

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO
COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO
TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO**

INTERFERENZE VIARIE ED IDRAULICHE

IN16 Km 0+667: Nuovo Tombino 2,00x2,00m

Relazione di calcolo opere provvisionali

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA Progr. REV.

NN1X 10 D 78 CL IN1600 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Dic-2020	G.Romano	Dic-2020	M.D'Avino	Dic-2020	D.Tiberti Dic-2020

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Geniale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Danilo Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10878

NN1X.1.0.D.78.CL.IN.16.0.0.003.A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	2
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	3
3.1	DOCUMENTI REFERENZIATI	3
3.1.1	<i>Documenti di progetto.....</i>	3
3.1.2	<i>Normativa e istruzioni.....</i>	3
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	4
4.1	CALCESTRUZZO	4
4.1.1	<i>Calcestruzzo riempimento micropali.....</i>	4
4.2	ACCIAIO	4
4.2.1	<i>Acciaio armatura micropalo</i>	4
5	CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA	5
6	CRITERI DI VERIFICA PARATIE	6
6.1	VERIFICHE GEOTECNICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE	6
6.2	VERIFICHE GEOTECNICHE SLE.....	6
6.1	VERIFICHE STRUTTURALI TIRANTI DI ANCORAGGIO	7
7	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	8
7.1	SPINTA DEL TERRENO.....	8
7.2	CARICHI ACCIDENTALI	8
7.3	AZIONE SISMICA	8
8	COMBINAZIONI DI CARICO	8
9	MODELLO DI CALCOLO PARATIA.....	11
9.1	FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO	11
9.2	DATI GEOTECNICI DI INPUT	13
9.3	RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE.....	14
9.3.1	<i>Verifica paratia</i>	14

1 PREMESSA

Nella presente relazione si dimensionano delle opere provvisionali necessarie per la realizzazione del tombino IN16, che si sviluppa lungo la linea della metroferrovia di Salerno in corrispondenza della progressiva 0+667 km.

Di seguito si illustrano le assunzioni strutturali di progetto prese a base di calcolo, la normativa di riferimento, i materiali utilizzati, la caratterizzazione geotecnica prevista, i carichi di progetto con le relative condizioni e combinazioni, e le verifiche effettuate.

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere oggetto di studio consistono in paratie di micropali dotati di armatura tubolare in acciaio; sulla testa di tali micropali viene realizzato un cordolo in conglomerato cementizio armato.

Gli scavi hanno altezze di 3 m. La paratia è costituita da micropali $\phi 300$ di lunghezza pari a 8.00 m, posti ad interasse di 0.45 m, con armatura tubolare pari a 219.1 di spessore 10 mm.

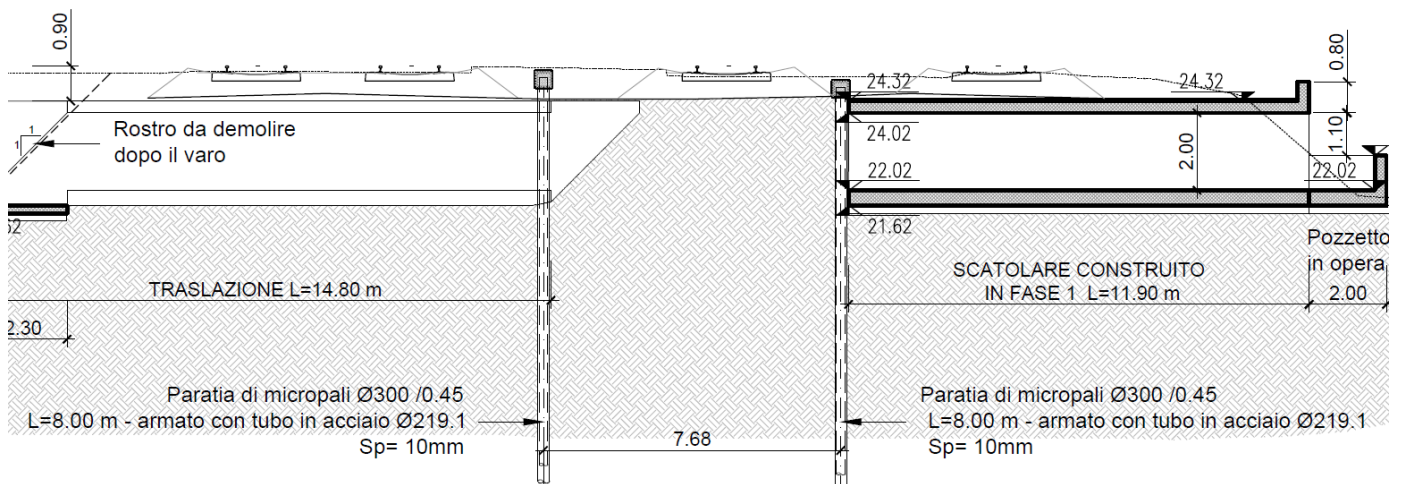


Figura 1. Sezione longitudinale.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 DOCUMENTI REFERENZIATI

3.1.1 Documenti di progetto

- NN1400D78RHGE0600001 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Relazione di caratterizzazione geotecnica generale”;
- NN1400D78L6GE0600001 ÷ NN1400D78L6GE0600006 – “PROGETTO DEFINITIVO - GEOTECNICA – Elaborati generali – Profilo geotecnico linea – Tav. 1 ÷ 6”.

