologia C.

Con riferimento allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV** (periodo di ritorno $T_R = 475$ anni), nell'ipotesi di categoria topografica T1 (superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ e altezza non maggiore di 30 m), secondo le indicazioni fornite dal D.M. 17-01-2018 risultano i seguenti valori dei parametri:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,081 g
F_0	2,656
T_C^*	0,356 s
S_S	1,500
C_C	1,476
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,175 s
T_C	0,526 s
T_D	1,924 s

L'accelerazione massima al suolo, tenendo conto degli effetti di sito, risulta pari a

$$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0,121 \text{ g}$$

Dall'analisi di disaggregazione di PGA determinata con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, ottenuta dal sito dell'Istituto di Geofisica e Vulcanologia (INGV), si ottiene un valore medio di magnitudo di momento pari a 5.38.

Si riportano in Tabella 6-3 i dati forniti da tale sito.

Valori Medi	
Magnitudo	Distanza
5.62	52.1

Tabella 4-3 Valori medi di magnitudo e distanza epicentrale (da sito INGV)

5. DESCRIZIONE GENERALE

La passerella è costituita da un impalcato metallico ad asse rettilineo, avente luce complessiva pari a circa 9.00 m, con larghezza utile di calpestio pari a 2.50 m, atta a consentire il transito contemporaneo di pedoni e ciclisti.

L'impalcato è sostenuto da una serie di elementi strutturali principali in acciaio, opportunamente controventati e irrigiditi, poggianti su appoggi e sottostrutture di fondazione in c.a.

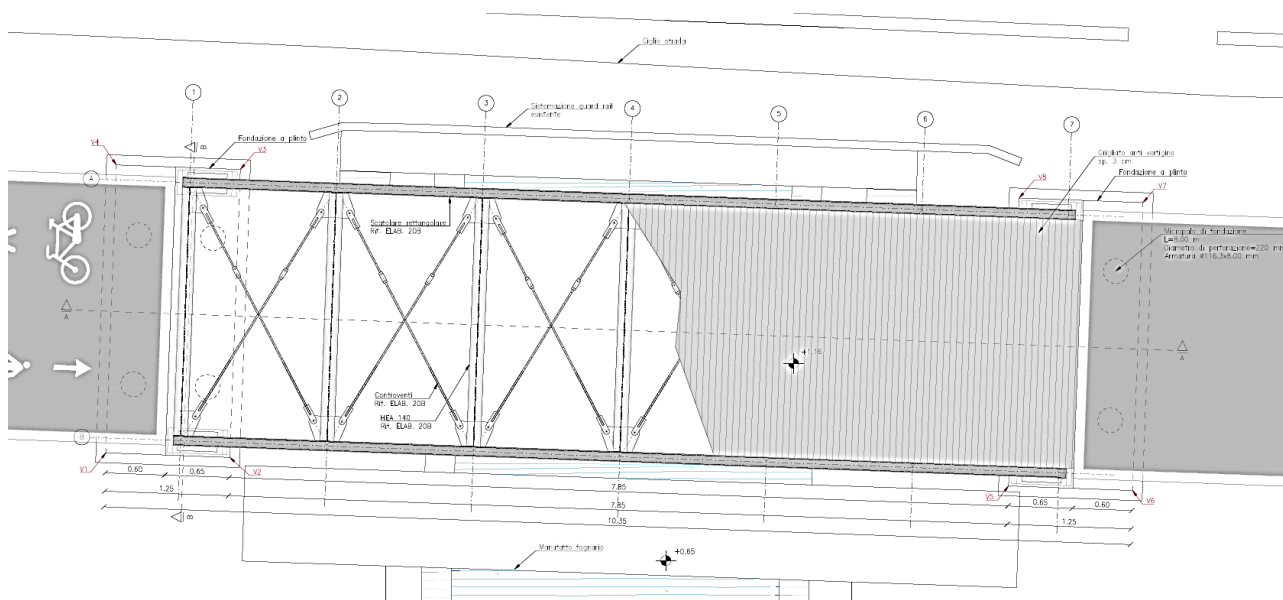


Figura 1 Planimetria generale

Le strutture metalliche principali e secondarie sono realizzate in acciaio strutturale S355, conforme alle normative UNI EN 10025.

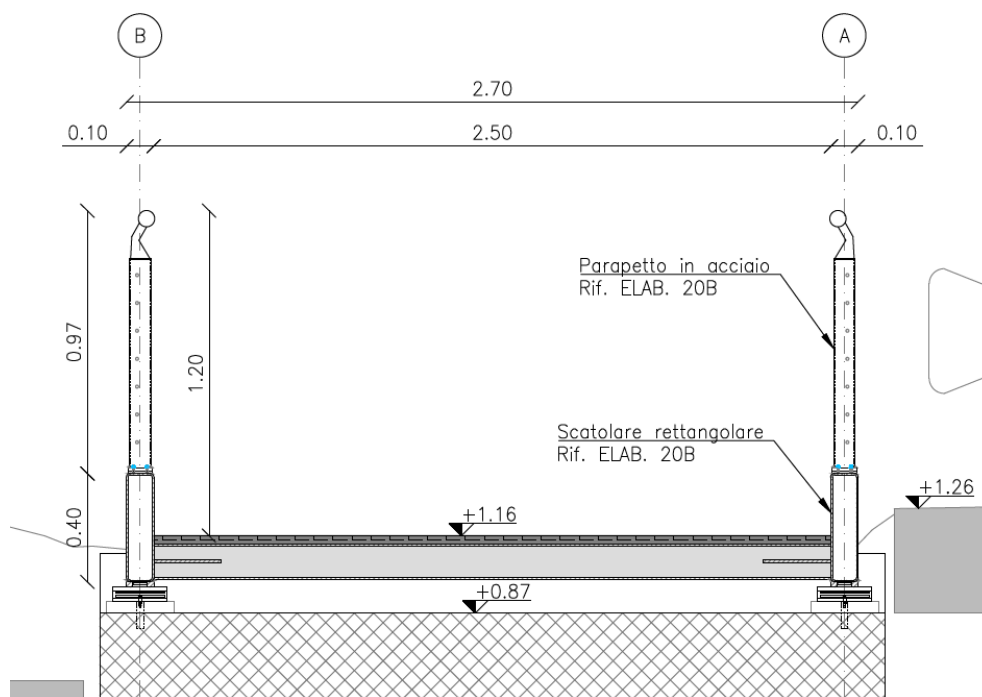


Figura 2 Sezione trasversale

La struttura metallica portante è realizzata mediante:

Travi principali in profili rettangolari 400x100x6 sagomanti a caldo, poste lungo i lati longitudinali dell'impalcato, atte a resistere alle sollecitazioni flettenti e taglianti derivanti dai carichi permanenti e variabili.

Traversi metallici in HEA 140 disposti a passo regolare (~1.50m), collegati alle travi principali tramite saldature a completa penetrazione, aventi funzione di ripartizione dei carichi e di sostegno del piano di calpestio.

Controventature orizzontali, costituite da tondini e piatti, atte ad assicurare la stabilità globale e a trasferire le azioni orizzontali.

Il piano di transito è composto da una rete anti vertigine di spessore 3cm.

PIANTA
Scala 1:25

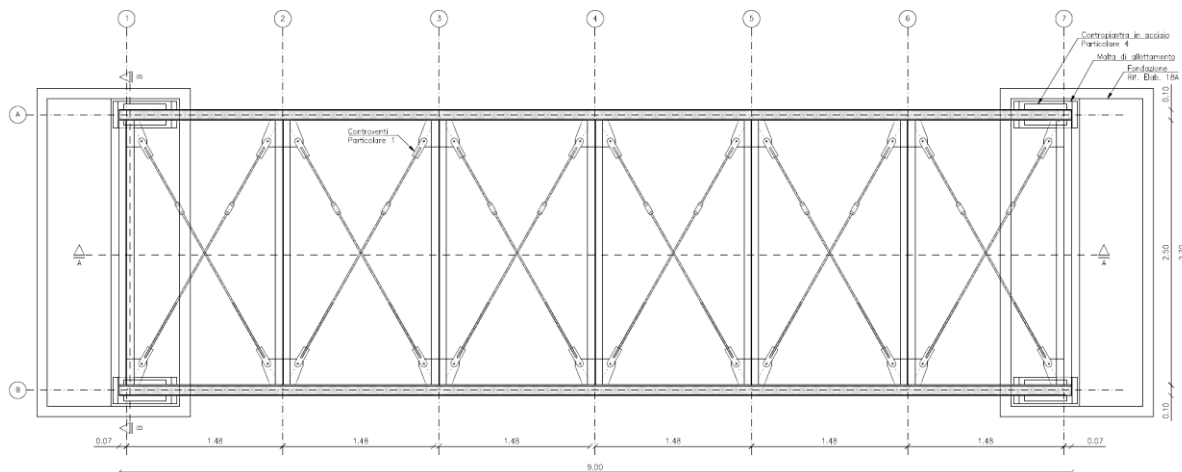


Figura 3 Pianta controventi

SEZIONE A-A
Scala 1:25

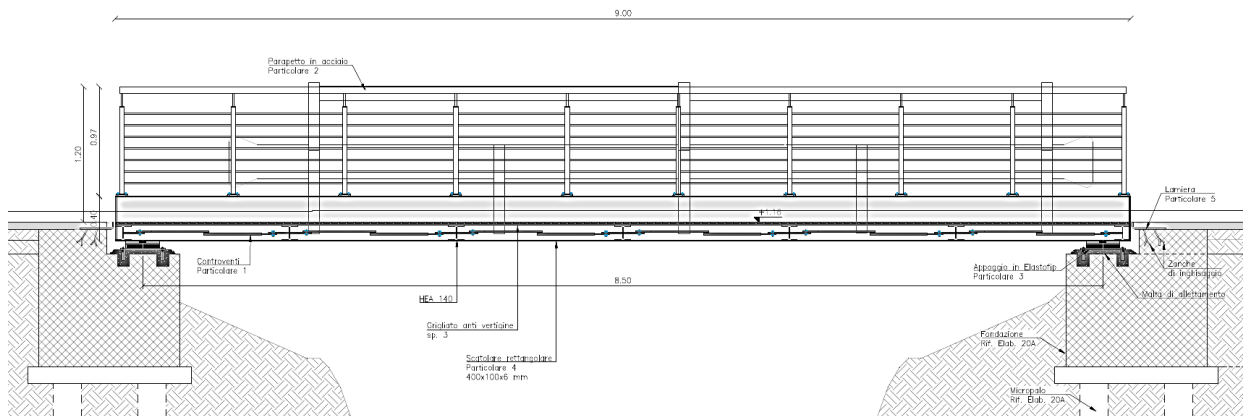


Figura 4 Sezione longitudinale

Ai lati dell'impalcato sono previsti parapetti metallici costituiti da montanti e correnti orizzontali, rispondenti ai requisiti di normativa per la protezione dei pedoni e dei ciclisti.

