



S.S. 51 "di Alemagna" Provincia di Belluno

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO ESECUTIVO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Ettore de la GRENNELAIS

MANDATARIA



MANDANTI



IL DIRETTORE TECNICO

Ing. R. Zanon
Ord. Ingg. Provincia di Padova n. 2351



IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Q.T.Thai Huynh
Ord. Ingg. Provincia di Padova n. 4280

IL PROGETTISTA

Ing. R. Zanon
Ord. Ingg. Provincia di Padova n.2351

OPERE MINORI Barriere antirumore

Fondazioni barriere - Relazione Tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	N.PROG.	MSVE14E2102-T00OM00STRRE01B		
MSVE14	E	2102	CODICE ELAB.	T00OM00TRREE01	B
					SCALA
B	Emissione (recepimento osservazioni)		10.2021	G. Faggioni	R. Zanon
A	Emissione		09.2021	G. Faggioni	R. Zanon
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

INDICE

1	GENERALITÀ	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	6
4	MATERIALI	7
4.1	CALCESTRUZZO	7
4.1.1	MAGRONE	7
4.1.2	PALI 7	
4.1.3	CORDOLI	7
4.2	ACCIAIO PER C.A.	8
4.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	8
5	COPRIFERRO	9
6	SOFTWARE DI CALCOLO	10
6.1	GROUP	10
6.2	STEEL CONNECTION	10
6.3	ALLPILE	11
6.4	RC SEC	11
7	MODELLO GEOTECNICO GENERALE	14
8	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	17
9	COMBINAZIONI DI CARICO	18
9.1	COMBINAZIONI DELLE AZIONI	18
9.2	COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE	18
10	STATI LIMITE PER FONDAZIONI SU PALI	19
11	ANALISI DEI CARICHI	20
11.1	PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI (G1 E G2)	20
11.1.1	PESO PROPRIO STRUTTURALE	20
11.1.2	PESO PROPRIO BARRIERA ANTIRUMORE	20
11.2	PRESSIONE DEL VENTO	20
11.2.1	IPOTESI DI CALCOLO	20
11.2.2	COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	20
11.2.3	COEFFICIENTI DI PRESSIONE CP,NET	22
11.2.4	AZIONI AGENTI	24
12	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	25

12.1	MODELLO DI CALCOLO E AZIONI AGENTI	25
12.2	SOLLECITAZIONI	26
12.2.1	STATI LIMITE ULTIMI	26
12.2.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	28
12.3	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI	30
12.3.1	CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE.....	30
12.3.2	CAPACITÀ PORTANTE LATERALE.....	33
12.3.3	VERIFICA MONTANTI BARRIERA ANTIRUMORE	35
12.3.4	VERIFICA ANCORAGGI BARRIERA ANTIRUMORE.....	36
12.3.5	VERIFICHE STRUTTURALI C.A.	46

1 Generalità

Nell'ambito del presente Progetto Esecutivo è prevista la realizzazione di alcune barriere antirumore di altezza di 5 m con fondazione su pali Ø600 di lunghezza 6 m disposti a interasse di 3 m; il cordolo è di sezione 70×70cm; tale opera è denominata BA01, BA02, BA03 e BA04.

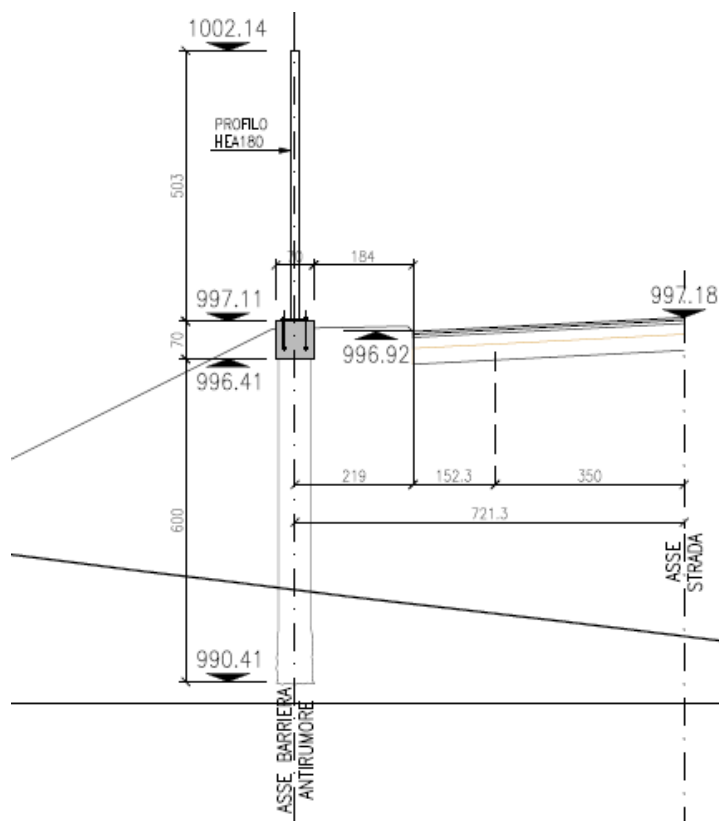


Figura 1 Esempio di sezione tipo [da MSVE14E2102-T00OM01STRCA01A]

2 Normativa di riferimento

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore:

- D. M. del 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- D. M. del 14 gennaio 2008 – “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP. - Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove Norme Tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- ETAG No. 001 - Annex C, August 2010: “Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for use in concrete – Design method for anchorages”;
- EOTA TECHNICAL REPORT TR 029, September 2010: “Design of Bonded Anchors”;
- fib Bulletin No.58 “Design of anchorages in concrete. Guide to good practice”
- CNR DT 207 R1/2018: - “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 1794-1 - Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale - Prestazioni non acustiche - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità;
- UNI EN 1990: Criteri generali di progettazione strutturale;
- UNI EN 1991-1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1991-1-4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-4: Progettazione di attacchi da utilizzare nel calcestruzzo – Ancoraggi post installati – Ancoraggi chimici;
- UNI EN 1993-1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-8 - Progettazione delle strutture di acciaio - Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1993-1-9 - Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica;
- UNI EN 1997-1 - Progettazione geotecnica – Regole generali;
- UNI EN 1998-1 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici;
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Procedura per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate -Tomo 1
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Criteri per la progettazione strutturale relativa ai progetti di installazione delle barriere integrate – Tomo 2

3 Bibliografia di riferimento

Per lo sviluppo dei calcoli compresi nella presente relazione si è fatto utile riferimento ai seguenti testi:

- Geotecnica, R. Lancellotta; Terza edizione, 2008, Zanichelli.
- Micropali e pali di piccolo diametro. Aspetti progettuali e tecnologici, M. Tanzini; Seconda edizione, 2011, Flaccovio.
- Bustamante M., Doix B. (1985), Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés, Bull. Liaison Lab. Ponts et Chaussées, Paris, n. 140, nov-déc. 1985- Ref. 3047, pp. 75-92.

4 Materiali

4.1 Calcestruzzo

4.1.1 Magrone

Classe di resistenza C20/25

Classe di esposizione X0

4.1.2 Pali

Classe C25/30

Rapporto a/c ≤ 0.5

Diametro massimo aggregati 25 mm

Classe minima di consistenza S5

Classe di esposizione XC2

$R_{ck} = 30$ MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 24.9$ Mpa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = 32.9$ Mpa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. ridutt. Per carichi di lunga durata
$\gamma_M = 1.5$	coeff. parziale di sicurezza allo SLU
$f_{cd} = 14.11$ Mpa	resistenza di progetto
$f_{ctm} = 2.56$ Mpa	resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 3.07$ MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 1.79$ MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} = 31447$ Mpa	modulo elastico di progetto.

4.1.3 Cordoli

Classe C35/45

Rapporto a/c ≤ 0.5

Diametro massimo aggregati 25 mm

Classe minima di consistenza S5

Classe di esposizione XC2

$R_{ck} = 45$ MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 35$ Mpa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = 43$ Mpa	valor medio resistenza cilindrica

$\alpha_{cc} = 0.85$ coeff. ridutt. Per carichi di lunga durata
 $\gamma_M = 1.5$ coeff. parziale di sicurezza allo SLU
 $f_{ctm} = 3.2 \text{ Mpa}$ resistenza media a trazione semplice
 $E_{cm} = 34000 \text{ Mpa}$ modulo elastico di progetto.