3.1.2 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

[N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);

[N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

[N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019

[N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2

[N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 D Dicembre 2019 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

I materiali utilizzati nella realizzazione delle strutture in funzione della utilizzazione sono descritti in seguito.

4.1 CALCESTRUZZO

4.1.1 Calcestruzzo riempimento micropali

– classe di resistenza	C25/30
– modulo elastico	$E_c = 31447 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 24.90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza media a compressione cilindrica	$f_{cm} = 32.90 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 1.79 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 2.15 \text{ N/mm}^2$;
– resistenza di progetto a trazione	$f_{ctd} = 1.19 \text{ N/mm}^2$.

4.2 ACCIAIO

4.2.1 Acciaio armatura micropalo

tipologia S235JR:

Rapporto a/c max	0.50
Classe di Resistenza minima	C25/30
Tipo di Cemento	CEM III-V

5 CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA – GEOTECNICA

Il modello geotecnico di calcolo è stato definito sulla base di quanto riportato nella relazione geotecnica: da un'analisi dei dati a disposizione emerge che la stratigrafia del terreno varia lungo tutto il tracciato. Il terreno su cui l'opera grava è l'unità geotecnica L1, caratterizzata dai seguenti parametri geotecnici:

	Peso di volume naturale	Angolo di resistenza al taglio	Coesione drenata	Coesione non drenata	Modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni	Nspt caratteristico	Permeabilità	Modulo di deformabilità "operativo" per opere di sostegno e fondazioni $E'=E_g/5$
	γ	φ'	c'	C_u	$E_o^{(1)}$		k	E'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[colpi/30 cm]	[m/s]	[MPa]
Limo scarsa consistenza L1	19	23	3	35	140	<10	$3.5 \cdot 10^{-6}$	28

Figura 2. Parametri geotecnici.

La falda è considerata ad una profondità di 4.50 m da p.c..

6 CRITERI DI VERIFICA PARATIE

6.1 VERIFICHE GEOTECNICHE SLU IN CONDIZIONI STATICHE

Le verifiche delle paratie sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

- collasso del complesso opera-terreno;
- instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi,
- raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

Per le strutture di sostegno flessibili si adotta l'Approccio Progettuale 1 con le due combinazioni di coefficienti parziali (tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I del DM 17/01/2018):

- combinazione 1: A1 + M1 + R1
- combinazione 2: A2 + M2 + R2.

Il dimensionamento geotecnico dell'opera è stato condotto con la verifica di stati limite ultimi GEO, applicando la Combinazione 2 (A2+M2+R2); per le verifiche di stati limite ultimi STR l'analisi è stata invece condotta con la combinazione 1 (A1+M1+R1).

Le verifiche sono state condotte mediante l'ausilio del codice di calcolo Paratie Plus.

Al fine di rispettare le richieste della Normativa in merito al modello geometrico di riferimento (§6.5.2.2 DM 17/01/2018) nel caso di opere in cui la funzione di sostegno è affidata alla resistenza del volume di terreno a valle dell'opera, la quota di valle è diminuita della quantità prevista, per opere vincolate:

$$\Delta h = \min (0.5; 10\% \Delta t)$$

in cui Δt è la differenza di quota tra il livello inferiore di vincolo e il fondo scavo.

Per le verifiche di stabilità globale è stato applicato l'Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R2 – tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 17/01/2018).

6.2 VERIFICHE GEOTECNICHE SLE

Per ciascun stato limite di esercizio deve essere rispettata la condizione [6.2.7] delle NTC 2018:

$$E_d \leq C_d$$

essendo E_d e C_d rispettivamente il valore di progetto dell'effetto delle azioni e il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti, rotazioni, distorsioni, ecc.).

In particolare, dovranno essere valutati gli spostamenti delle opere di sostegno e del terreno circostante per verificarne la compatibilità con la funzionalità delle opere stesse e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti, anche a seguito di modifiche indotte sul regime delle pressioni interstiziali.

6.1 VERIFICHE STRUTTURALI TIRANTI DI ANCORAGGIO

Gli Stati Limite Ultimi per questa tipologia di opere si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e del raggiungimento della resistenza dei materiali strutturali da cui sono composti.

Per il dimensionamento geotecnico, deve risultare verificata la condizione:

$$Ed \leq Rd$$

con specifico riferimento allo stato limite di sfilamento della fondazione dell'ancoraggio. La verifica di tale condizione è da effettuarsi con riferimento alla combinazione A1+M1+R3, utilizzando per i coefficienti A1 ed M1 i valori riportati nelle Tab. 6.2.I e Tab 6.2.II del DM 17/01/2018 e per le resistenze i valori riportati in Tab. 6.6.I del DM17/01/2018.