PARTICOLARE 2
PARAPETTO
Scala 1:5 - quote in mm

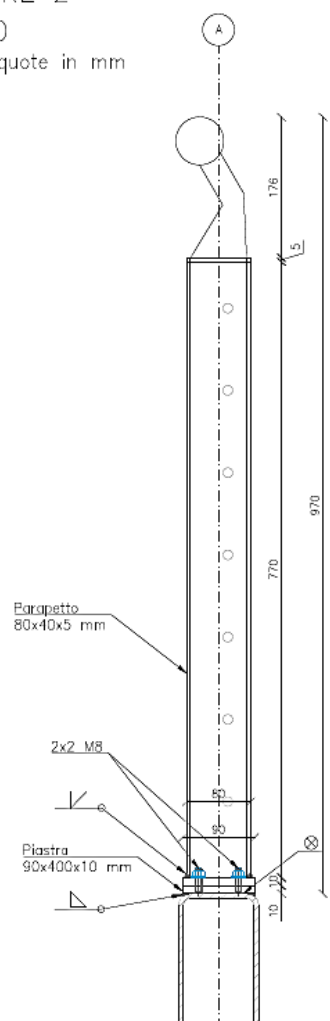


Figura 5 Particolare collegamento parapetto

6. VERIFICA DEL TUBOLARE RETTANGOLARE

6.1 SEZIONE ADOTTATA

Si adotta una sezione tubolare rettangolare in acciaio S235 con le seguenti caratteristiche geometriche:

$$B = 100 \text{ mm} - \text{base}$$

$$H = 400 \text{ mm} - \text{altezza}$$

$$t = 6 \text{ mm} - \text{spessore}$$

$$b = B - 2 \cdot t = 100 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm} = 88 \text{ mm}$$

$$h = H - 2 \cdot t = 400 \text{ mm} - 2 \cdot 6 \text{ mm} = 388 \text{ mm}$$

$$A = B \cdot H - b \cdot h = 100 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} - 88 \text{ mm} \cdot 388 \text{ mm} = 5856 \text{ mm}^2$$

$$J = \frac{B \cdot H^3}{12} - \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \text{ mm} \cdot (400 \text{ mm})^3}{12} - \frac{88 \text{ mm} \cdot (388 \text{ mm})^3}{12}$$

$$= 104985472 \text{ mm}^4$$

Classe della sezione:

$$c/t = h/t = 388/6 = 64.67 \leq 72\epsilon = 72$$

Tab. 4.2.III - Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse

Parti interne compresse						
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{35\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1 : c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
ϵ		1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ si applica se la tensione di compressione $\sigma \leq f_{yk}$ o la deformazione a trazione $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Figura 6 La sezione risulta di classe 1

Pertanto, ai fini della resistenza a flessione, risulta:

$$W_{pl} = \frac{B \cdot H^2}{4} - \frac{b \cdot h^2}{4} = \frac{100 \text{ mm} \cdot (400 \text{ mm})^2}{4} - \frac{88 \text{ mm} \cdot (388 \text{ mm})^2}{4} = 688032 \text{ mm}^3$$

Ai fini del taglio:

$$A_v = \frac{A \cdot H}{B + H} = \frac{5856 \text{ mm}^2 \cdot 400 \text{ mm}}{100 \text{ mm} + 400 \text{ mm}} = 4684,8 \text{ mm}^2$$

6.2 CARICHI

G1:

$$q_{travi} = A \cdot \gamma_{acc} = 5856 \text{ mm}^2 \cdot 78.5 \text{ kN/m}^3 = 0.46 \text{ kN/m}$$

$$q_{traversi} = 0.247 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{i}{2} \cdot 7 \cdot \frac{1}{L} = 0.247 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{2.7 \text{ m}}{2} \cdot 7 \cdot \frac{1}{8.5 \text{ m}} = 0.275 \text{ kN/m}$$

G2:

si assumono i seguenti carichi:

$$q_{grigliato} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{parapetto} = 0.2 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{tubatura} = 0.5 \text{ kN/m}$$

Sulla trave risulta: $q_{G2} = q_{grigliato} \cdot \frac{i}{2} + q_{parapetto} \cdot H_{parapetto} + q_{tubatura} = 0.5 \cdot \frac{2.7}{2} + 0.2 \cdot 1 + 0.5 = 1.375 \text{ kN/m}$

Vento:

la passerella oggetto della presente relazione di calcolo è situata a meno di 1km dalla costa della laguna di Venezia. Perciò si è in zona 1.



Ubicazione del sito

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

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

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

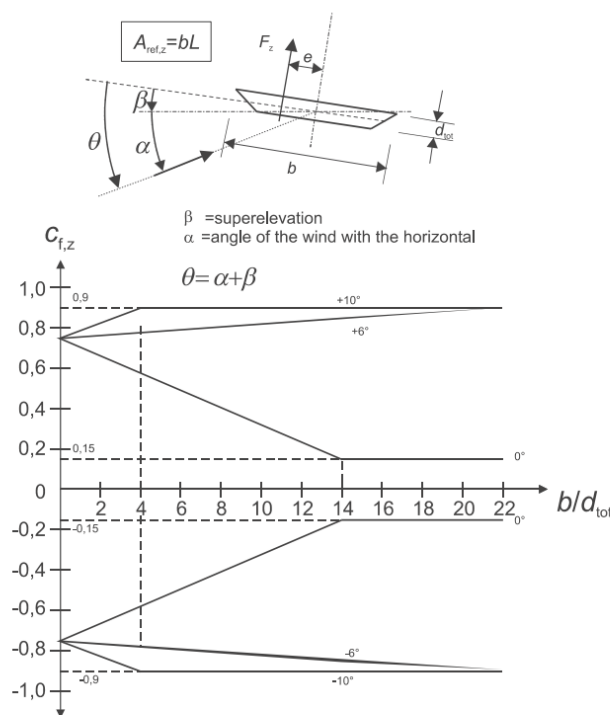


Figure 8.6 — Force coefficient $c_{f,z}$ for bridges with transversal slope and wind inclination

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \text{ kg/m}^3 \cdot (25 \text{ m/s})^2 = 0.391 \text{ kN/m}^2$$

$$c_e = k_r^2 \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot \left(7 + \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)\right) = 0.19^2 \cdot \ln\left(\frac{4 \text{ m}}{0.05 \text{ m}}\right) \cdot \left(7 + \ln\left(\frac{4 \text{ m}}{0.05 \text{ m}}\right)\right) \\ = 1.8$$

$$c_{fz} = 0.9$$

$$q_{vento} = q_r \cdot c_e \cdot c_{fz} \cdot i = 0.391 \text{ kN/m}^2 \cdot 1.8 \cdot 0.9 \cdot 2.7 \text{ m} = 1.71 \text{ kN/m}$$

Il carico vento è applicato a b/4 rispetto l'asse del ponte perciò genera un momento torcente distribuito pari a:

$$M_{vento} = q_{vento} \cdot \frac{i}{4} = \frac{1.71 \text{ kN}}{\text{m}} \cdot \frac{2.7 \text{ m}}{4} = 1.15 \text{ kN}$$

Il quale si può scomporlo come coppia di forze distribuite sulle travi considerando come braccio l'interasse effettivo delle travi ovvero i-b/2-b/2 (con b=100mm)

$$q_{trave} = \frac{M_{vento}}{i - 100 \text{ mm}} = \frac{1.15 \text{ kN}}{2.7 \text{ m} - 100 \text{ mm}} = 0.44 \text{ kN/m}$$

Sul piano orizzontale la pressione del vento sarà la seguente:

$$b = 2.70 \text{ m}$$

d = 1.37m (considerando l'installazione di un eventuale parapetto pieno al di sopra del profilo rettangolare)

$$b/d = 2.7/1.37 = 1.97$$

6.3 SOLLECITAZIONI

Combinazioni:

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

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

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanent)
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
Vento	5	0,0	0,0	0,0
	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
Neve	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Temperatura	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

		q	G1	G2	Qvento	Folla	q
			0.735	1.375	0.44	6.75	[kN/m]
SLU	CB_01		1.35	1.50	1.50	0.00	3.71
	CB_02		1.35	1.50	0.90	1.35	12.56
SLE - Rara	CB_03		1.00	1.00	1.00	0.00	2.55
	CB_04		1.00	1.00	0.60	1.00	9.12
SLE - Frequente	CB_05		1.00	1.00	0.20	0.00	2.20
	CB_06		1.00	1.00	0.00	0.75	7.17

Perciò risultano le seguenti sollecitazioni e deformazioni massime:

$$M_{max} = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{12.56 \text{ kN/m} \cdot (8.5 \text{ m})^2}{8} = 113.5 \text{ kNm}$$

$$V_{max} = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{12.56 \text{ kN/m} \cdot 8.5 \text{ m}}{2} = 53.4 \text{ kN}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E \cdot J} = \frac{5}{384} \cdot \frac{9.12 \text{ kN/m} \cdot (8.5 \text{ m})^4}{210 \text{ GPa} \cdot 104985472 \text{ mm}^4} = 28.1 \text{ mm}$$

Per completezza si riportano anche i risultati delle altre combinazioni a seguire.

		q	M max	V max	f
		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm]
SLU	CB_01	3.71	33.5	15.8	11.5
	CB_02	12.56	113.5	53.4	38.7
SLE - Rara	CB_03	2.55	23.0	10.8	7.9
	CB_04	9.12	82.4	38.8	28.1
SLE - Frequente	CB_05	2.20	19.9	9.3	6.8
	CB_06	7.17	64.8	30.5	22.1

6.4 VERIFICHE SLU

Verifica a flessione

$$M_{pl} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{688032 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1.05} = 153.99 \text{ kNm}$$

$$FS = \frac{M_{ED}}{M_{RD}} = \frac{113.5}{153.99} = 0.74 < 1.00$$

Verifica a taglio

$$V_{c,RD} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4684.8 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 605.35 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{V_{ED}}{V_{RD}} = \frac{53.4}{605.35} = 0.09 < 1.00$$

6.5 VERIFICHE SLE

Verifica a deformazione

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{8.5 \text{ m}}{300} = 28.33 \text{ mm}$$

$$FS = \frac{f}{f_{max}} = \frac{28.10}{28.33} = 0.99 < 1.00$$

Verifica alle vibrazioni

Considerando un carico distribuito afferente ad 1 dei due profili rettangolari pari a 200kg/m corrispondente ai carichi permanenti G1+G2:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot J}{\rho}} = \frac{\pi}{2 \cdot (8.5m)^2} \cdot \sqrt{\frac{210GPa \cdot 1.04 \cdot 10^8 mm^4}{\frac{200kg}{m}}} = 7.22Hz > 2Hz$$

Considerando un carico distribuito afferente ad 1 dei due profili rettangolari pari a 720kg/m corrispondente alla condizione SLE-frequente:

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot L^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot J}{\rho}} = \frac{\pi}{2 \cdot (8.5m)^2} \cdot \sqrt{\frac{210GPa \cdot 1.04 \cdot 10^8 mm^4}{670kg/m}} = 3.80Hz > 2Hz$$

In quanto la frequenza del primo modo di vibrare si attesta in entrambi i casi distanti dalla frequenza critica di riferimento di 2Hz si considera soddisfatta la verifica a vibrazione.

7. VERIFICA DEL TRAVERSO IN HEA

7.1 SEZIONE ADOTTATA

Si adotta il profilo HEA140 in acciaio S235

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File Tipo Profilo Collegamenti Giunto Flangiato AcciaioClis Normativa: NTC ?

☐ IPE ☐ IPN ☐ HEAA ☐ HL ☐ Wy ☐ ly ☐ g

☒ HEA ☐ IPEA ☐ HEX ☐ UB

☐ HEB ☐ IPEO ☐ HD ☐ UC

☐ HEM ☐ IPEX ☐ HP ☐ W

Acciaio S235 (Fe360) f_y (N/mm²) 235 f_u 360

Lunghezze di libera inflessione [m]
 l_{0y} 2,7 l_{0z} 2,7

N_{sd} [kN] 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 100 A	16,7	96	100	5,00	8,00	12,00
HE 120 A	19,9	114	120	5,00	8,00	12,00
HE 140 A	24,7	133	140	5,50	8,50	12,00
HE 160 A	30,4	152	160	6,00	9,00	15,00
HE 180 A	36,0	171	180	6,00	9,50	15,00
HE 200 A	42,3	190	200	6,50	10,00	18,00
UC 200 A	50,5	210	220	7,00	11,00	18,00

HE 140 A

$N_{by,Rd}$ [kN] 621,2 $M_{cy,Rd}$ [kNm] 38,83

$N_{bz,Rd}$ [kN] 458,2 $M_{cz,Rd}$ [kNm] 18,99

$V_{ply,Rd}$ [kN] 130,9 $V_{plz,Rd}$ [kN] 307,5

g (Kg/m): 24,7 r_2 (mm): 0

h (mm): 133 A (cm²): 31,42 i_y (cm): 5,73 i_z (cm): 3,52

b (mm): 140 I_y (cm⁴): 1.033 I_z (cm⁴): 389,3 I_T (cm⁴): 8,13

tw (mm): 5,5 W_y (cm³): 155,4 W_z (cm³): 55,62 I_w (cm⁶): 15.060

tf (mm): 8,5 $W_{pl,y}$ (cm³): 173,5 $W_{pl,z}$ (cm³): 84,85

r1 (mm): 12

Classe Sezione

Compressione 1

Flessione My 1

Flessione Mz 1

Presso-Flessione 1

Verifiche

Presso Flessione

Svergolamento

7.2 CARICHI

G1:

$$q_{traversi} = 0.247 \text{ kN/m}$$

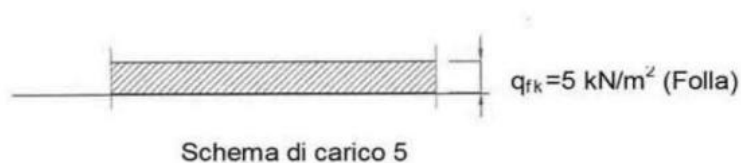
G2:

si assumono i seguenti carichi:

$$q_{grigliato} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sul traverso risulta: } q_{G2} = q_{grigliato} \cdot i = 0.5 \cdot 1.5 = 0.75 \text{ kN/m}$$