4.2 Acciaio per c.a.

B450C

$f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento
 $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di rottura
 $(f_t/f_y)_k \geq 1.15$
 $(f_t/f_y)_k < 1.35$
 $\gamma_s = 1.15$ coeff. parziale di sicurezza allo SLU
 $f_{yd} = 391.3 \text{ MPa}$ tensione caratteristica di snervamento
 $E_s = 200000 \text{ Mpa}$ modulo elastico di progetto
 $E_{yd} = 0.196\%$ deformazione di progetto a snervamento
 $E_{uk} = (A_{gt})_k = 7.50\%$ deformazione caratteristica ultima

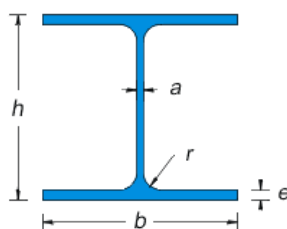
4.3 Acciaio per carpenteria metallica

Classe S355

$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$ ($t \leq 40 \text{ mm}$)

$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$ ($40 < t \leq 80 \text{ mm}$)

- Profilo per montante barriera antirumore



Sigla HEA	b mm	h mm	a mm	e mm	r mm	Peso kg/m	Sezione cm ²	Momenti di inerzia		Moduli di resistenza		Raggi di inerzia	
								J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	i _x cm	i _y cm
180	180	171	6	9.5	15	35.5	45.25	2.51	924.6	293.6	102.7	7.45	4.52

Tabella 1 Caratteristiche geometriche profilo HEA 180

5 Copriferro

Per la definizione del copriferro ci si riferisce a quanto riportato in tabella 4.3N e 4.4N dell'Eurocodice 2 a sezione 4, visibile di seguito.

Table 4.3N: Recommended structural classification

Structural Class							
Criterion	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Design Working Life of 100 years	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2
Strength Class ¹⁾²⁾	≥ C30/37 reduce class by 1	≥ C30/37 reduce class by 1	≥ C35/45 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C40/50 reduce class by 1	≥ C45/55 reduce class by 1
Member with slab geometry (position of reinforcement not affected by construction process)	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1
Special Quality Control of the concrete production ensured	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1

Table 4.4N: Values of minimum cover, $c_{min,dur}$ requirements with regard to durability for reinforcement steel in accordance with EN 10080.

Environmental Requirement for $c_{min,dur}$ (mm)							
Structural Class	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Si considerano i seguenti valori:

- Cordoli: $c = 40\text{mm}$;
- Pali: $c = 60\text{mm}$

6 Software di calcolo

6.1 Group

I calcoli relativi alle sollecitazioni agenti sui gruppi di pali sono stati eseguiti con il software GROUP versione 7.0.4 che permette di analizzare il comportamento di gruppo di pali soggetti a carichi assiale e laterali.

È possibile disporre i pali in posizione asimmetrica, così come scegliere il vincolo in testa e le caratteristiche dello stesso.

Il programma genera la risposta non lineare del uolo nella forma delle curve t-z e q-w for il carico assieme, curva t-r per carichi torsionali e curve p-y per cariche laterali; il problema è risolto tramite iterazioni che consentono di soddisfare le equazioni di equilibrio.



Analyze response of pile groups in
multi-layered soil media

6.2 Steel connection

Il software Steel Connctions versione 1.0.0.6 sviluppato da gammacad consente la verifica di connessioni acciaio-acciaio e acciaio-calcestruzzo applicando la normativa EN 1993-1-8:2008.

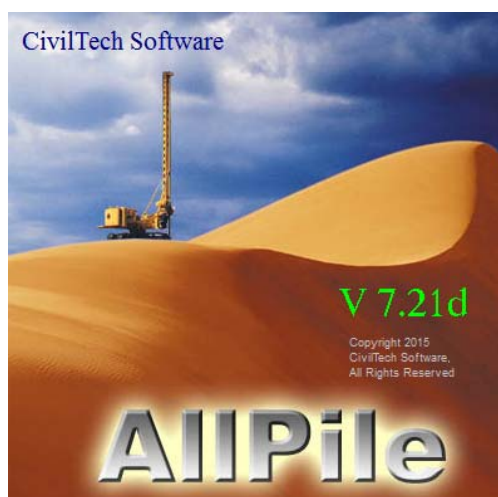


6.3 AllPile

I calcoli relativi delle capacità portanti ei pali e delle curve carico – cedimento sono stati condotti con AllPile 7 versione 7.21d, un software che valuta la capacità portante assiale dei pali di fondazione e ne analizza gli spostamenti sotto condizioni di carico generiche.

AllPile 7 consente di eseguire i seguenti calcoli:

- Capacità verticale in funzione della lunghezza;
- Curve carico cedimento;
- Analisi delle sollecitazioni, delle rotazioni e degli spostamenti del palo sottoposto a carichi orizzontali e momenti flettenti;
- Analisi in condizioni di carico statiche e cicliche;
- Introduzione di zone zero friction;
- Valutazione della capacità portante in condizioni di attrito negativo.



6.4 RC sec

Il software RC sec versione 2021 consente la verifica di sezioni in c.a.

Momenti curvature utilizzando più leggi di comportamento del calcestruzzo (parabola rettangolo, Kent-Park, EC2) nel nucleo confinato della sezione e valutando per ogni combinazione il valore della duttilità in curvatura (CCDF) anche in regime di pressoflessione deviata.

Possono essere analizzate sezioni di qualsiasi forma, da quelle più comuni (rettangolari, a T, T doppio, ad L, circolari) a quelle più complesse (a contorno poligonale costituite da uno o più domini di conglomerato, cave, miste). Calcolo pile da ponte.

Stati limite ultimi:

- Presso-tenso flessione retta o deviata (verifica e progetto delle armature)
- Domini di interazione N-Mx-My bi-tridimensionali (calcolo e rappresentazione grafica)
- Taglio e torsione (verifica conglomerato, progetto e disegno armature)

- Verifica diretta della duttilità di curvatura (CCDF) mediante costruzione del diagramma momenti-curvature tenendo conto dell'effetto del confinamento delle staffe sulla legge tensione-deformazione del nucleo confinato
- Instabilità (verifica col metodo semplificato della "colonna modello")

Stati limite di esercizio:

- Verifica delle tensioni normali in presso-tenso flessione retta e deviata (metodo semplificato o metodo AAEM).
- Verifica a fessurazione mediante il calcolo dell'apertura delle fessure.
- Deformazione di una sezione per fessurazione, viscosità e ritiro.
- Verifica dello stato limite di deformazione di una trave mediante il calcolo delle frecce tenendo conto di fessurazione, viscosità e ritiro.
- Metodo delle tensioni ammissibili:
- Presso-tenso flessione retta o deviata (verifica e progetto delle armature).
- Domini di ammissibilità N-Mx (calcolo e rappresentazione grafica).

Le verifiche allo stato limite ultimo sono condotte mediante la determinazione del dominio di resistenza bidimensionale nel caso di sollecitazione retta N-Mx o tridimensionale nel caso di sollecitazione deviata N-Mx-My. Per ogni combinazione ultima vengono calcolate le seguenti quantità:

- Sforzo normale ultimo, momenti flettenti ultimi e relativa misura della sicurezza.
- Posizione dell'asse neutro allo stato ultimo.
- Tensioni e deformazioni unitarie allo stato ultimo dei vertici delle sezioni e di tutte le barre.
- Verifica a taglio-torsione con calcolo della relativa armatura.
- Calcolo e rappresentazione grafica del dominio di interazione (nel caso di sollecitazione retta si può anche ottenere la contemporanea sovrapposizione del dominio di resistenza relativo al metodo delle tensioni ammissibili).
- Verifica di instabilità per pilastri con sezione rettangolare secondo il metodo semplificato della "colonna modello".

Le verifiche relative agli stati limite di esercizio comportano la determinazione delle seguenti grandezze:

- Tensioni normali in tutti i vertici della sezione e in tutte le barre di armatura.
- Posizione dell'asse neutro.
- Apertura massima delle fessure.
- Deformazione assiale e per curvatura della sezione valutata col metodo AAEM (Age Adjusted Effective Modulus).
- Frecce e spostamenti assiali in esercizio di una trave appartenente ad un telaio.

Nel caso di calcolo alle tensioni ammissibili vengono determinate:

- Tensioni normali.