La verifica a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio si esegue confrontando la massima azione di progetto (Ed) con la resistenza di progetto Rad, determinata applicando alla resistenza caratteristica Rsk i coefficienti parziali YR riportati nella tabella precedente, in funzione del tipo di ancoraggio.

Il valore caratteristico della resistenza allo sfilamento dell'ancoraggio è stato determinato utilizzando metodi analitici, pertanto il valore di questa deve essere assunto come il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} riportati in Tab. 6.6.II del DM 17/01/2018, in funzione del numero di verticali di indagine che consentono la completa identificazione del modello geotecnico del sottosuolo per il terreno interessato dalle fondazioni degli ancoraggi.

Nella valutazione analitica della resistenza allo sfilamento degli ancoraggi, inoltre, si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza del terreno M1 (pertanto non vengono ridotte le caratteristiche dei terreni in cui le fondazioni degli ancoraggi verranno realizzate).

La lunghezza libera del tirante, in assenza di evento sismico è definita dall'intersezione con un piano inclinato di $(45^\circ - \varphi/2)$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante 0.20 h.

7 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Tutti i carichi elementari si riferiscono all'unità di sviluppo dell'opera, pertanto sono tutti definiti rispetto all'unità di lunghezza.

7.1 SPINTA DEL TERRENO

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo Paratie, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra il terreno e la struttura deformabile, a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia. I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

7.2 CARICHI ACCIDENTALI

Si considera un carico accidentale pari a 10 kPa dovuto alla presenza di macchinari in cantiere durante la fase realizzativa.

7.3 AZIONE SISMICA

La paratia in oggetto è un'opera provvisoria caratterizzata da una vita nominale di progetto inferiore a 2 anni, pertanto non vengono eseguite verifiche in condizioni sismiche.

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC2018 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

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

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

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_F , γ_M e γ_R (relativi alle resistenze dei pali), nonché i coefficienti di combinazione ψ delle azioni sono dati dalle tabelle NTC2018 5.2.V, 5.2.VI, 6.2.II e 6.4.II che vengono riportate nel seguito. In particolare si segnala che i pesi propri dei pannelli sono stati considerati come carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti, quindi sono stati adottati gli stessi coefficienti validi per i carichi permanenti; inoltre che l'azione del vento ed l'azione aerodinamica sono state considerate come un'unica azione variabile.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

IN16 km 0+667

Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL IN1600 003	A	10 di 18

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	g_{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{F3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{F4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab. 6.4.II - Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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.

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)

$$\gamma_T = 1,3$$

9 MODELLO DI CALCOLO PARATIA

La modellazione dei micropali è stata affrontata mediante l'ausilio del software Paratie Plus 2018, un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da una paratia e permette di valutare il comportamento delle pareti durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale.

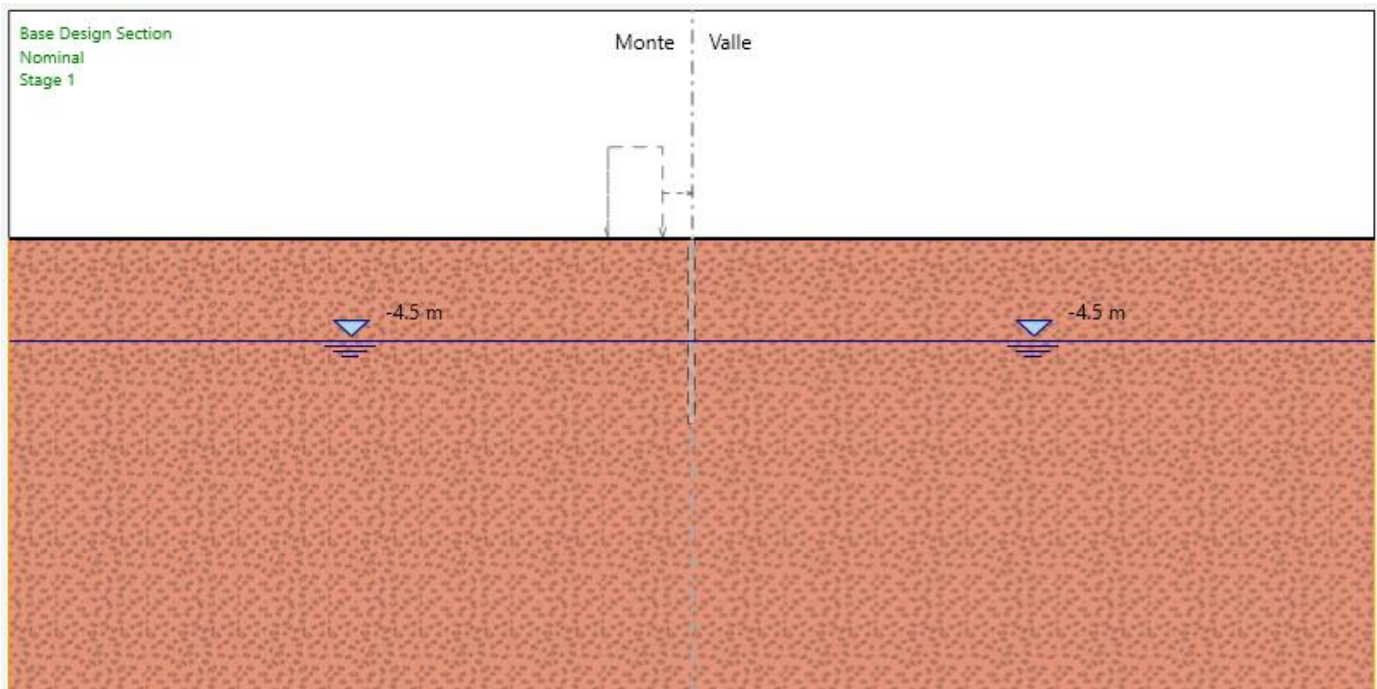
Il modello 2 consiste nella realizzazione di una paratia di micropali tirantata, di diametro $\varnothing 300$ e lunghezza pari a 14 m, posti ad interasse di 0.45 m, con armatura tubolare pari a 219.1 di spessore 10 mm. Presenta un solo ordine di tiranti ad una profondità di 2 m da estradosso cordolo con interasse longitudinale di 1.35 m.