Folla - Schema 5 NTC



Pertanto sulla trave risulta:

$$q_{traversi} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.5\text{m} = 7.5 \text{ kN/m}$$

7.3 SOLLECITAZIONI

			G1	G2	Folla	q
		q	0.247	0.75	7.5	[kN/m]
SLU	CB_01		1.35	1.50	0.00	1.46
	CB_02		1.35	1.50	1.35	11.58
SLE - Rara	CB_03		1.00	1.00	0.00	1.00
	CB_04		1.00	1.00	1.00	8.50
SLE - Frequente	CB_05		1.00	1.00	0.00	1.00
	CB_06		1.00	1.00	0.75	6.62

		q	M max	V max	f
		[kN/m]	[kNm]	[kN]	[mm]
SLU	CB_01	1.46	1.3	2.0	0.5
	CB_02	11.58	10.6	15.6	3.7
SLE - Rara	CB_03	1.00	0.9	1.3	0.3
	CB_04	8.50	7.7	11.5	2.7

7.4 VERIFICHE SLU

$$M_{RD} = 458.2 \text{ kNm}$$

$$FS = \frac{M_{ED}}{M_{RD}} = \frac{10.6}{458.2} = 0.02 < 1.00$$

$$V_{c,RD} = 130.9 \text{ kN}$$

$$FS = \frac{V_{ED}}{V_{RD}} = \frac{15.6}{103.9} = 0.15 < 1.00$$

7.5 VERIFICHE SLE

$$f_{max} = \frac{L}{300} = \frac{2.7 \text{ m}}{300} = 9.00 \text{ mm}$$

$$FS = \frac{f}{f_{max}} = \frac{2.70}{9.00} = 0.30 < 1.00$$

8. VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DEL PARAPETTO

8.1 CARICHI

I parapetti sono dimensionati rispetto ad una spinta pari a 1kN orizzontale applicato al punto più alto.

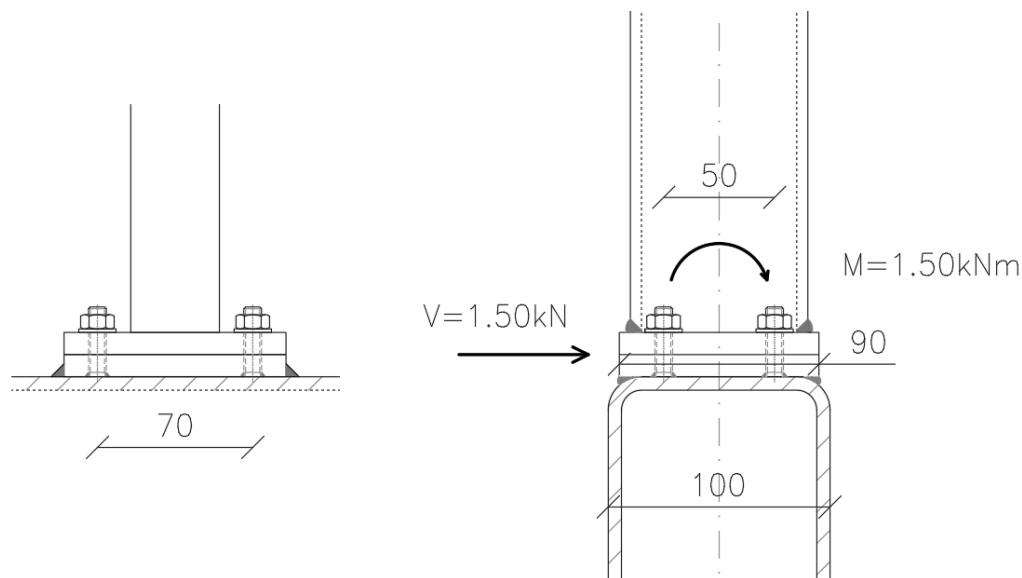
8.2 SOLLECITAZIONI

Allo stato limite ultimo le sollecitazioni sono amplificate di un fattore 1.50

Perciò al piede del parapetto risultano le seguenti sollecitazioni:

$$M = 1.50 \text{ kNm}$$

$$V = 1.50 \text{ kN}$$



8.3 VERIFICA BULLONATURE

Si adottano 4 bulloni M8 8.8 per montante

Taglio sul singolo bullone: $1.50\text{kN}/4 = 0.375\text{kN}$

Trazione sul bullone più sollecitato: $1.50\text{kNm}/0.05\text{m}/2 = 15\text{kN}$

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone: 8.8 diametro d: 8 f_{yb} : 640 f_{ub} : 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorda

Area: 38,6 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio): $F_{v,Rd}$: 14,82 kN

Resistenza a trazione: $F_{t,Rd}$: 22,23 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

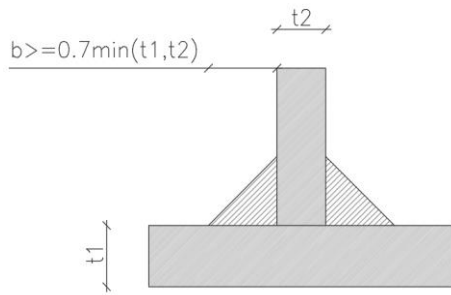
$F_{v,Sd}$: 0,375 $F_{t,Sd}$: 15 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0,025 + 0,482 = 0,507$ OK

Perciò la verifica delle bullonature risulta **soddisfatta**.

8.4 VERIFICA SALDATURE

Il cordone d'angolo presenta le seguenti caratteristiche



Perciò $b = 0.7 \cdot 6\text{mm} = 4.2\text{mm}$

altezza di gola $a = \frac{b}{\sqrt[2]{2}} = 3\text{mm}$

A favore di sicurezza si considerano i cordoli paralleli alla direzione del carico come reagenti a taglio (quindi soggetti a tensione tangenziale) e i cordoni perpendicolari reagenti a flessione (quindi soggetti a tensione normale)

Verifica a taglio

$$l = 90\text{ mm}$$

$$n = 0\text{ MPa}$$

$$\tau = 1.5\text{ kN} \cdot \frac{1}{2 \cdot l \cdot a} = 1.5\text{ kN} \cdot \frac{1}{2 \cdot 90\text{ mm} \cdot 3\text{ mm}} = 2.78\text{ MPa}$$

$$\frac{\sqrt{n^2 + \tau^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} = \frac{\sqrt{0\text{ MPa}^2 + (2.78\text{ MPa})^2}}{0.85 \cdot 235\text{ MPa}} = 0.0139 : \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

$$\frac{n + \tau}{\beta_2 \cdot f_{yk}} = \frac{0\text{ MPa} + 2.78\text{ MPa}}{1 \cdot 235\text{ MPa}} = 0.0118 : \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Verifica a flessione

$$l = 100\text{ mm}$$

$$n = \frac{1.5\text{ kNm}}{90\text{ mm}} \cdot \frac{1}{l \cdot a} = \frac{1.5\text{ kNm}}{90\text{ mm}} \cdot \frac{1}{100\text{ mm} \cdot 3\text{ mm}} = 55.56\text{ MPa}$$

$$\tau = 0 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sqrt{n^2 + \tau^2}}{\beta_1 \cdot f_{yk}} = \frac{\sqrt{(55.56 \text{ MPa})^2 + 0 \text{ MPa}^2}}{0.85 \cdot 235 \text{ MPa}} = 0.278 : \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

$$\frac{n + \tau}{\beta_2 \cdot f_{yk}} = \frac{55.56 \text{ MPa} + 0 \text{ MPa}}{1 \cdot 235 \text{ MPa}} = 0.236 : \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

8.5 VERIFICA DELLA PIASTRA

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

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

TITOLO:

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	10	9

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0,772	2
2	0,772	7

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

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

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

Verifica

N° iterazioni:

☐ Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 640 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} 3,2 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -14,76 N/mm²
 σ_s 331,5 N/mm²
 ϵ_s 1,657 ‰
 d 7 cm
 x 2,803 x/d 0,4005
 δ 0,9406

Per cui la piastra è sollecitata con una forza sui bulloni pari $\sigma_s \cdot A_s = 331,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 77,2 \text{ mm}^2 = 25,6 \text{ kN}$

Il braccio fino all'ala del profilo è pari a 130mm. Quindi la piastra è sollecitata per un momento di $25,6 \text{ kN} \cdot 0,13 \text{ m} = 0,33 \text{ kNm}$

$$M_{RD \text{ piastra}} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{100 \cdot 10^2 / 6 \cdot 235}{1,05} = 0,373 \text{ kNm}$$

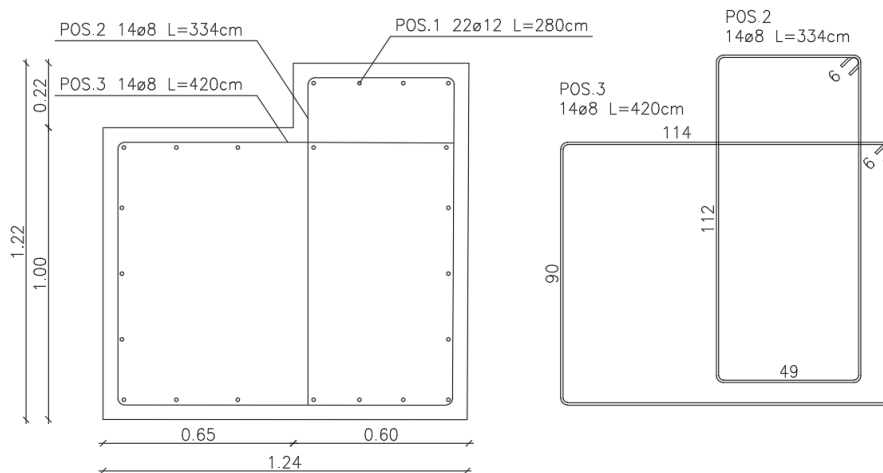
$$FS = \frac{M_{ED}}{M_{RD}} = \frac{0,33}{0,38} = 0,86 < 1,00$$

9. VERIFICA DELLE SOTTOSTRUTTURE

9.1 CARICHI E SOLLECITAZIONI

Si mostra a seguire le sollecitazioni alla base della spalla.