- Posizione asse neutro.
- Tensione tangenziale massima e scorrimento massimo.
- Armature a taglio-torsione.

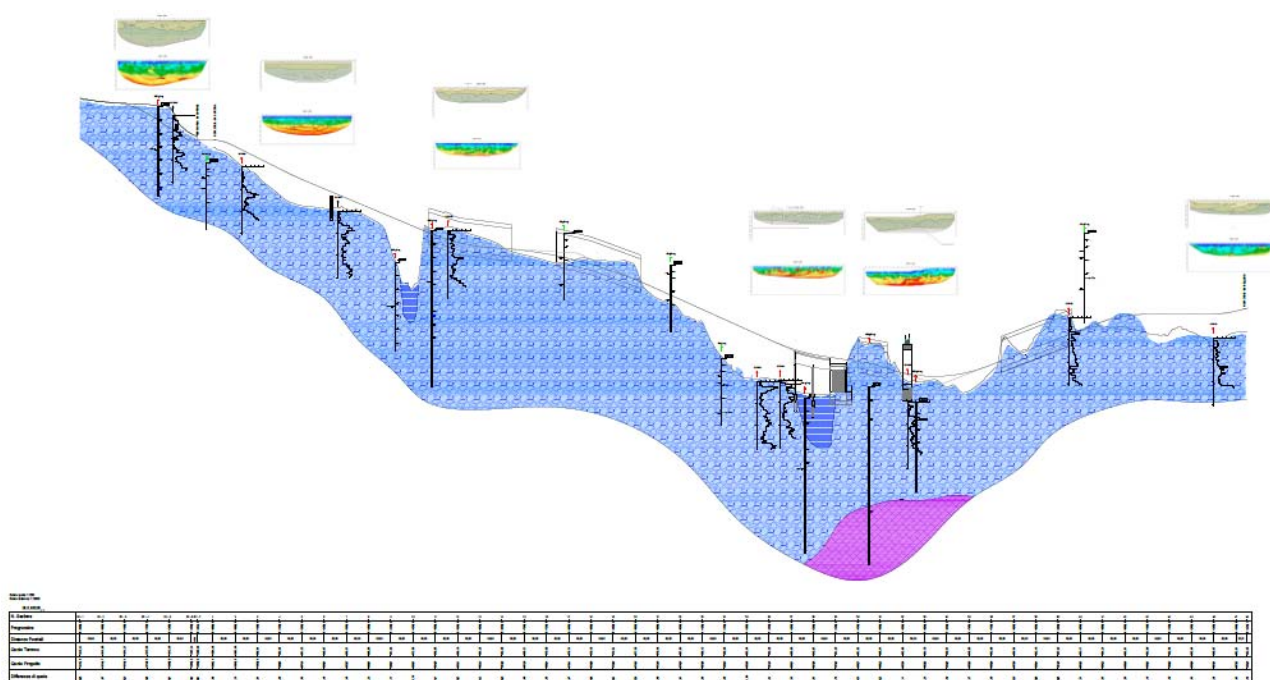


7 Modello geotecnico generale

La caratterizzazione geotecnica si è basata sulla campagna di indagini integrativa eseguita in sede di Progetto Esecutivo e sulla campagna eseguita in sede di Progetto Definitivo.

Il profili geologico e geotecnico sono visibili negli elaborati grafici MSVE14E2102-T00GE00GEOFU01 e MSVE14E2102-T00GE01GETFU01

Si evidenzia la presenza preponderante di depositi glaciali recenti con ghiaia sabbiosa-limosa (litotipo Gs). Nel tratto più vicino a Cortina è presente una lenti di materiale limo argilloso ghiaioso.

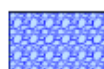


LEGENDA

Depositi di copertura



Materiali alluvionali di recente messa in posto a grana prevalentemente sabbiosa.
 OLOCENE



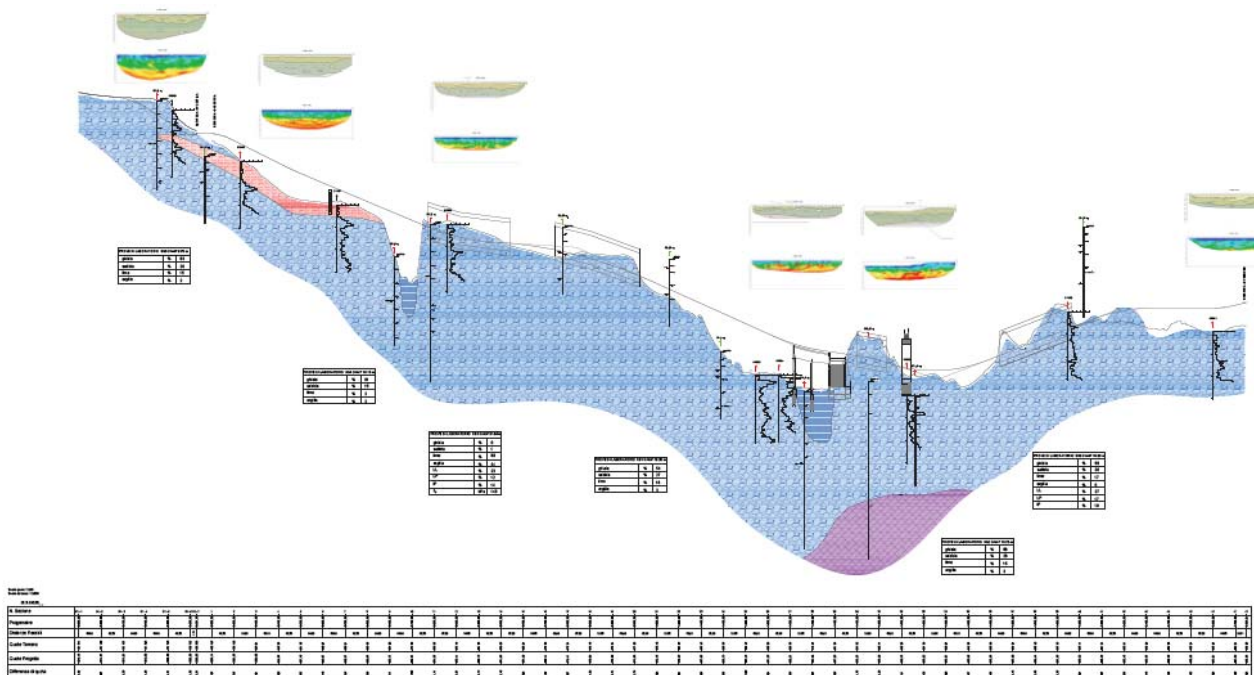
Depositi glaciali recenti: accumuli caotici di blocchi con tessitura a tasche parzialmente aperta e diamicton a matrice sabbioso-limosa con clasti da subangolosi a subarrotondati.
 OLOCENE

Substrato



Arenarie prevalentemente vulcanoclastiche nerastre, talora subordinate intercalazioni fini (calisiltiti e calcilutiti con *Daonella sp.* e ammonoidi). LADINICO SUP.

Figura 2 Profilo geologico [da MSVE14E2102-T00GE01GETFU01]



LEGENDA

- Ghiaia sabbiosa limosa
- Limo argilloso ghiaioso

Depositi di copertura

- Materiali alluvionali di recente messa in posto a grana prevalentemente sabbiosa. OLOCENE

Substrato

- Arenarie prevalentemente vulcanoclastiche nerastre, talora subordinate intercalazioni fini (calisiltiti e calcilutiti con *Daonella* sp. e ammonoidi). LADINICO SUP.

Figura 3 Profilo geotecnico [da MSVE14E2102-T00GE00GEOFU01]

Per il litotipo ghiaia sabbiosa limosa le proprietà del terreno sono espresse in funzione della profondità (cfr. relazione geotecnica di progetto MSVE14E2102-T00GE01GETRE01A per dettagli circa modalità e risultati delle correlazioni), il risultato della caratterizzazione è riportato nella tabella seguente.

LITOTIPO	DESCRIZIONE	γ_{nat} [kN/m ³]	D_r [%]	ϕ' [°]	c' [kPa]	E_{op} [MPa]
Gs	Ghiaia sabbiosa grossolana	19.0	$46.5+0.65*z$	$29.5+0.63*z$	0.0	$25+3.25*z$

Tabella 2 Caratterizzazione Gs

Per il caso in oggetto è stato considerato un terreno omogeneo con le seguenti caratteristiche:

- $\varphi = 32^\circ$
- $c' = 0$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

8 Caratterizzazione sismica

L'opera prevista è sollecitata esclusivamente dal carico vento; questa azione variabile assume valore nullo nella combinazione sismica, come si può osservare dai coefficienti riportati al paragrafo successivo.