Il cordolo in testa al micropalo ha uno spessore di 0.40 m.

L'altezza di scavo è compresa tra 3 m e 6 m.

9.1 FASI DI SCAVO E STAGE DI CALCOLO

Stage 1 – Geostatica.



IN16 km 0+667

Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

NN1X

10

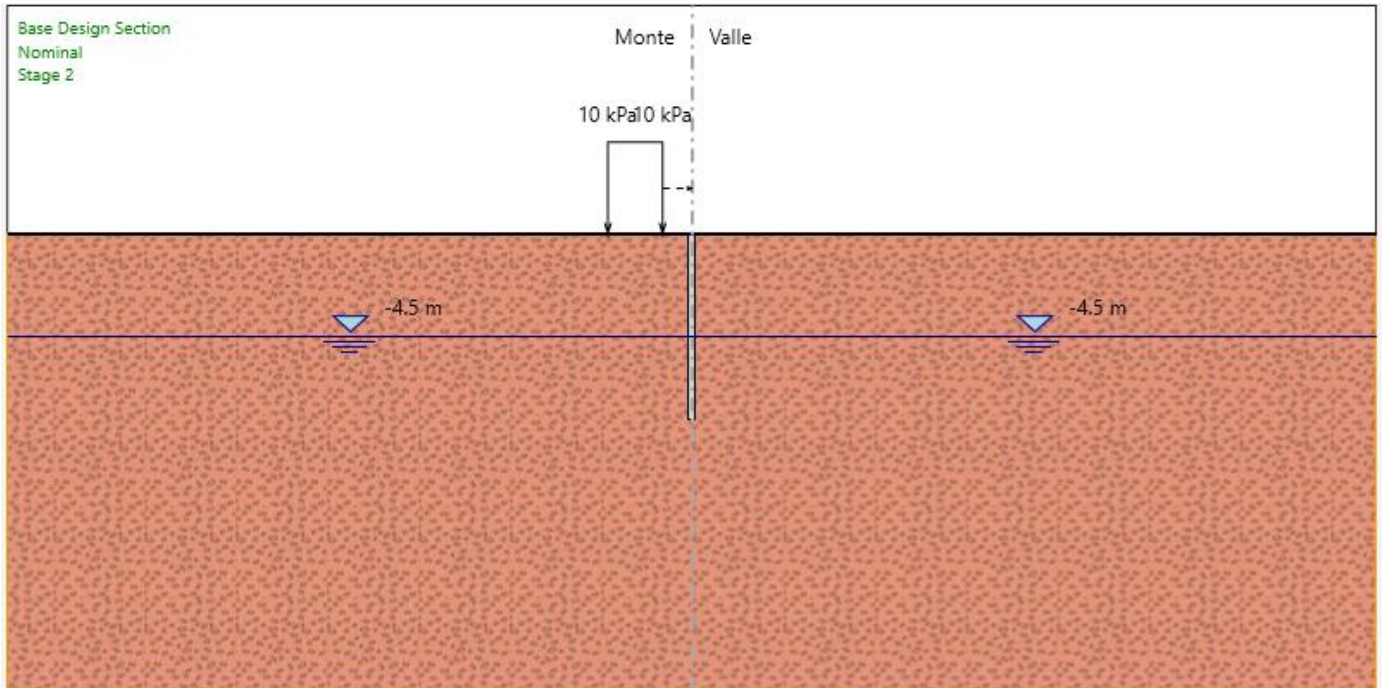
D 78

CL IN1600 003

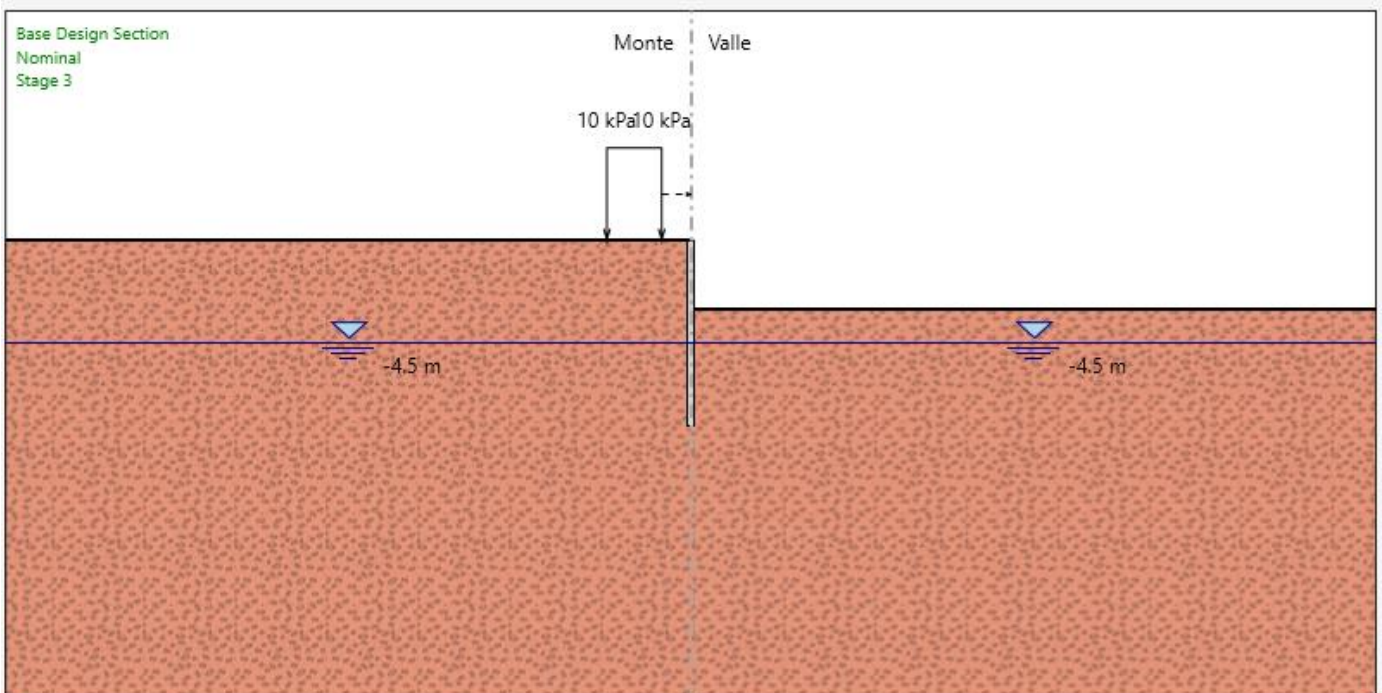
A

12 di 18

Stage 2 – Realizzazione micropali $\phi 300$, interasse 0.45 m, L = 8 m (considerando che il palo penetra all'interno del cordolo, di altezza 0.40 m, di 30 cm, si ha una lunghezza totale di calcolo pari a 8.10 m).



Stage 3 – Scavo fino a quota fondo scavo, -3.00 m da piano campagna.



9.2 DATI GEOTECNICI DI INPUT

Tipologia struttura di sostegno	pali $\phi 300$ ad interasse 0.45 m
Altezza totale paratia	$H_{tot} = 8.10 \text{ m}$ (8.00 m + 0.10 m cordolo)
Altezza di scavo (da estradosso cordolo)	$H = 3.00 \text{ m}$
Inclinazione del piano campagna a monte	0°
Inclinazione del piano campagna a valle	0°
Sovraccarichi permanenti a monte	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi permanenti a valle	$g = 0 \text{ kPa}$
Sovraccarichi accidentali a monte	$q = 10 \text{ kPa}$
Sovraccarichi variabili a valle	$q = 0 \text{ kPa}$

9.3 RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE

9.3.1 Verifica paratia

La paratia è costituita da micropali di diametro $\Phi 300$ mm, posti a interasse di 0.45 m, di lunghezza pari a 8 m, con armatura $\Phi 219.1$, spessore 10 mm.

A seguire si riportano i diagrammi delle sollecitazioni agli stati limite ultimi e di esercizio:

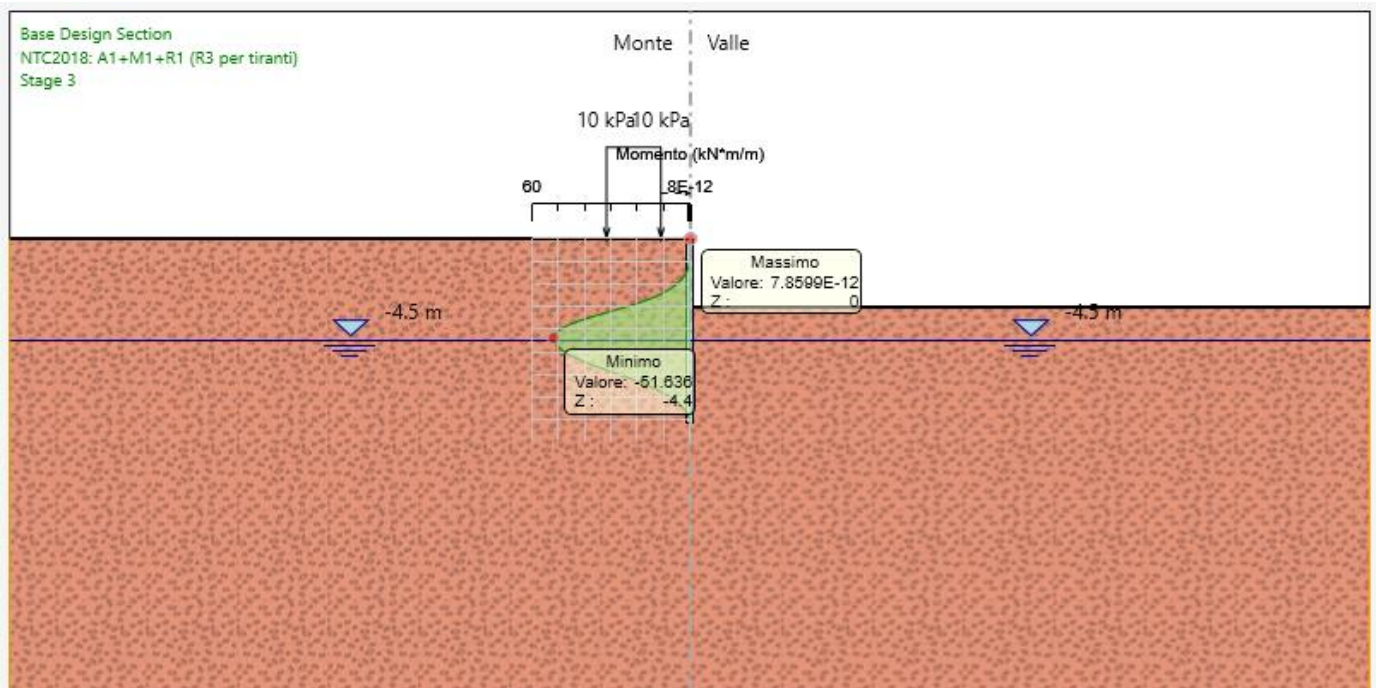


Figura 3. Momenti flettenti – A1+M1+R3

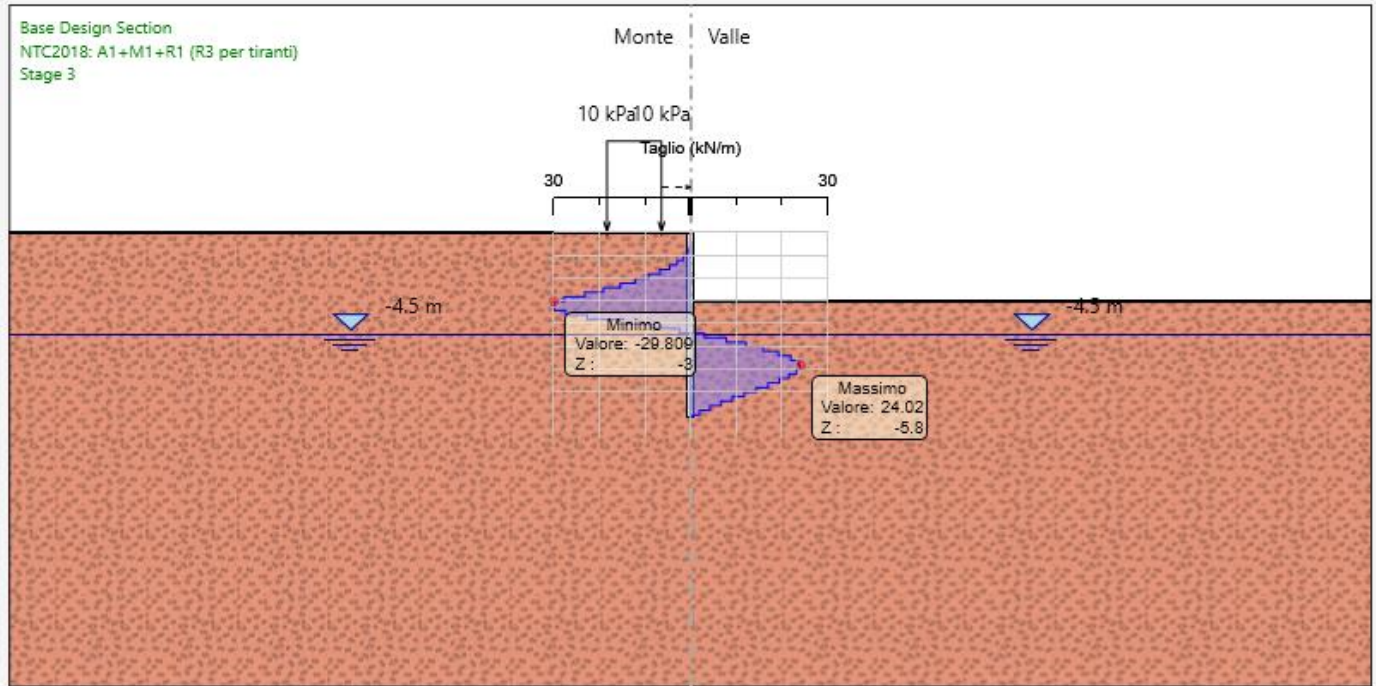


Figura 4. Sforzo di taglio – A1+M1+R3

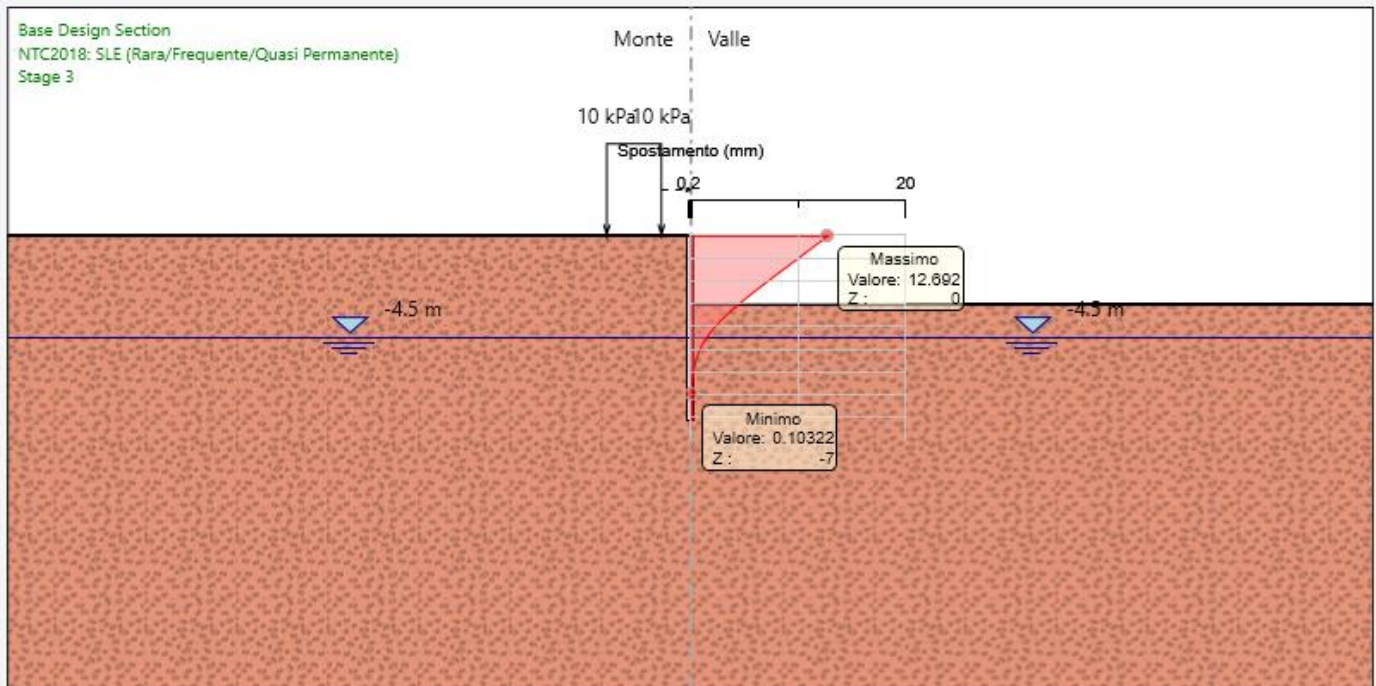


Figura 5. Deformata della parete

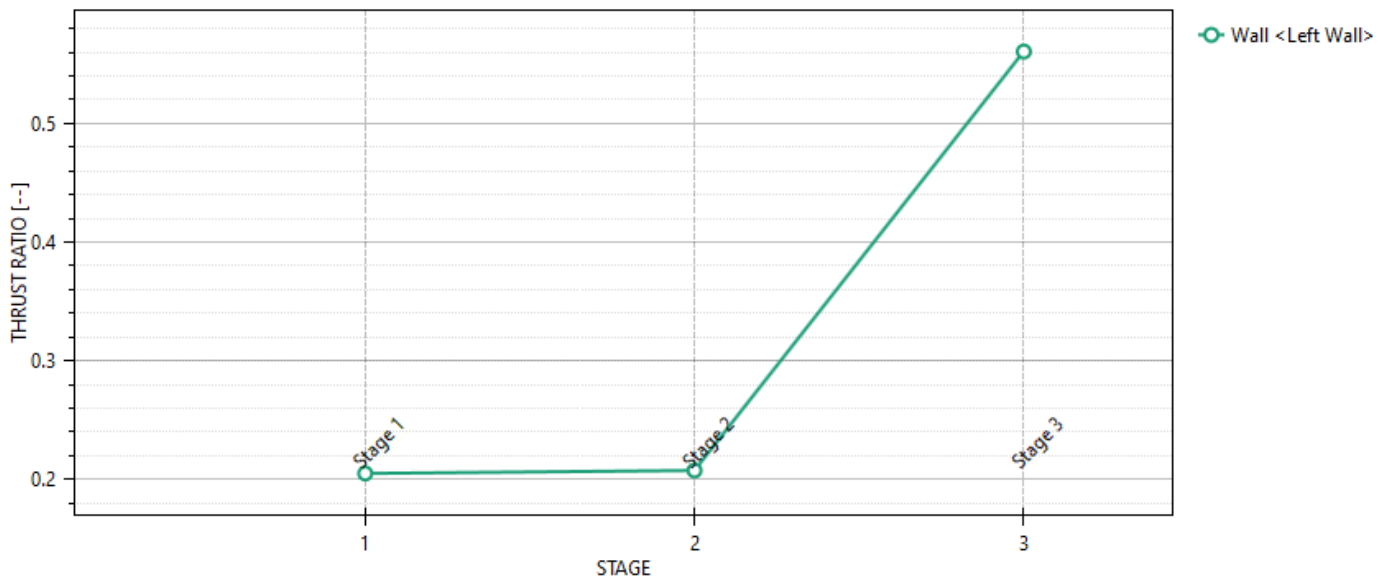
Mobilizzazione spinta passiva

Riepilogo per la DA <NTC2018: A2+M2+R1> Parete <Left Wall>

Min. spostamento laterale [mm] (Stage 3)	-0.83	Z = -8.1 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1
Max. spostamento laterale [mm] (Stage 3)	34.31	Z = 0 m	D.A. NTC2018: A2+M2+R1
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) A2+M2+R1 (Stage 1)	0.2		D.A. NTC2018:
Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) A2+M2+R1 (Stage 3)	0.56		D.A. NTC2018:

Massimi rapporti di mobilizzazione spinta passiva

D.A. <NTC2018: A2+M2+R1>



combinazione	Sollecitazioni a metro lineare				Sollecitazioni sul singolo micropalo	
	fase	M _{max}	z (M _{max})	V	M	V
(-)	(-)	(kNm/m)	(m)	(kN/m)	(kNm)	(kN)
SLU-STR	5	51.64	4.4	29.8	23.24	13.41

IN16 km 0+667

Relazione di calcolo opere provvisionali

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	10	D 78	CL IN1600 003	A	17 di 18