SEZ TRASVERSALE SPALLA
Scala 1:20



Si dispone armatura minima pari a quanto prescritto al §4.1.6.1.1

$$A_c = 1.2 \text{ m} \cdot 1.2 \text{ m} - 0.65 \text{ m} \cdot 0.22 \text{ m} = 1.4 \text{ m}^2$$

$$f_{ck} = 20 \text{ MPa}, f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.3 \cdot 20^{\frac{2}{3}} = 2.2 \text{ MPa}, f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} = \max\left(\frac{0.26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}; 0.0013\right) \cdot A_c = \max\left(\frac{0.26 \cdot 2.2}{450}; 0.0013\right) \cdot 1.4 \text{ m}^2$$

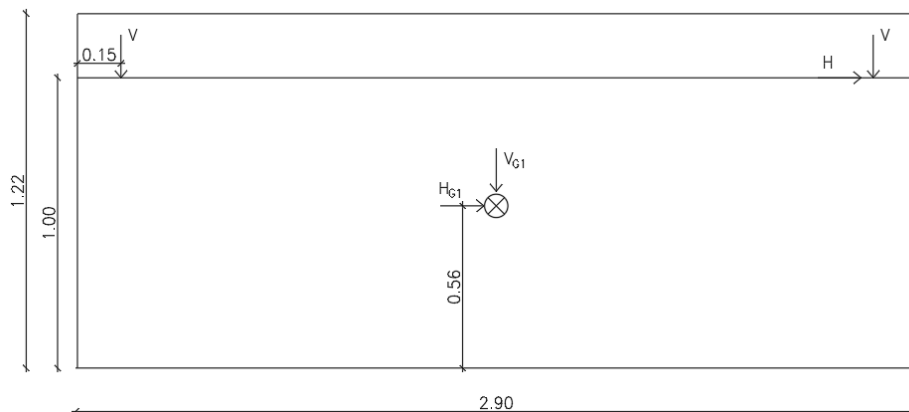
$$= 1780.7 \text{ mm}^2$$

Si adottano: $n = 22$, $\varnothing = 12 \text{ mm}$

$$A_s = \frac{n \cdot \varnothing^2}{4} \cdot \pi = \frac{22 \cdot (12 \text{ mm})^2}{4} \cdot 3.1 = 2488.1 \text{ mm}^2 > 1780.70 \text{ mm}^2$$

SLV

Le forze orizzontali sono generate dall'accelerazione al suolo pari a 0.121g

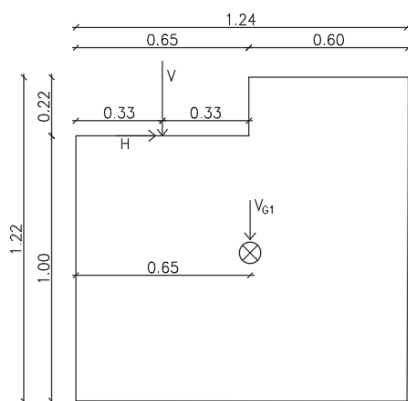


	kN	m
V	9.0	0.00
H	0.1	1.00
V_{G1}	100.0	0.00
H_{G1}	12.1	0.56

ΣV	109.0 kN
ΣH	12.2 kN
ΣM	6.9 kNm

9.1.2 Sezione trasversale spalla

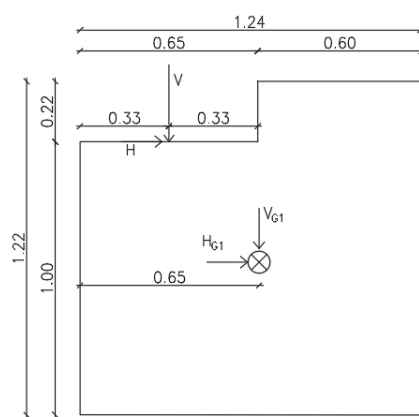
SLU



	kN	m
V	102.8	0.30
H	0.0	1.00
V _{G1}	130.0	-0.03

ΣV	232.8 kN
ΣH	0.0 kN
ΣM	26.9 kNm

SLV



	kN	m
V	9.0	-0.30
H	0.1	1.00
V _{G1}	100.0	0.03
H _{G1}	12.1	0.56

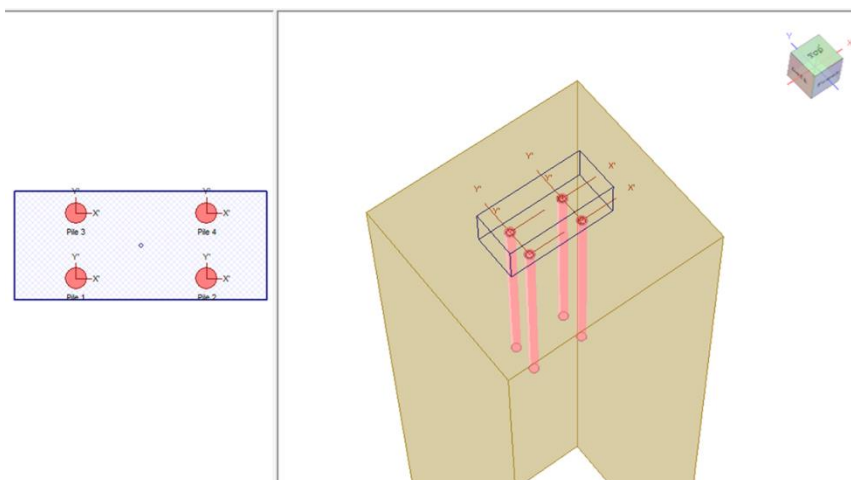
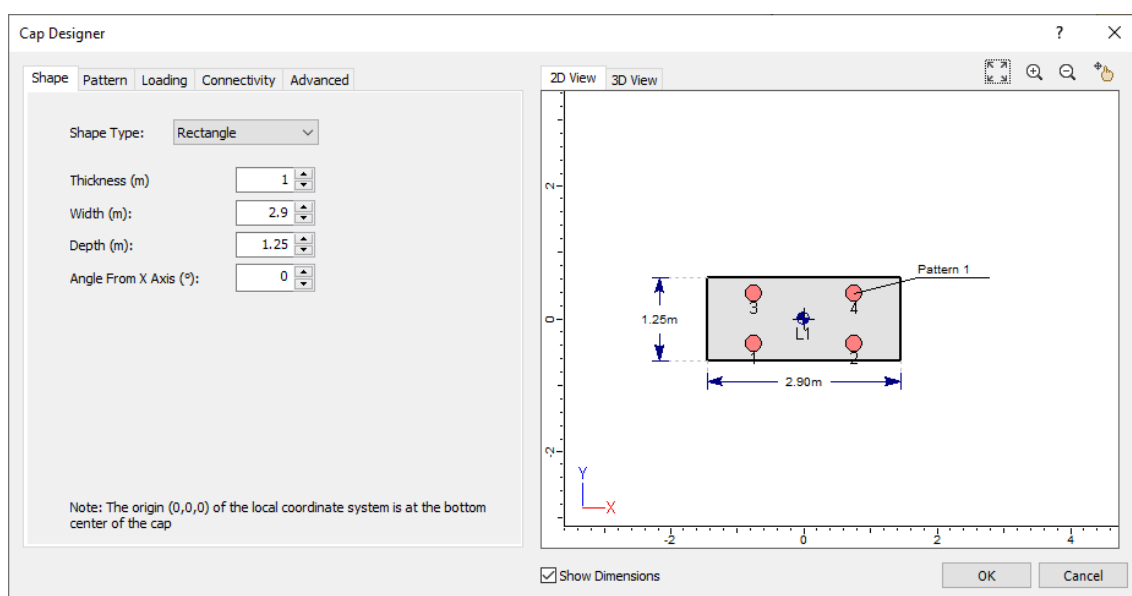
ΣV	109.0 kN
ΣH	12.2 kN
ΣM	7.2 kNm

9.2 SOLLECITAZIONE SUL SINGOLO PALO

Considerando le sollecitazioni agenti all'intradosso delle fondazioni:

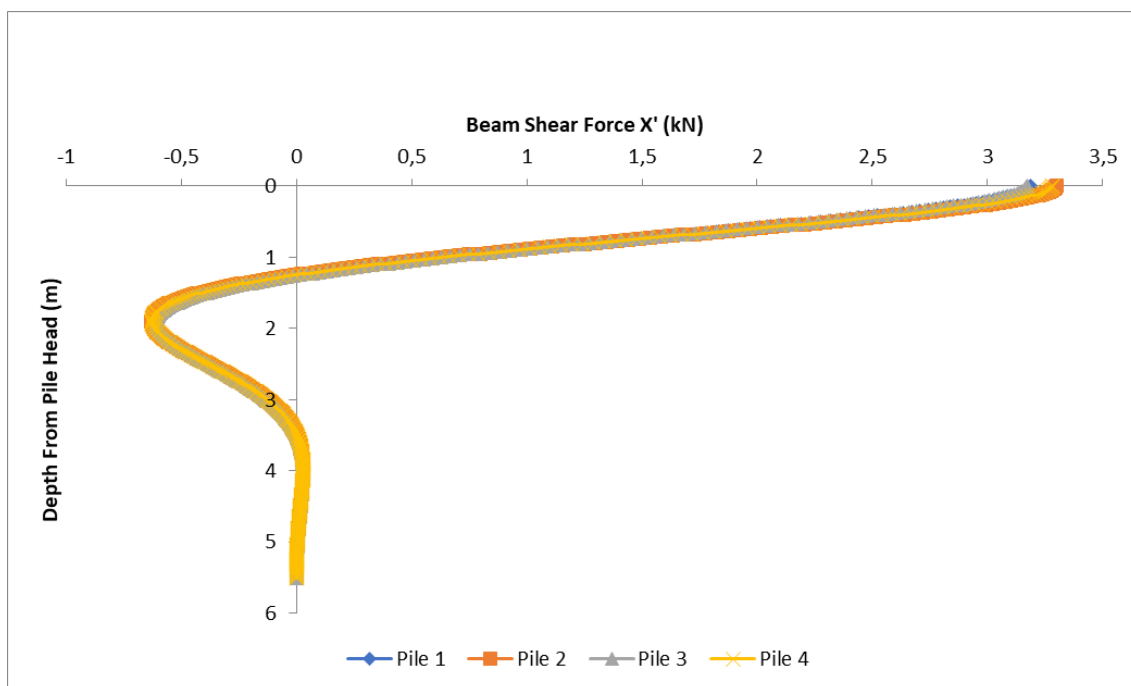
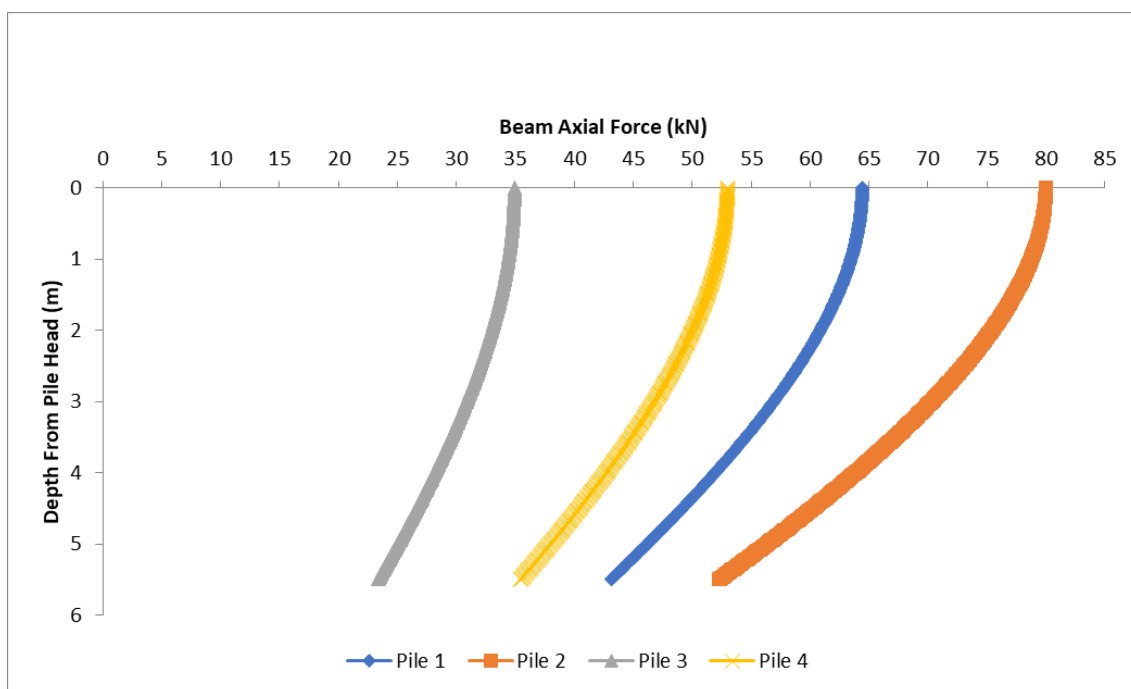
Comb.	SLU-1	SLU-2	SLV
Vz [kN]	233	192	109
Hx [kN]	13	13	13
My [kNm]	19	71	7
Mx [kNm]	27	19	8