La condizione sismica produce sollecitazioni trascurabili; l'analisi che segue sarà quindi in condizioni statiche.

9 Combinazioni di carico

9.1 Combinazioni delle azioni

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

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

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

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

9.2 Coefficienti di combinazione

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

10 Stati limite per fondazioni su pali

Le verifiche saranno effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (A1+M1+R3), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II, 6.4.II e 6.4.VI.

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_r (o γ_e)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.1. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{ca}

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

⁽¹⁾ da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

Per il cordolo si considera una condizione ambientale ordinaria (classe XC2) e un'armatura poco sensibile alla corrosione, risultano i seguenti valori massimi di apertura delle fessure:

- combinazione di azioni frequente: $w \leq w_3 = 0.4$ mm
- combinazione di azioni quasi permanente: $w \leq w_2 = 0.3$ mm

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

11 Analisi dei carichi

11.1 Pesi propri e carichi permanenti (G1 e G2)

11.1.1 Peso proprio strutturale

Si considera un peso specifico di 25 kN/m^3 per il c.a. gettato in opera.

11.1.2 Peso proprio barriera antirumore

Il peso proprio della barriera antirumore è ininfluenza ai fini delle verifiche geotecniche di capacità portante dei pali.

11.2 Pressione del vento

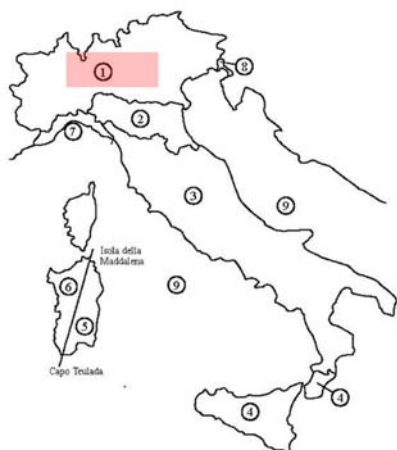
L'azione del vento viene calcolata nel rispetto delle Norme Tecniche vigenti, tenendo in considerazione, con gli appositi coefficienti, i fenomeni di turbolenza che si generano in prossimità dei bordi degli interventi, e la variazione di inclinazione delle barriere lungo lo sviluppo verticale.

11.2.1 Ipotesi di calcolo

Con riferimento all'azione del vento il carico della pressione sulle barriere è calcolato in base alla suddivisione in zone della barriera a partire dal bordo (libero) e proseguendo verso la parte centrale.

11.2.2 Coefficiente di esposizione

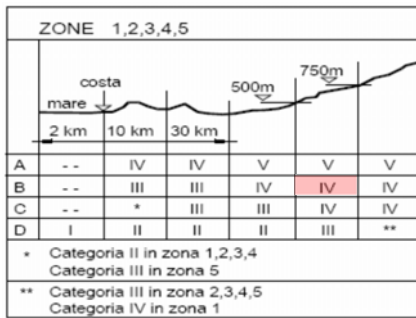
L'area oggetto di intervento ricade in zona 1 e classe di rugosità del terreno B.



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_t	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

Tabella 3 – Calcolo parametri pressione vento

La quota as (altitudine sul livello del mare) è pari a circa 980 msm.

Sul muro di sostegno di progetto l'altezza di riferimento z è pari alla massima altezza della barriera.

$$z = 5.00 \text{ m}$$

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	25	1000	0.01
a_s (altitudine sul livello del mare [m])		980	
T_R (Tempo di ritorno)		50	
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
$v_b (T_R = 50 \text{ [m/s]})$		25.000	
$\alpha_R (T_R)$		1.00073	
$v_b (T_R) = v_b \times \alpha_R \text{ [m/s]}$		25.018	

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



Pressione cinetica di riferimento

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

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

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

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

Categoria di esposizione

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

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

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1.5 km	0.5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

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

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
1	B	980

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

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
IV	0.22	0.3	8	1

z [m]	c _e
z ≤ 8	1.634
z = 0	1.634
z = 5	1.634

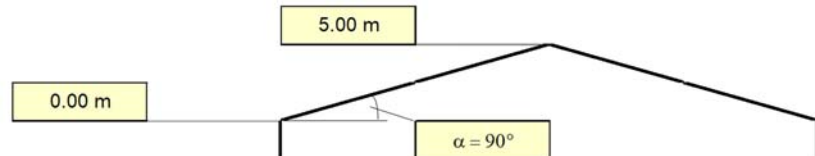


Figura 11-1 – Pressione del vento

11.2.3 Coefficienti di pressione c_{p,net}

Al fine di determinare la pressione agente sui pannelli, il valore di picco, come determinato ai punti precedenti, va moltiplicato per i coefficienti di pressione netta c_{p,net}, come specificati per le zone A, B, C e D riportate nello schema di seguito riportato (da UNI EN 1991-5 §7.4.1).

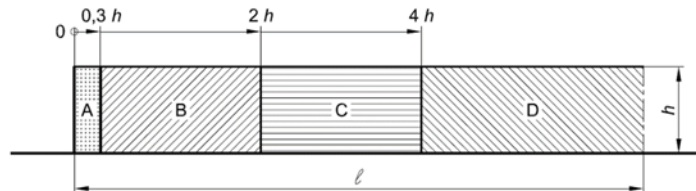


Figura 11-2 - Determinazione zone di carico del vento

Solidità	Zona	A	B	C	D	
φ = 1	Senza angoli di ritorno	∠ / h ≤ 3	2,3	1,4	1,2	1,2
		∠ / h = 5	2,9	1,8	1,4	1,2
		∠ / h ≥ 10	3,4	2,1	1,7	1,2
	Con angoli di ritorno di lunghezza ≥ l ^{a)}	2,1	1,8	1,4	1,2	
φ = 0,8		1,2	1,2	1,2	1,2	

a) Per angoli di ritorno aventi lunghezza compresa tra 0,0 e h si può impiegare l'interpolazione lineare.

Tabella 4 - Valori raccomandati dei coefficienti di pressione complessiva

Per la barriera in esame si considera una lunghezza di 30 m, ne deriva che il rapporto l/h è pari a:

$$l/h = 30 / 5 = 6$$

A fini cautelativi si adottano i coefficienti della terza riga di Tabella 4; per il calcolo del valore di pressione si sono esaminati due casi:

- primo montante: la pressione si distribuisce su una larghezza pari a metà interasse;
- secondo montante: la pressione si distribuisce su una larghezza pari a un interasse.

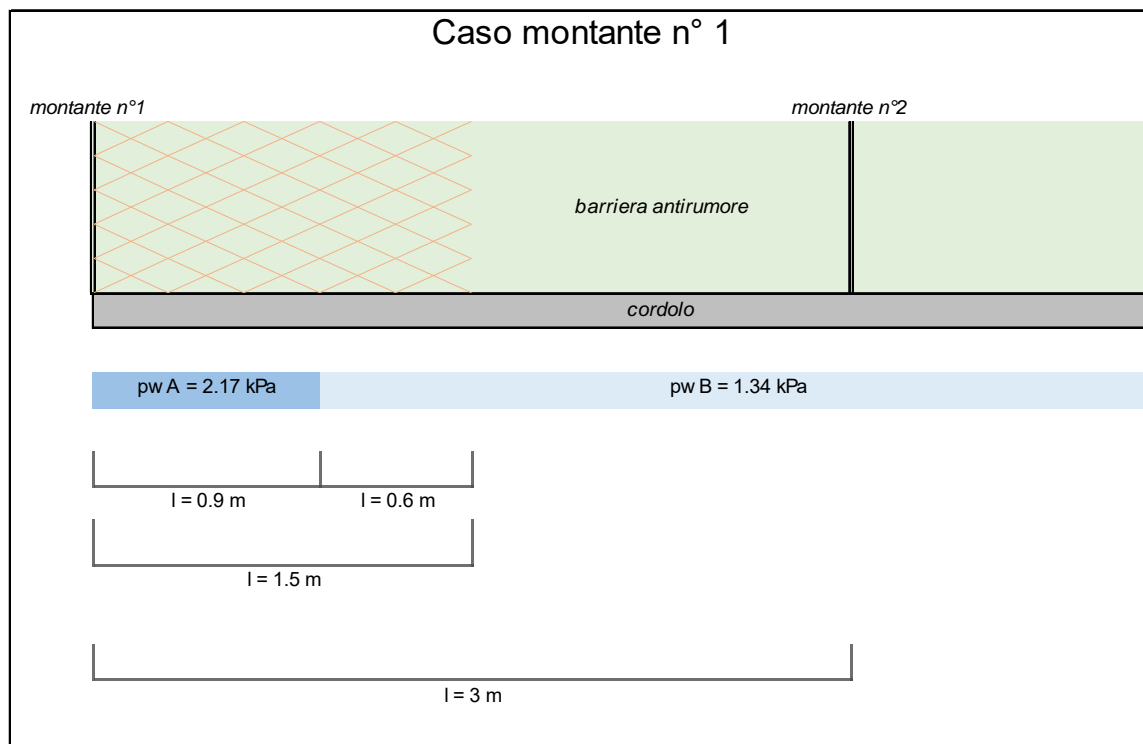


Figura 3 Caso della pressione agente sul primo montante, l'area della pressione è retinata in rosa