Calcolo delle caratteristiche meccaniche dei profili tubolari - UNI EN 10219 - 2 -1999

Dot. Ing. Simone Caffè

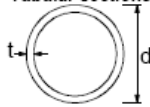
Diametro esterno nominale	D	219.10 [mm]
Spessore nominale	T	10.00 [mm]
Diametro interno nominale	d	199.10 [mm]

CARATTERISTICHE MECCANICHE

Area della sezione trasversale	A	65.7 [cm ²]
Momento d'inerzia	I	3598 [cm ⁴]
Raggio d'inerzia	i	7.40 [cm]
Modulo di resistenza elastico	W _{el,yy}	328 [cm ³]
Modulo di resistenza plastico attorno all'asse forte	W _{pl,yy}	438 [cm ³]
Momento d'inerzia torsionale	I _t	7197 [cm ⁴]
Modulo di torsione	C _t	657 [cm ³]

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE

Valore di snervamento dell'acciaio	f _y	235 [MPa]
Coefficiente ε	ε	1.00 [-]
Classificazione		
Diametro	d	219.10 [mm]
Spessore	t	10.00 [mm]
Rapporto tra diametro e spessore	d/t	21.91 [-]
Classificazione della sezione		CLASSE 1

Tubular sections						
						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50e^{-2}$					
2	$d/t \leq 70e^{-2}$					
3	$d/t \leq 90e^{-2}$					
NOTE For $d/t > 90e^{-2}$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f _y	235	275	355	420	460
	ε	1.00	0.92	0.81	0.75	0.71