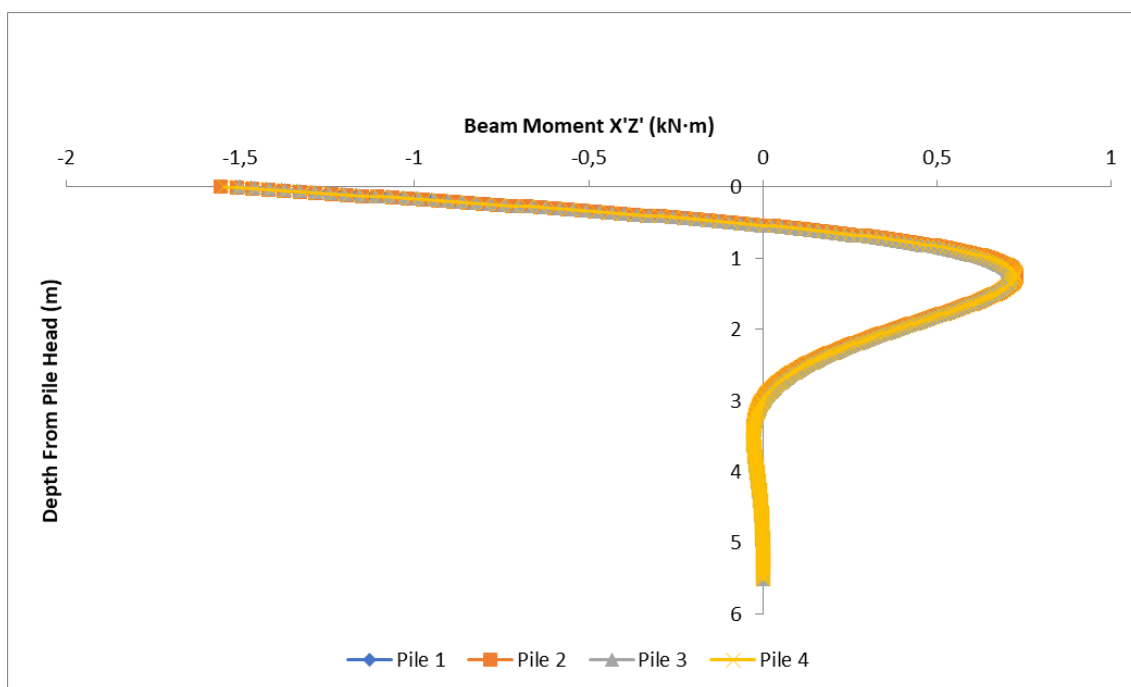
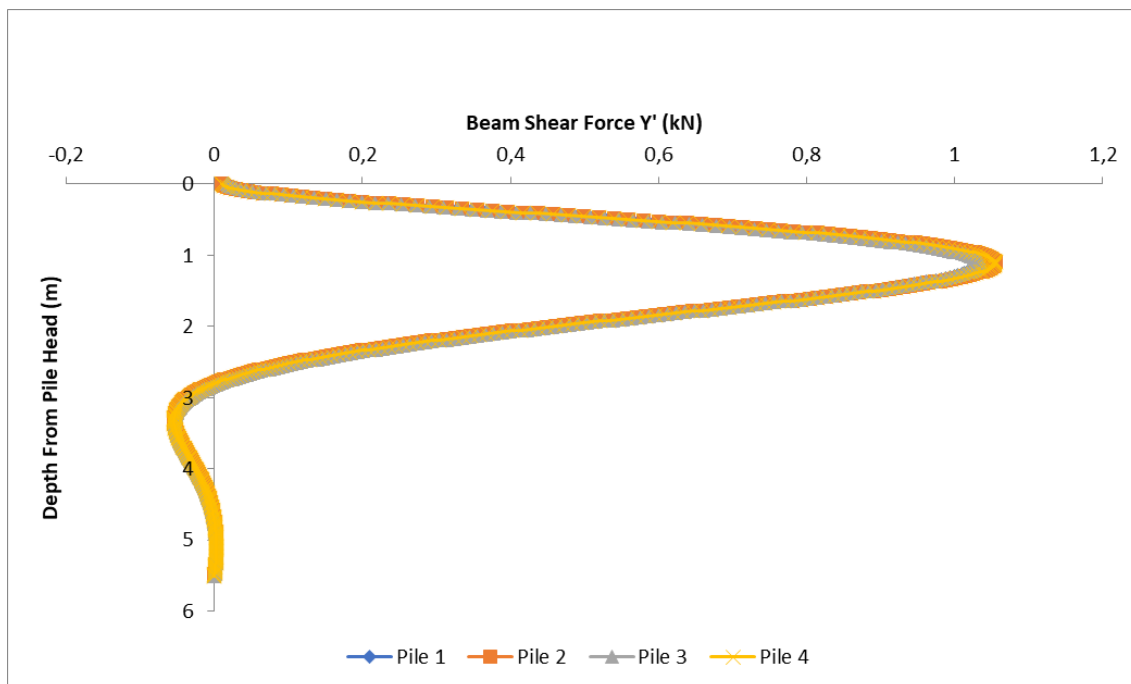
Tramite il software RSPile della Rocscience si sono definite le sollecitazioni agenti sui singoli elementi di fondazione considerando l'effetto di gruppo dovuto alla reale disposizione degli elementi in pianta. A titolo illustrativo si riportano delle schermate del modello.

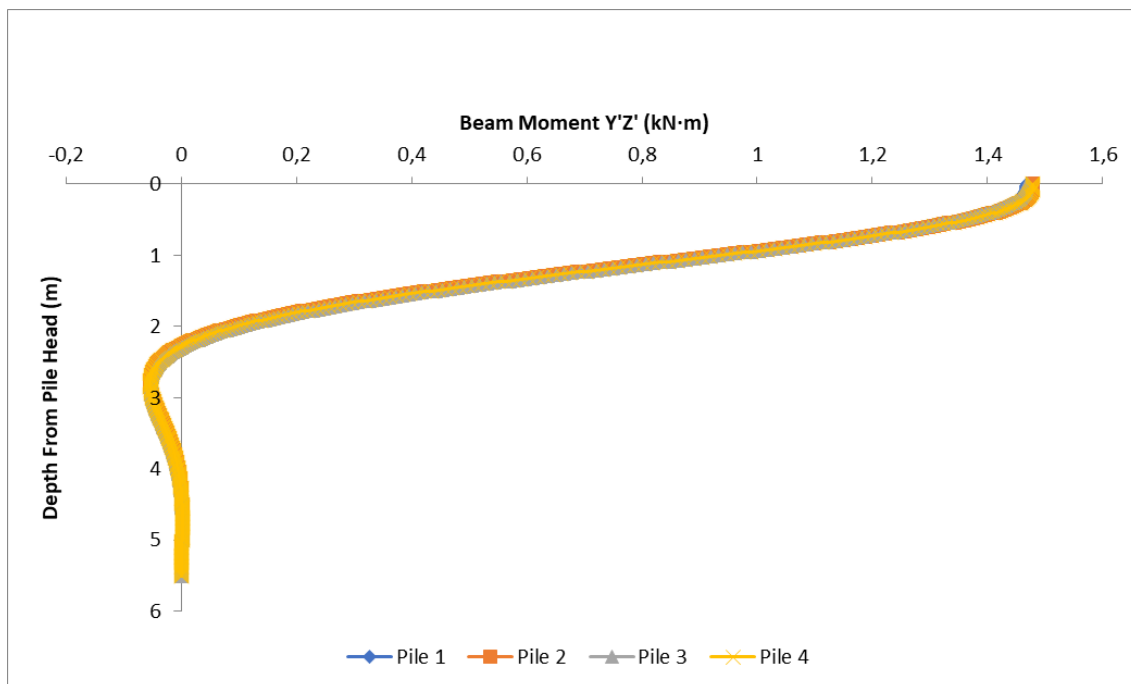


Si riportano i risultati ottenuti:

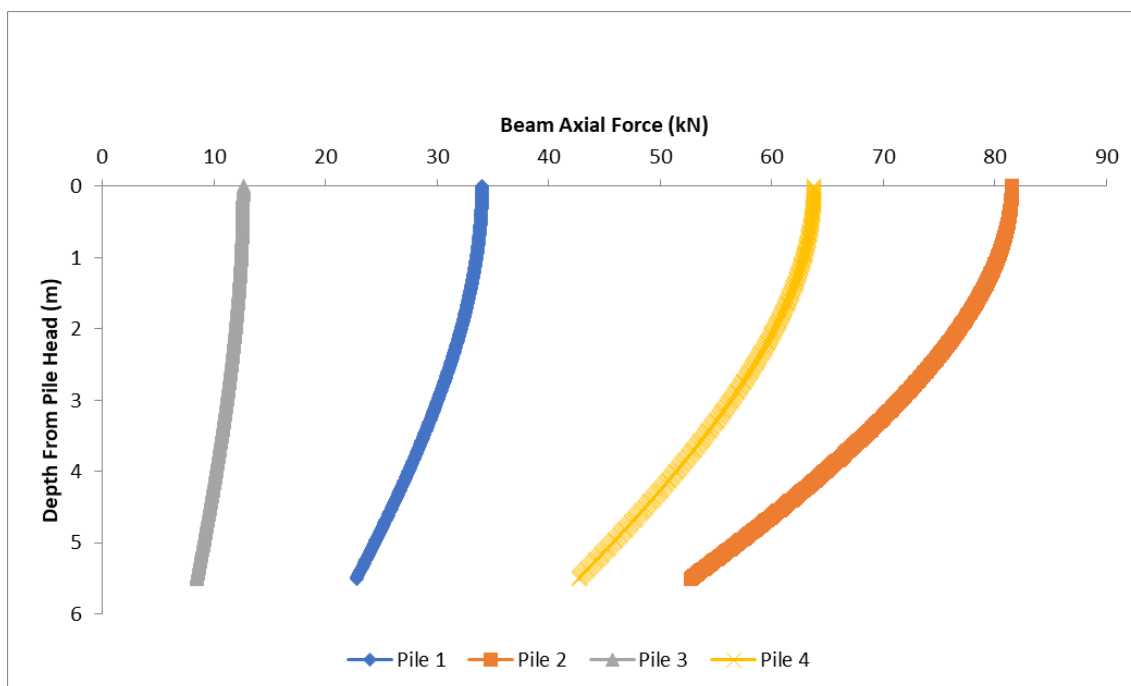
- Comb: SLU1

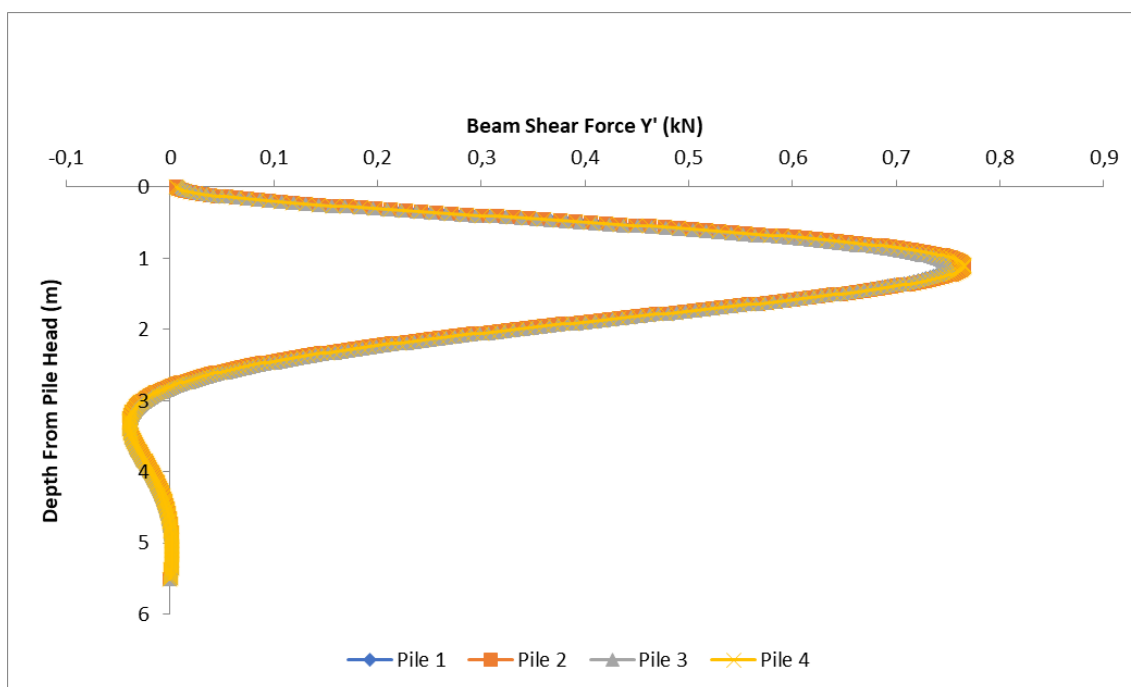
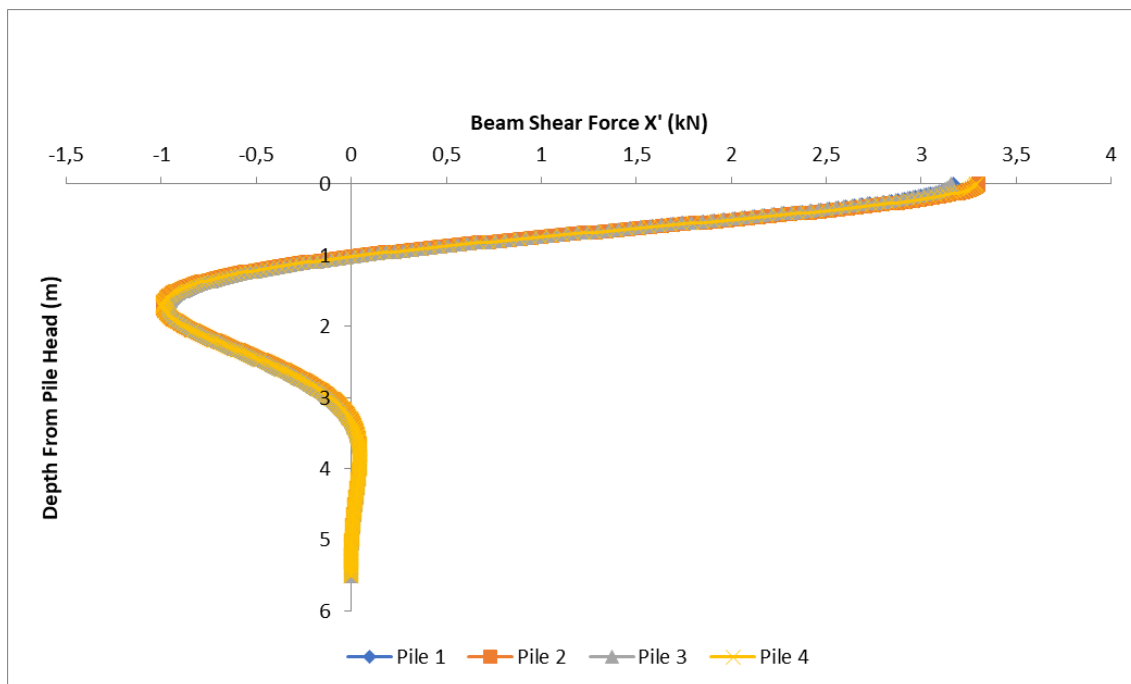


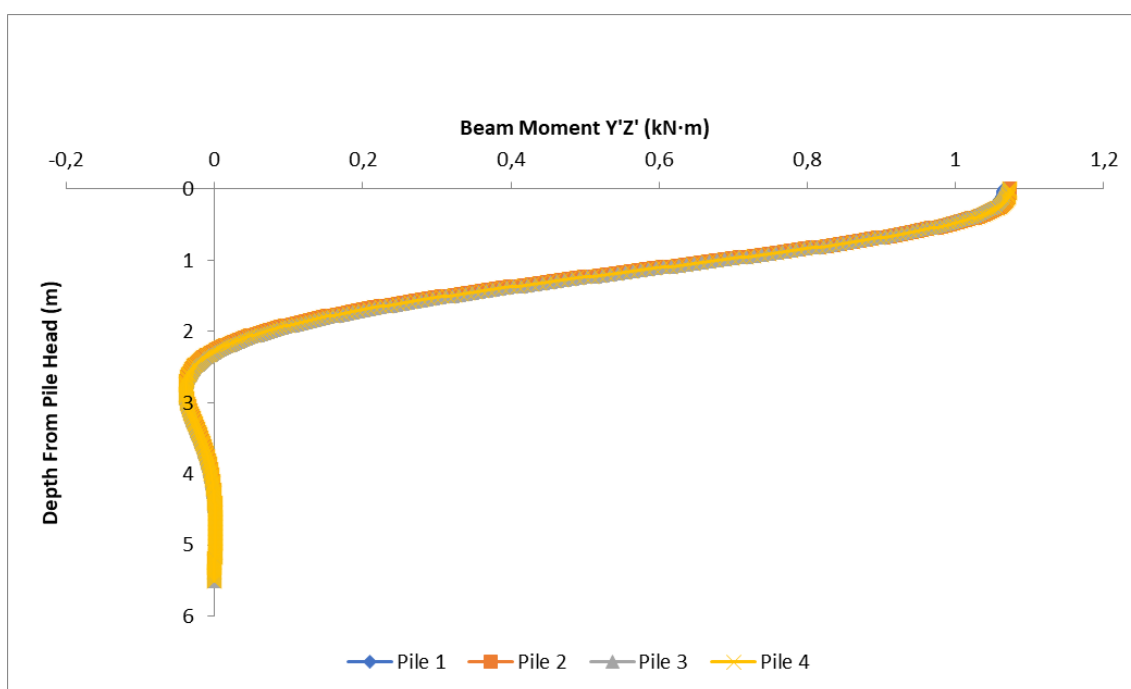
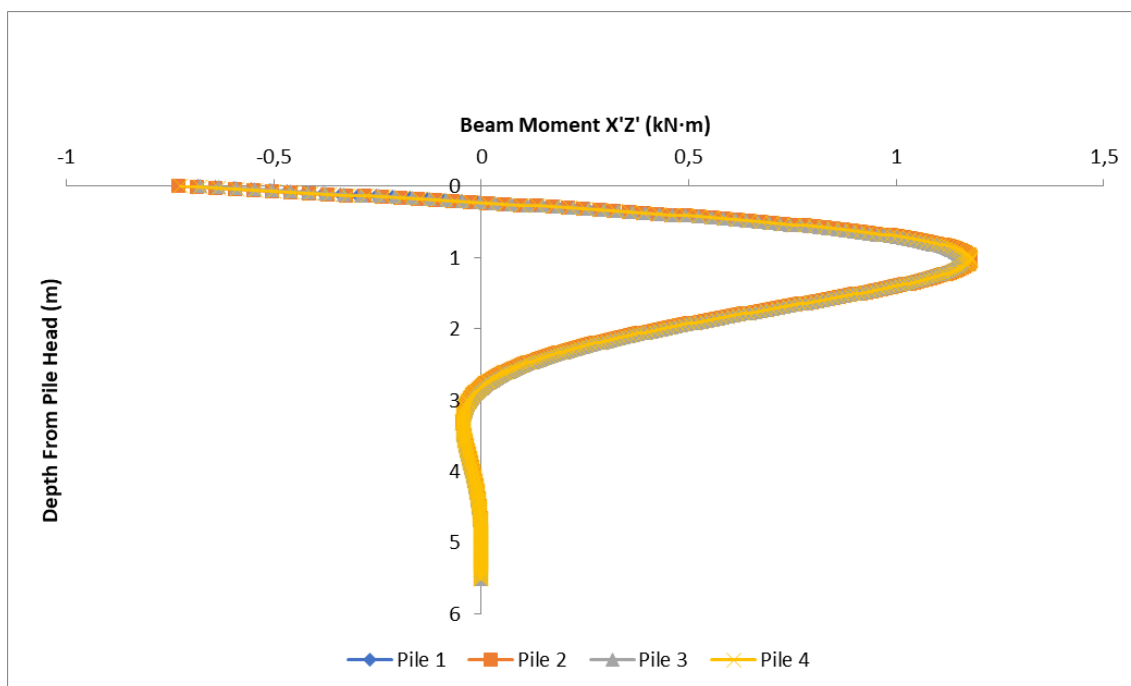




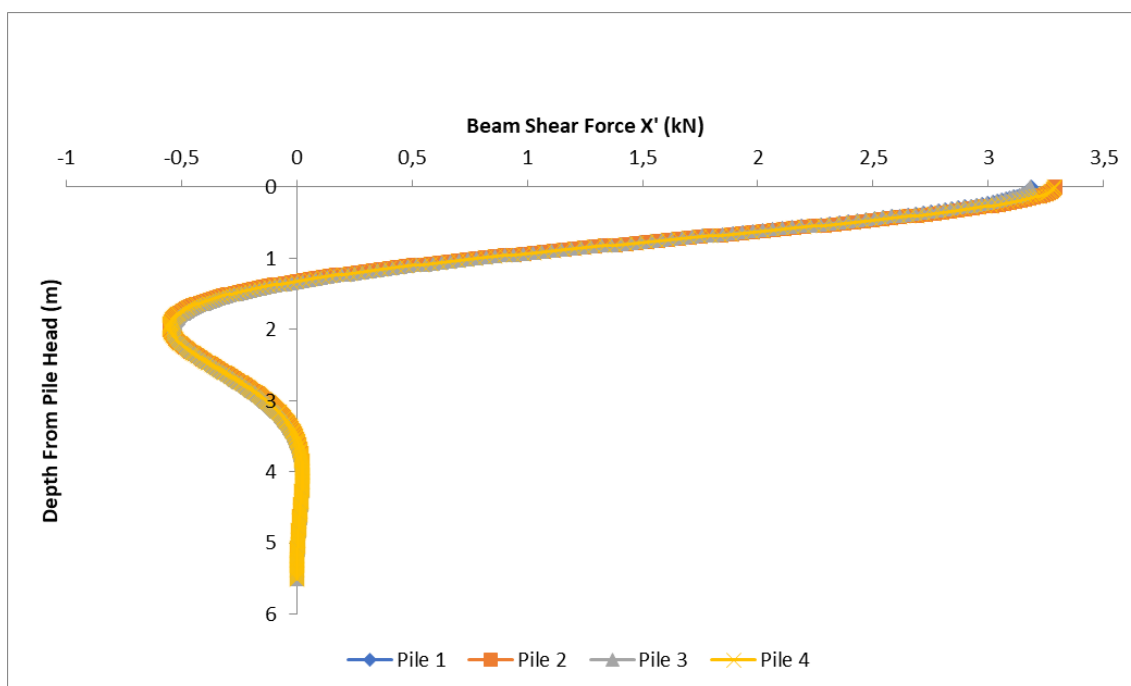
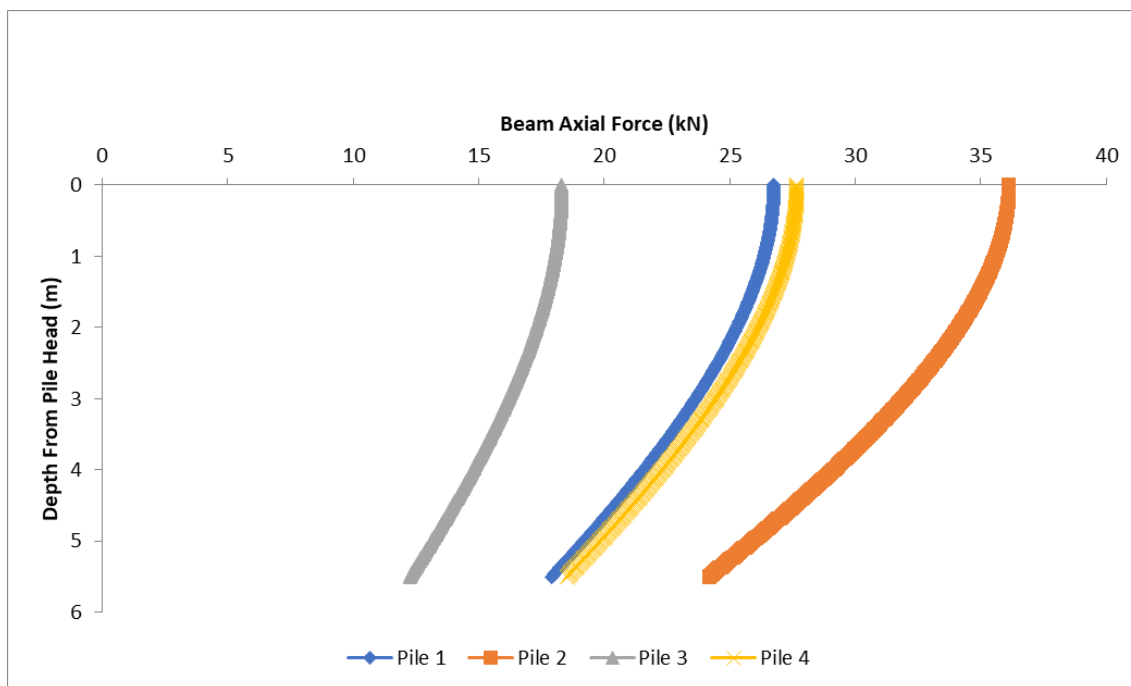
– Comb: SLU2