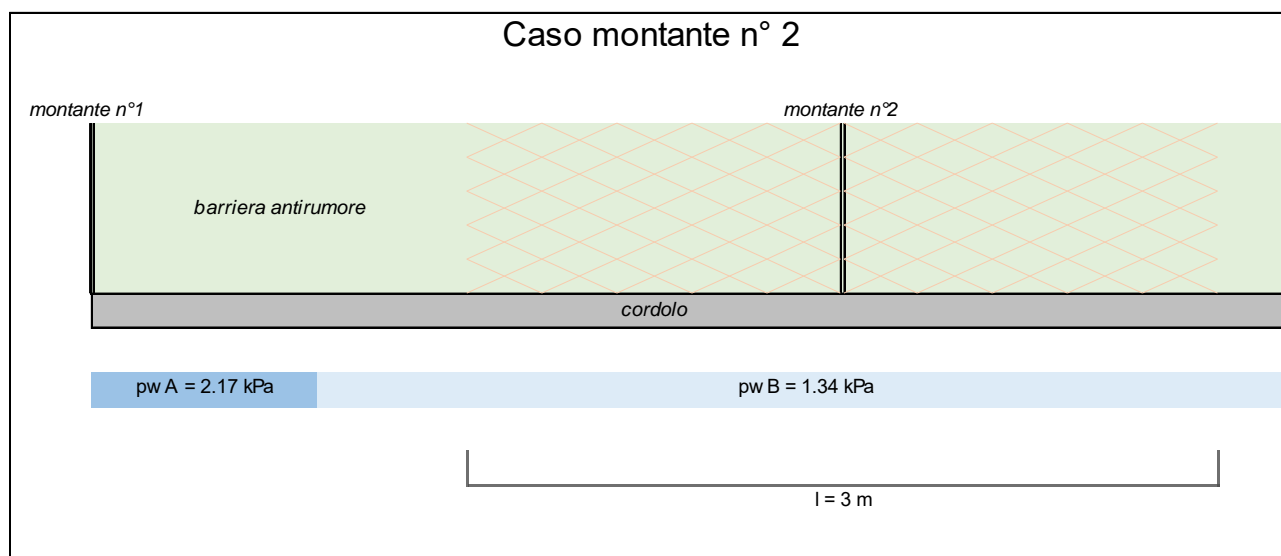


Figura 4 Caso della pressione agente sul secondo montante, l'area della pressione è retinata in rosa

11.2.4 Azioni agenti

zona	x_i [m]	x_f [m]	Δx [m]	p [kPa]	c_p	c_e	pwA	pwB	pwC	pwD
A	0.0	1.5	1.5	0.39	3.4	1.634	2.17			
B	1.5	10.0	8.5	0.39	2.1	1.634		1.34		
C	10.0	20.0	10.0	0.39	1.7	1.634			1.09	
D	12.0	30.0	18.0	0.39	1.2	1.634				0.77

Caso montante n°1

$$w_{m1} = [p \times c_e \times c_p(A) \times l(A) + p \times c_e \times c_p(B) \times l(B)] / [l(A) + l(B)]$$

$$= 2.17 \text{ kPa} \quad \textit{pressione media sul pannello}$$

$$w_1 = 3.26 \text{ kN/m} \quad \textit{pressione concentrata sul montante}$$

Caso montante n°2

$$w_{m2} = p \times c_e \times c_p(B)$$

$$= 1.34 \text{ kPa} \quad \textit{pressione media sul pannello}$$

$$w_2 = 4.03 \text{ kN/m} \quad \textit{pressione concentrata sul montante}$$

$$\mathbf{w = 4.03 \text{ kN/m}}$$
 valore massimo tra i due casi

Taglio:

$$V = +w(L - x)$$

$$V_{max} = +wL \quad @ x = 0$$

Momento flettente:

$$M = -\frac{w(L - x)^2}{2}$$

$$M_{max} = -\frac{wL^2}{2} \quad @ x = 0$$

12 Verifiche geotecniche e strutturali

12.1 Modello di calcolo e azioni agenti

Si utilizza il software Group v.7.0.4 per analizzare una porzione dell'opera, in particolare si considera una coppia di pali Ø600mm di lunghezza pari a 6 m, disposti a interasse di 3 m con un cordolo lungo 6 m e sezione 70×70cm.

Le azioni agenti sono quelle dovute al carico vento descritto al paragrafo 11.2; di seguito si riportano i valori nelle varie combinazioni di carico analizzate.

Stati Limite Ultimi

- $M_{SLU} = M_{max} \times \gamma_{Q1} = 50.34 \times 1.5 = 75.52 \text{ kN}$
- $V_{SLU} = V_{max} \times \gamma_{Q1} = 20.14 \times 1.5 = 30.21 \text{ kN}$

Stati Limite di Esercizio - frequente

- $M_{SLU} = M_{max} \times \Psi_{11} = 50.34 \times 0.2 = 10.07 \text{ kN}$
- $V_{SLU} = V_{max} \times \Psi_{11} = 20.14 \times 0.2 = 4.02 \text{ kN}$

Stati Limite di Esercizio – quasi permanente

- $M_{SLU} = M_{max} \times \Psi_{21} = 50.34 \times 0 = 0 \text{ kN}$
- $V_{SLU} = V_{max} \times \Psi_{21} = 20.14 \times 0 = 0 \text{ kN}$

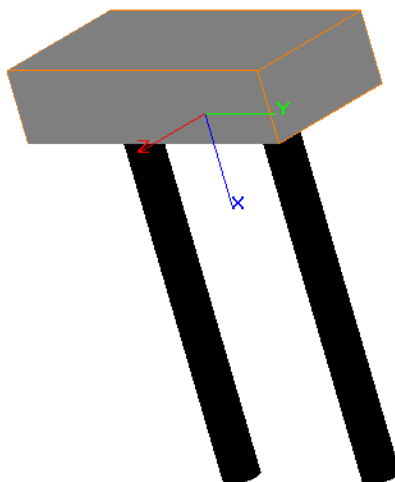


Figura 5 Modello

12.2 Sollecitazioni

12.2.1 Stati Limite Ultimi

Di seguito si riportano gli output dei valori di sollecitazioni indotte in testa ai pali.