	ε ²	1.00	0.85	0.66	0.56	0.51

VERIFICHE DI RESISTENZA

per sezioni di classe 1,2

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

$$\gamma_{M1} = 1.1$$

Sollecitazioni di progetto	$N_{ed} =$	0	KN
	$M_{ed} =$	23.24	KNm
	$V_{ed} =$	13.41	KN

Resistenze di calcolo	$N_{c,rd} =$	1470.22	KN
	$M_{c,rd} =$	97.93	KNm
	$V_{c,rd} =$	540.38	KN

Condizione
 $V_{ed} \leq 0.5 \cdot V_{c,rd}$ SI \Rightarrow taglio non influenza la resistenza a flessione
 $\Rightarrow \rho = (2V_{ed}/V_{c,rd}-1)^2 = 0$

Compressione $N_{ed}/N_{c,rd} = 0 \leq 1$

Flessione $M_{ed}/M_{c,rd} = 0.237311 \leq 1$

Taglio $V_{ed}/V_{c,rd} = 0.024816 \leq 1$

Flessione e Taglio

$$M_{v,rd} = (1-\rho)M_{c,rd} = 97.93042 \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{v,rd} = 0.237311 \leq 1$$

Presso-Flessione $n = N_{ed}/N_{c,rd} = 0$

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{c,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 101.8476 \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = 0.237311 \leq 1$$

Presso-Flessione e Taglio

$$M_{N,rd} = 1.04 \cdot M_{v,rd} \cdot (1-n^{1.7}) = 101.8476 \text{ KNm}$$

$$M_{ed}/M_{N,rd} = 0.237311 \leq 1$$