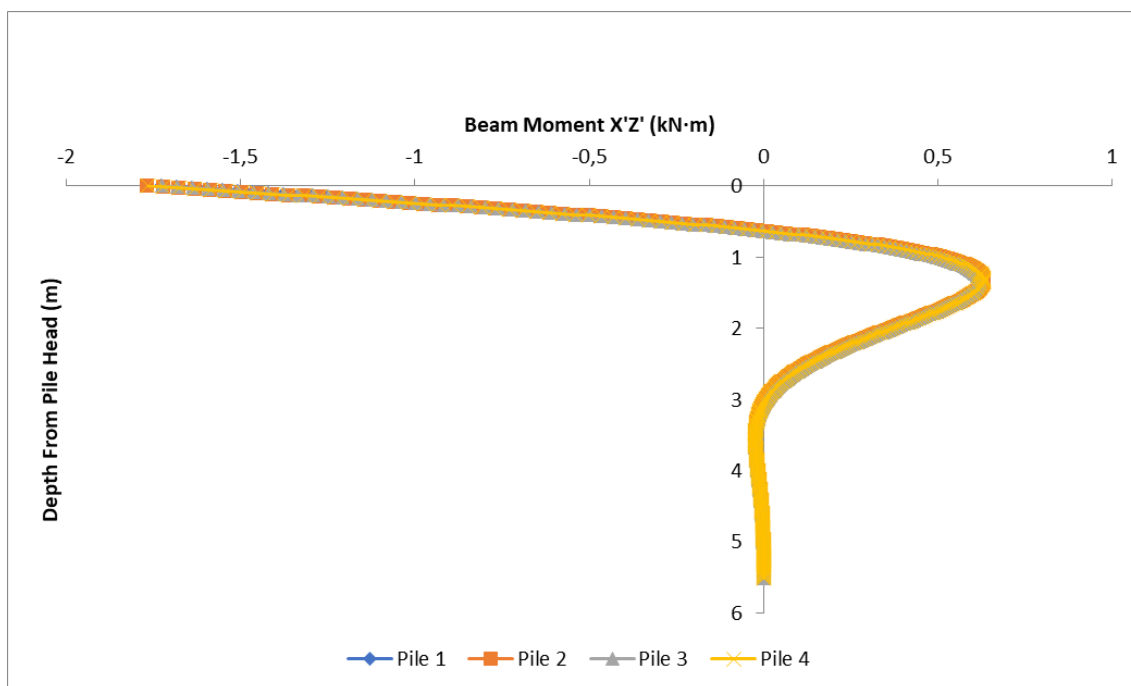
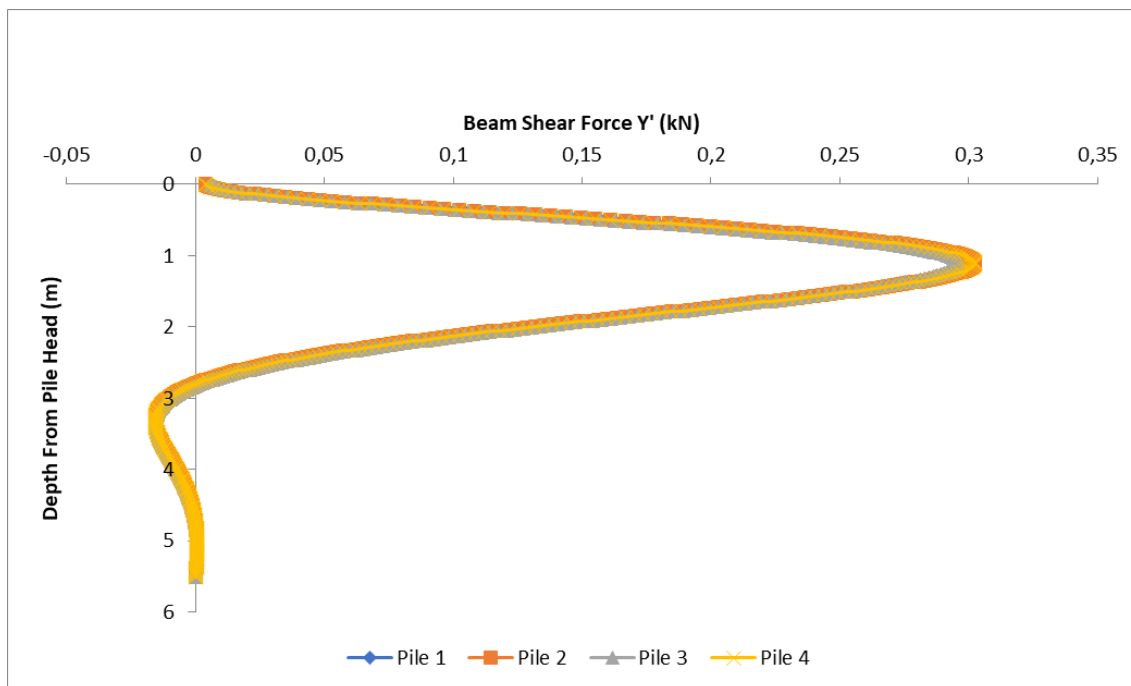


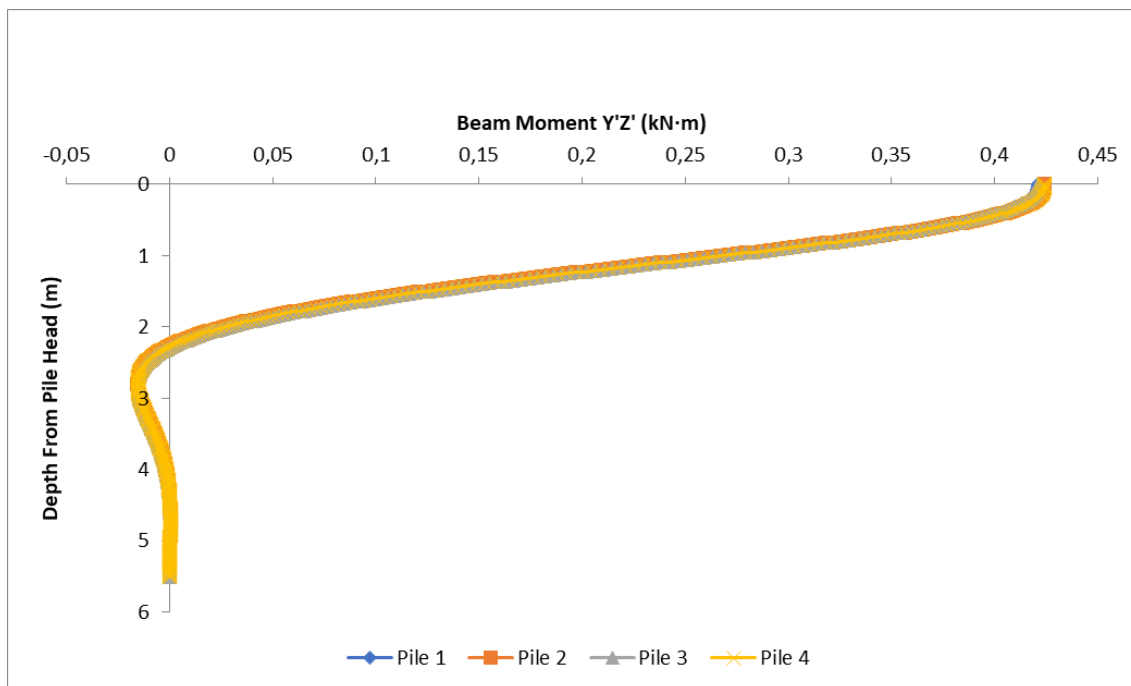




– Comb: SLV







Si riassumono i risultati ottenuti nella tabella seguente:

Sollecitazioni	SLU-1	SLU-2	SLV
N [kN]	80,0	81,6	36,2
Vx [kN]	3,3	3,3	3,3
Vy [kN]	1,1	0,8	0,3
Mxz [kNm]	1,6	1,2	1,8
Myz [kNm]	1,5	1,1	0,5

9.3 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI MICROPALI

Le verifiche geotecniche eseguite per l'opera in oggetto sono le seguenti:

- Verifica a carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- Verifica a carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali.

In accordo con quanto riportato al paragrafo 6.4.3 “Fondazioni su pali” delle NTC 2018, le verifiche sono condotte in combinazione A1+M1+R3. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sulle resistenze (coefficienti γ_{R3} appartenenti al gruppo R3) e i fattori di correlazione del numero di verticali indagate, vengono riportati in nelle tabelle seguenti.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 9-1 Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (Tab. 6.4.II delle NTC2018)

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 9-2 Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

(Tab. 6.4.IV delle NTC2018)

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Tabella 9-3 Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali (Tab. 6.4.VI delle NTC2018)

Ai fini dei calcoli geotecnici, è stato adottato un modello semplificato di terreno equivalente uniforme, in sostituzione della stratigrafia reale. I parametri meccanici utilizzati sono stati assunti al fine di operare in condizioni cautelative.

Nei calcoli è stata quindi considerata un'unica unità litologica caratterizzata da un angolo di attrito ϕ pari a 24° , ritenuto rappresentativo del comportamento medio dei terreni riportati al §2.3.

9.3.1 Verifica a capacità portante verticale della palificata

Il calcolo della capacità portante orizzontale di progetto dei pali dell'opera si esegue secondo l'approccio 2 in combinazione A1+M1+R3.

La verifica a carico limite assiale dei micropali è stata condotta secondo il metodo proposto da Bustamante e Doix (1985).

Il carico limite per attrito laterale viene determinato mediante la seguente formula:

$$S = \pi \cdot d_s \cdot L_s \cdot s$$

in cui:

- d_s è il diametro reso medio del micropalo;
- L_s è la lunghezza della zona iniettata.

Il carico limite offerto dalla punta può essere valutato, invece, nel seguente modo (Viggiani, 1999):

$$P = \frac{\pi \cdot d_s^2}{4} \cdot k_p \cdot p_l$$

dove p_l è la pressione limite. I valori di k_p sono forniti dalla seguente tabella.

Tipo di terreno	Valore di k_p
Sabbie e ghiaie	1,2
Argille	1,6
Argille dure e marne	1,8
Rocce alterate e/o fratturate	1,5

Tabella 9-4 Valori di k_p (Viggiani, 1999)

Pertanto, il carico limite complessivo del micropalo si può esprimere:

$$Q_{lim} = P + S - W_p$$

dove W_p è il peso del micropalo.