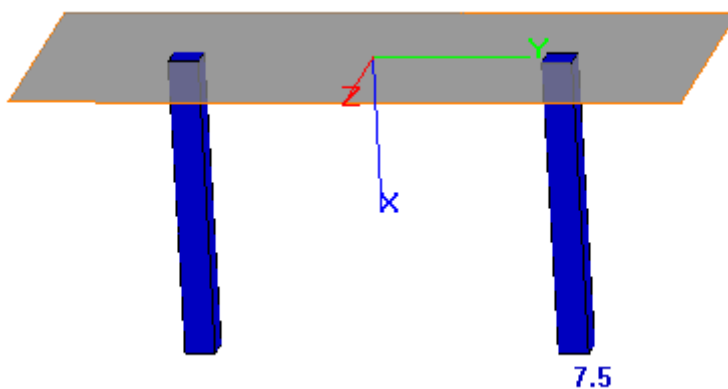


Figura 6 Sforzo assiale – SLU

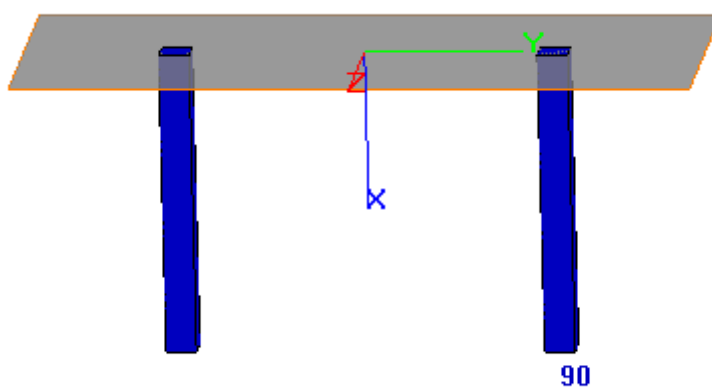


Figura 7 Taglio – SLU

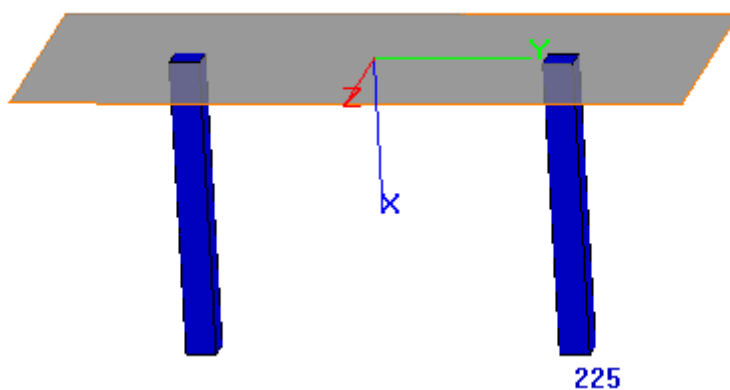


Figura 8 Momento – SLU

Le figure seguenti riportano i diagrammi delle sollecitazioni lungo la profondità.

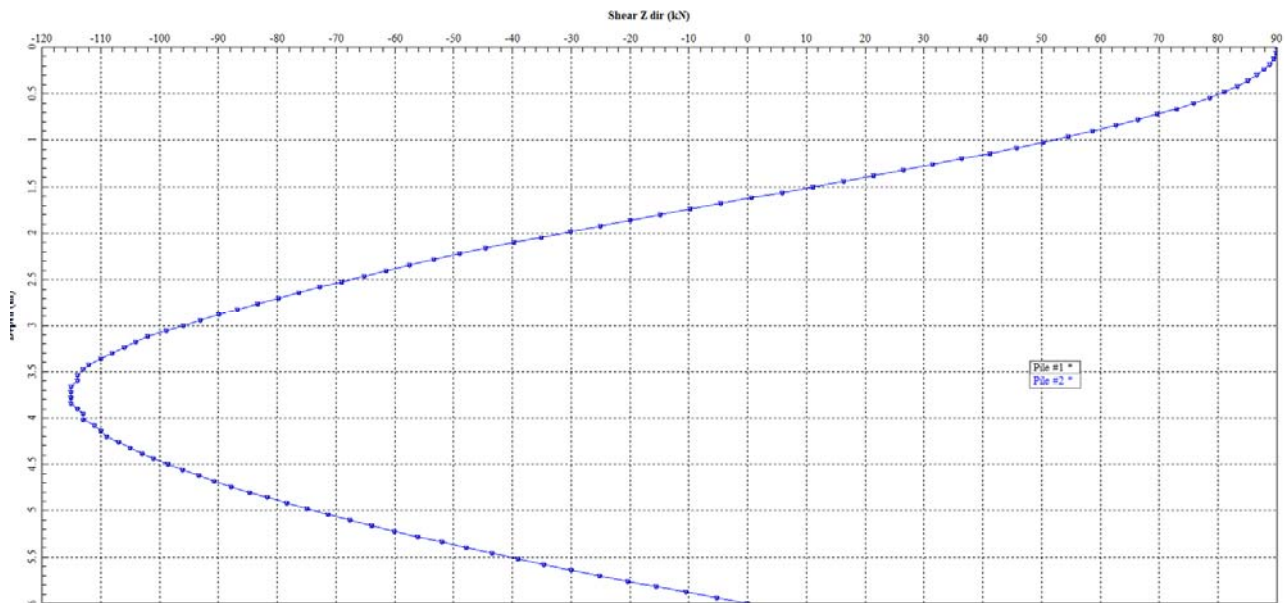


Figura 9 Taglio vs z - SLU

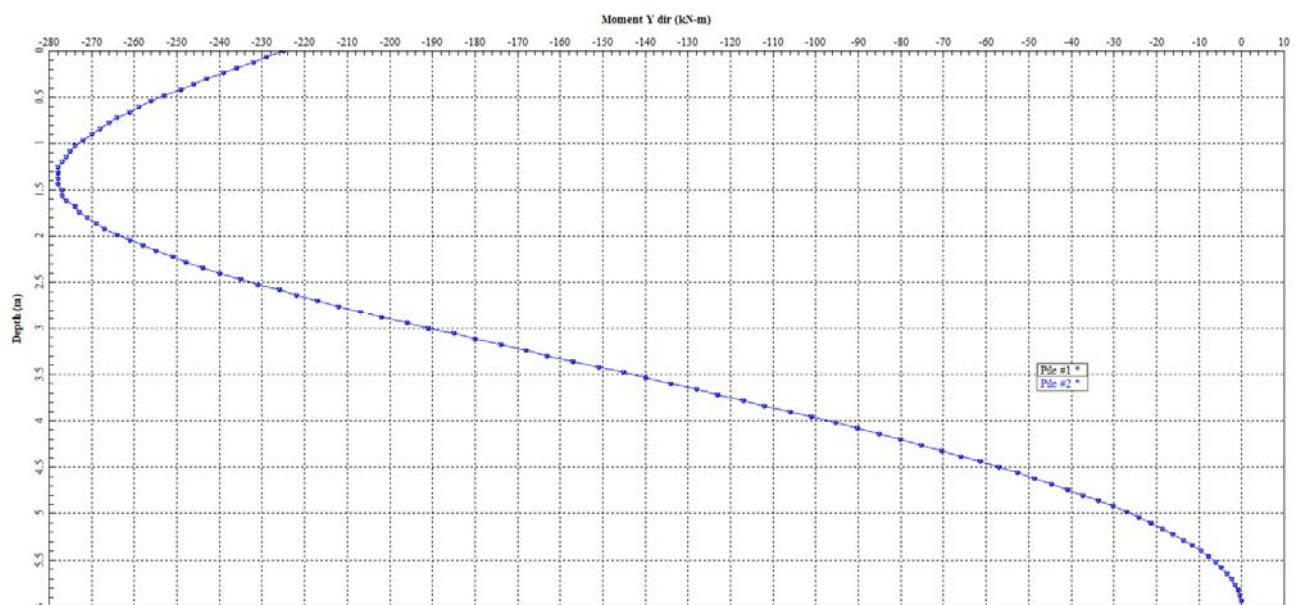


Figura 10 Momento vs z -SLU

12.2.2 Stati Limite di Esercizio

Di seguito si riportano gli output dei valori di sollecitazioni indotte in testa ai pali.

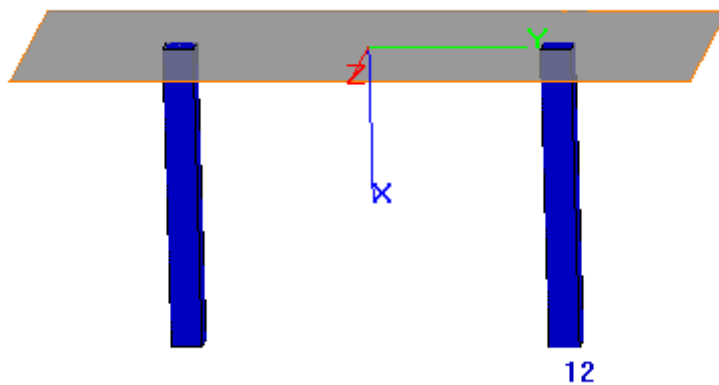


Figura 11 Taglio – SLE Frequente

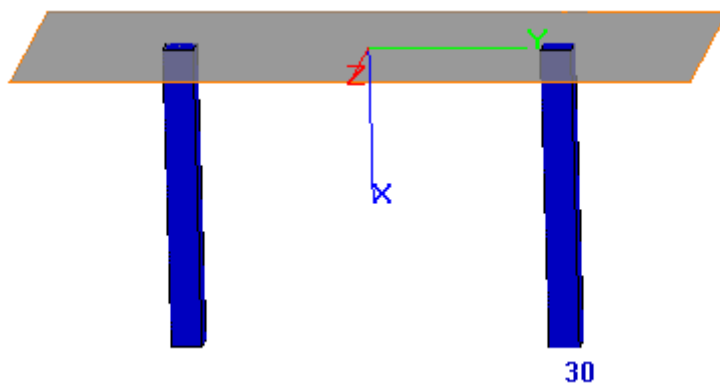


Figura 12 Momento – SLE Frequente

Le figure seguenti riportano i diagrammi delle sollecitazioni lungo la profondità.