Strato	Terreno	h [m]	z (h) [m]	p _i [Mpa]	α [-]	k _p [-]	s [MPa]	d _s [m]	S [kN]
1	07 - Sabbia limosa	8,00	8,00	0,34	1,15	1,20	0,040	0,25	251,2

VERIFICA A CARICO LIMITE VERTICALE (Approccio 2 - A1+M1+R3)	
Caratteristiche della fondazione	
Lunghezza della zona iniettata	L _s = 8,00 m
Diametro della perforazione	d = 0,22 m
Diametro medio reso	d _s = 0,25 m
Numero di file	m = 2
Numero di pali su ciascuna fila	n = 2
Interasse medio del gruppo di pali	i _m = 1,68 m
Tecnologia di esecuzione	IGU
Verifica di capacità portante assiale del singolo micropalo	
Stato di sollecitazione sul singolo palo	2 - Compressione
Numero di verticali indagate	N _v = 1
Azione massima di progetto sul singolo micropalo	N _d = 81,6 kN
Resistenza caratteristica alla punta	P _k = 20,5 kN
Resistenza caratteristica laterale	S _k = 251,2 kN
Peso caratteristico del palo	W _{p,k} = 10,1 kN
Coeff. di sicurezza per le azioni (W _{p,k})	γ _{G1} = 1,30
Coeff. di sicurezza per la resistenza alla punta	γ _p = 1,35
Coeff. di sicurezza per la resistenza laterale	γ _s = 1,15
Resistenza di progetto alla punta	P _d = 15,2 kN
Resistenza di progetto laterale	S _d = 218,4 kN
Peso di progetto del palo	W _{p,d} = 13,1 kN
Fattore di correlazione sulle verticali indagate	ξ ₃ = 1,70
Capacità portante del palo singolo	Q _d = 129,7 kN
Rapporto tra resistenza e azione	Q _d /N _d = 1,59
SODDISFATTA	
Verifica di capacità portante assiale della palificata	
Tipologia di terreno	2 - Coesivo
Formula di Converse-Labarre	η = 0,90
Capacità portante del palo nel gruppo	Q _{d,g} = 117,4 kN
Rapporto tra resistenza e azione	Q _d /N _d = 1,44
SODDISFATTA	

Tabella 9-5 Verifica a capacità portante verticale del palo

9.3.2 Verifica a capacità portante orizzontale della palificata

Il calcolo della capacità portante orizzontale di progetto dei pali dell'opera si esegue secondo l'Approccio 2 Combinazione A1+M1+R3, secondo il §6.4.3.1 delle NTC 2018. La verifica di capacità portante orizzontale viene condotta seguendo la teoria di Broms (1964) che assume quanto segue:

terreno omogeneo;

- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- comportamento flessionale del palo di tipo rigido-perfettamente plastico;
- distribuzione iniziale delle tensioni assial-simmetrica;
- fenomeno di rottura tridimensionale.

In Figura 9-1 vengono rappresentati gli andamenti delle resistenze del terreno sia in condizioni drenate sia in condizioni non drenate.

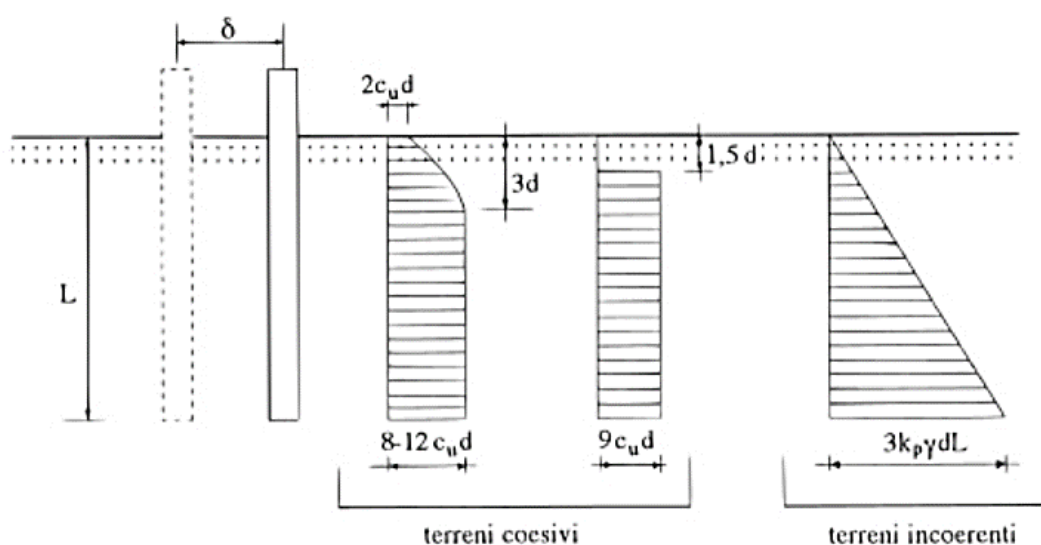


Figura 9-1 Resistenza limite del terreno (Viggiani, 1999)

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono funzione della lunghezza del palo L , del diametro del palo d , dell'eccentricità e , del momento di plasticizzazione M_y e della resistenza offerta dal terreno (si utilizza il coefficiente di spinta passivo k_p e il peso nell'unità del volume γ).

Per pali liberi di ruotare in testa si distinguono i seguenti meccanismi di:

- palo corto: non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione e vale la seguente relazione: $\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{d}{2 \cdot (e+L)} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^3$
- palo lungo: si raggiunge il momento di plasticizzazione in una sezione lungo il palo e vale la seguente relazione: $\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} \cdot \left(\frac{e}{d} + 0,544 \cdot \sqrt{\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3}}\right) = \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}$

L'azione resistente caratteristica è data dal valore minimo di H delle due relazioni precedentemente riportate.

Per pali impediti di ruotare in testa, invece, si distinguono i seguenti meccanismi di:

- palo corto: non si raggiunge il momento di plasticizzazione in nessuna sezione e vale la seguente relazione: $\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = 1,5 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2$
- palo intermedio: si raggiunge il momento di plasticizzazione all'attacco palo-fondazione e vale la seguente relazione: $\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4} \cdot \frac{d}{L}$
- palo lungo: si raggiunge il momento di plasticizzazione prima all'attacco palo-fondazione e successivamente in una sezione lungo il palo stesso e vale la seguente relazione:

$$\frac{H}{k_p \cdot \gamma \cdot d^3} = \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot d^4}\right)^2}$$

L'azione resistente caratteristica è data dal valore minimo di H delle tre relazioni precedentemente riportate.

Per la valutazione del momento di plasticizzazione si considera un tubolare di armatura 219,1/12 mm in acciaio S355, caratterizzato da un modulo di resistenza a flessione $W_{pl} = 515,2 \text{ cm}^3$.

Il momento plastico di progetto risulta essere pari a $M_{yd} = 174,1 \text{ kNm}$.

Per considerare un'eventuale scarpata in prossimità del palo, per i terreni incoerenti si utilizza il coefficiente di spinta passiva k_p secondo la teoria di Rankine, mentre per i terreni coesivi si applica la formula empirica secondo Reese et al. (2006):

$$H_{lim,p} = \psi \cdot H_{lim}$$

in cui:

- $\psi = \frac{1}{1 + \tan(\vartheta)}$ dove ϑ è l'angolo di inclinazione della scarpata;
- H_{lim} è la resistenza a carico trasversale limite del palo senza pendio;
- $H_{lim,p}$ è la resistenza a carico trasversale limite del palo in presenza di pendio.

La presenza della falda è considerata indirettamente tramite il peso di volume del terreno γ . Se la falda è collocata al di sopra della cerniera plastica che si forma lungo il palo si utilizza $\gamma' = \gamma - \gamma_w$, mentre se la falda è al di sotto della cerniera plastica si considera il peso di volume di terreno naturale.

Infine, per quanto riguarda l'efficienza di gruppo, per interasse dei pali non minore di 6 diametri nella direzione del carico orizzontale e non minore di 4 diametri in direzione ortogonale, l'efficienza di gruppo si assume essere unitaria, mentre risulta pari a 0,5 per rapporti tra interasse e diametro pari a 3. Per rapporti tra interasse e diametro compresi tra 3 e 6 (o 4) si applica un'interpolazione lineare (Viggiani, 2011).

La verifica a capacità portante orizzontale riportata in Tabella 9-6 risulta soddisfatta.

VERIFICA A CARICO LIMITE ORIZZONTALE (BROMS, 1964)	
(Approccio 2 - A1+M1+R3)	
Caratteristiche geometriche del palo	
Lunghezza del palo nel terreno	$L = 8,0 \text{ m}$
Diametro del palo	$d = 0,25 \text{ m}$
Eccentricità	$e = 0,0 \text{ m}$
Spessore della fondazione	$s = 0,0 \text{ m}$
Interasse tra i pali nella direzione del carico orizzontale	$i_x = 0,8 \text{ m}$
Interasse tra i pali ortogonale al carico orizzontale	$i_y = 1,5 \text{ m}$
Resistenza del palo	
4 - Palo impedito di ruotare in testa - Condizioni drenate	
Momento di plasticizzazione	$M_{yd} = 23,8 \text{ kNm}$
Caratteristiche del terreno	
Tipologia di terreno	2 - Incoerente
Angolo di attrito efficace	$\phi' = 24,0^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0 \text{ kPa}$
Inclinazione p.c.	$\theta = 30,0^\circ$
Coeff. di spinta passiva	$K_p = 0,835$
Coeff. riduzione H_{lim} con pendio in coesivo (Reese et al, 2006)	$\psi = 1,00$
Profondità della falda da testa palo	$z_w = 1,00 \text{ m}$
Peso specifico del terreno	$\gamma = 9,0 \text{ kN/m}^3$
Verifica di capacità portante trasversale del singolo palo	
Azione massima di progetto sul singolo palo	$T_d = 3,5 \text{ kN}$
Carico limite trasversale caratteristico	$H_{lim,k} = 24,4 \text{ kN}$
Meccanismo di rottura	Palo lungo
Momento massimo	$M_{max} = 23,8 \text{ kNm}$
Profondità momento massimo da testa palo	$z_{Mmax} = 2,93 \text{ m}$
Coeff. di sicurezza parziale (R3)	$\gamma_T = 1,30$
Numero di verticali indagate	$N_v = 1$
Fattore di correlazione sulle verticali indagate	$\xi_3 = 1,70$
Carico limite trasversale di progetto del palo singolo	$H_{lim,d} = 11,0 \text{ kN}$
Rapporto tra resistenza e azione	$H_{lim,d}/T_d = 3,17$
SODDISFATTA	
Verifica di capacità portante trasversale della palificata	
Efficienza di gruppo (Viggiani et al, 2012)	$E = 0,50$
Capacità portante del palo nel gruppo	$H_{lim,g,d} = 5,5 \text{ kN}$
Rapporto tra resistenza e azione	$H_{lim,d}/T_d = 1,59$
SODDISFATTA	

Tabella 9-6 Verifica a carico limite orizzontale

9.4 VERIFICHE STRUTTURALI DEI PALI DI FONDAZIONE

Le verifiche strutturali dei pali di fondazione riguardano:

- la verifica a flessione della sezione del palo;
- la verifica a taglio della sezione del palo.

9.4.1 Verifica a flessione e verifica a taglio

La verifica a flessione e la verifica a taglio vengono condotte mediante un foglio di calcolo redatto ad hoc (Tabella 9-7) in cui si considera la sola resistenza del tubolare di armatura, inserendo la geometria della sezione di riferimento e le caratteristiche meccaniche dell'acciaio.

VERIFICHE DI RESISTENZA PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE	
Tipologia di acciaio strutturale	S355
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
Tipologia di profilo	TUB_Φ114.3
Diametro esterno	$d = 114,3 \text{ mm}$
Spessore	$t = 6,0 \text{ mm}$
Classe della sezione	1
Area della sezione trasversale	$A = 20,41 \text{ cm}^2$
Massa lineica	$M = 16,03 \text{ kg/m}$
Modulo resistente plastico	$W_{pl} = 70,45 \text{ cm}^3$
Coeff. di sicurezza per la resistenza	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza di progetto a flessione retta	$M_{c,Rd} = 23,8 \text{ kNm}$
Area resistente a taglio	$A_v = 13,00 \text{ cm}^2$
Verifica a compressione/trazione (§4.2.4.1.2.2 delle NTC 2018)	
Sforzo normale di progetto	$N_{Ed} = 81,6 \text{ kN}$
Resistenza plastica di progetto della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = 690,2 \text{ kN}$
Fattore di sicurezza	8,46
SODDISFATTA	
Verifica a taglio (§4.2.4.1.2.4 delle NTC 2018)	
Taglio di progetto	$V_{Ed} = 3,5 \text{ kN}$
Resistenza di progetto a taglio	$V_{c,Rd} = 253,7 \text{ kN}$
Fattore di sicurezza	72,48
SODDISFATTA	
Verifica a presso/tenso-flessione retta §4.2.4.1.2.8 delle NTC 2018	
Momento intorno all'asse y di progetto	$M_{y,Ed} = 1,6 \text{ kNm}$
Momento intorno all'asse z di progetto	$M_{z,Ed} = 1,5 \text{ kNm}$
Resistenza di progetto a presso/tenso-flessione retta	$M_{N,Rd} = 23,2 \text{ kNm}$
Fattore di sicurezza	7,48
SODDISFATTA	

Tabella 9-7 Verifica a taglio della sezione del palo