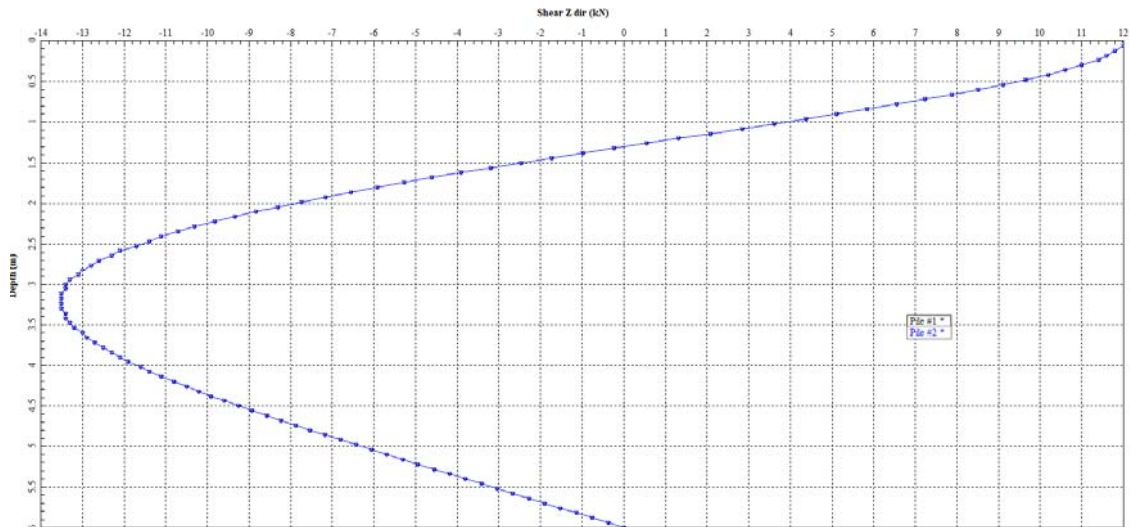


Figura 13 Taglio vs z - SLE

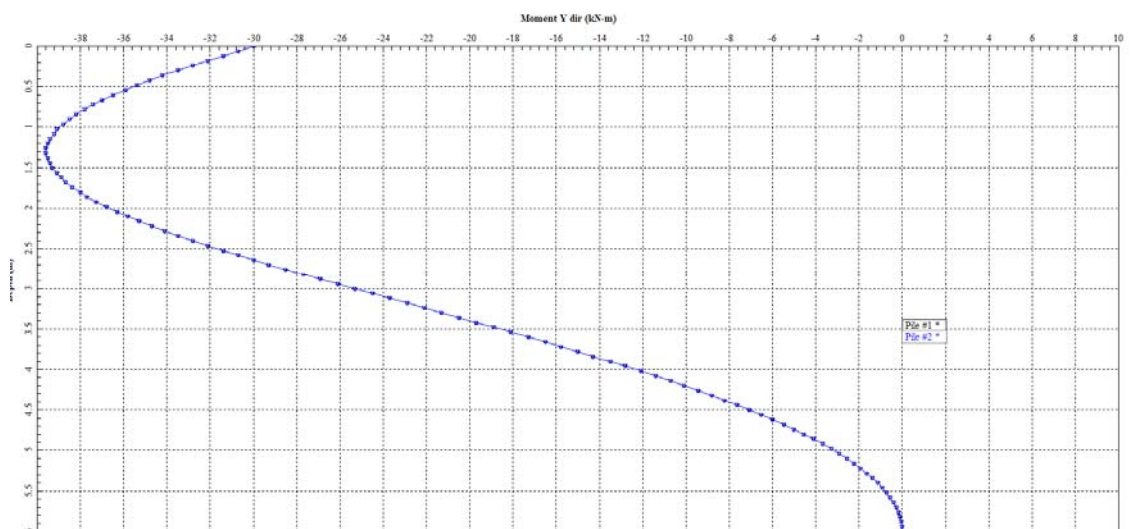


Figura 14 Momento vs z -SLE

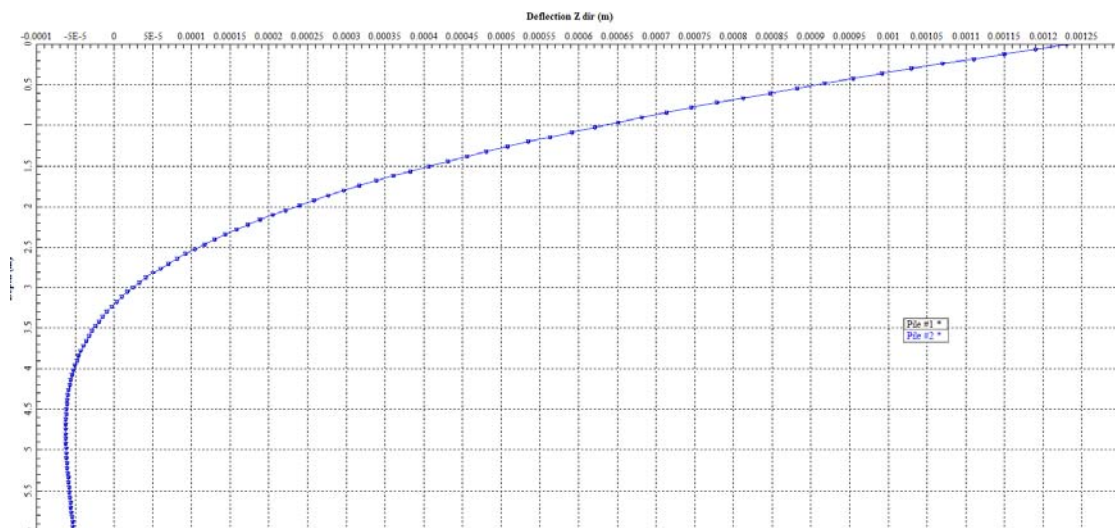


Figura 15 Spostamento vs z -SLE

12.3 Verifiche geotecniche e strutturali

12.3.1 Capacità portante verticale

L'analisi dell'interazione palo terreno sottoposto a carichi trasversali, dalla quale scaturiscono i valori di sollecitazione flessionale del palo, è stata condotta per via numerica calcolando l'equilibrio degli n conci in cui è suddiviso il palo, applicando le curve di trasferimento p - y di Matlock e Reese, come specificato in seguito:

1. Il palo è schematizzato con un elemento cilindrico, suddiviso in conci, caratterizzato da un modulo elastico E_p ;
2. Il trasferimento degli sforzi dal palo al terreno avviene tramite molle (una per concio) caratterizzate da leggi non lineari. L'ordinata delle molle rappresenta la pressione normale esercitata tra palo e terreno (p); le ascisse rappresentano lo spostamento locale orizzontale del concio generico (y). Lo spostamento orizzontale del generico concio viene a dipendere dai carichi applicati alla testa del palo (H , M), dalla sua posizione lungo il palo, dal modulo elastico del palo e dalle curve di trasferimento (p - y) lungo il fusto;
3. La determinazione dell'andamento delle sollecitazioni di taglio e di momento e degli spostamenti orizzontali e delle rotazioni del palo per assegnati carichi trasversali (H , M) applicati in testa viene effettuata risolvendo la seguente equazione differenziale:

essendo:

- E_p = modulo elastico del palo;
- I_p = momento d'inerzia del palo;
- E_s = modulo di reazione secante orizzontale del terreno;
- z = coordinata generica lungo il palo con origine alla testa del palo.

Considerata anche la non linearità del comportamento del terreno (moduli di reazione orizzontale E_s variabili in funzione del livello di sforzo), la soluzione dell'equazione differenziale è generalmente ottenuta per via numerica e per successive iterazioni. L'analisi viene effettuata con il modulo secante del terreno E_s operando in questo modo:

- Viene effettuato un calcolo di primo tentativo facendo riferimento alla pendenza iniziale delle curve p - y . Una volta ottenuto il valore di primo tentativo degli spostamenti del palo in ogni concio, il modulo secante E_s viene rivalutato entrando direttamente nelle curve p - y ;
- Il calcolo viene ripetuto con il nuovo valore di E_s ottenendo un secondo valore degli spostamenti del palo e quindi un nuovo valore del modulo secante entrando nuovamente nelle curve p - y ;
- Il procedimento iterativo di cui ai punti precedenti si interrompe quando si ottengono piccole differenze tra le deformate corrispondenti a due iterazioni successive;
- Una volta calcolata la deformata, note le condizioni al contorno e le reazioni offerte dal terreno, è possibile risalire all'andamento delle sollecitazioni flessionali e di taglio lungo il fusto del palo.

Le curve p - y utilizzate nelle analisi sono di seguito riportate:

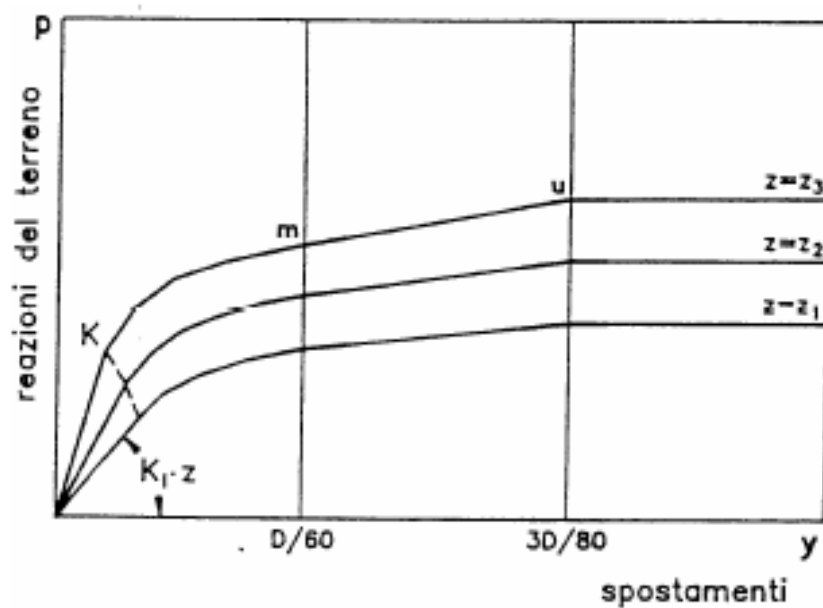


Figura 16: curve p-y in sabbie

Tabella 4.1: Valori di k_i secondo Reese et al. (1974).

Tipo di materiale	k_i [kN/m ³]
Sabbie sciolte	5500
Sabbie mediamente addensate	16600
Sabbie dense	34500

Tabella 5: valori di k_i secondo Reese et al. (1974)

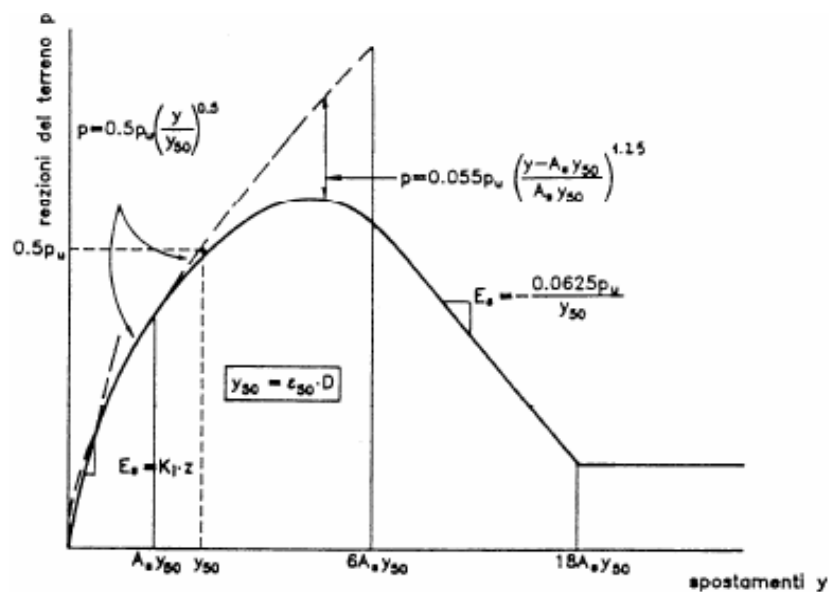


Figura 17: curve p-y in argille compatte

	Resistenza al taglio non drenata c_u [kPa]		
	50÷100	100÷200	200÷400
k_i (statico) [kN/m ³]	138000	276000	552000
k_i (ciclico) [kN/m ³]	55000	110000	220000

Tabella 6: valori di k_i secondo Reese et al. (1975)

Tabella 4.3: Valori di ϵ_{50} secondo Reese et al. (1975).

	Resistenza al taglio non drenata c_u [kPa]		
	50÷100	100÷200	200÷400
ϵ_{50} [-]	0.007	0.005	0.004

Tabella 7: valori di ϵ_{50} secondo Reese et al. (1975)

Si applicano i coefficienti parziali previsti da normativa funzione del numero di indagini effettuate. Nel caso in oggetto si considera un numero di verticali indagate pari a 5.

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

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

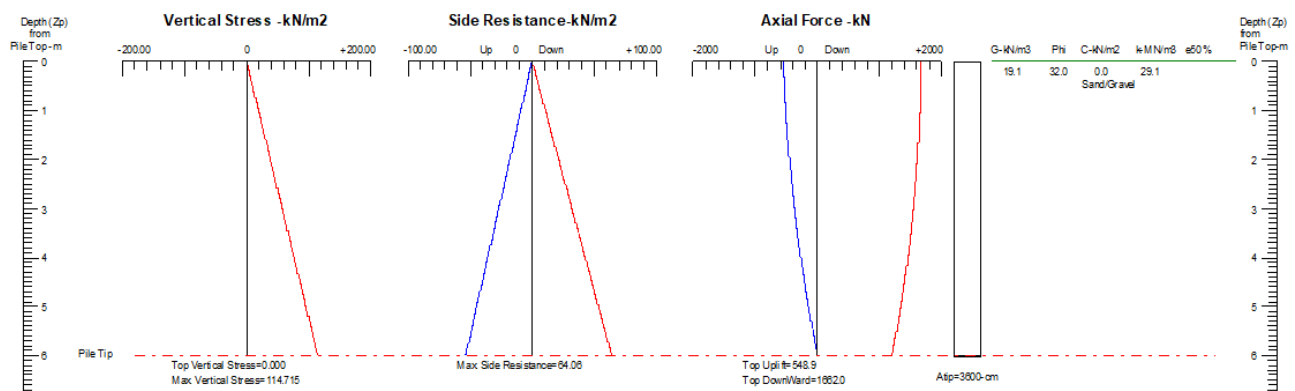
Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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

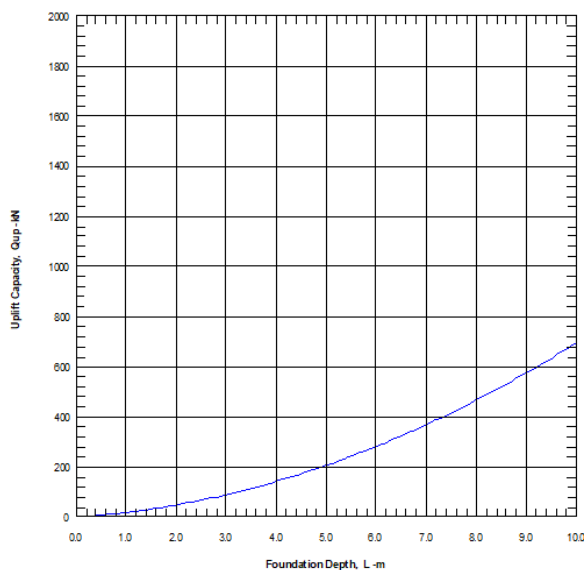
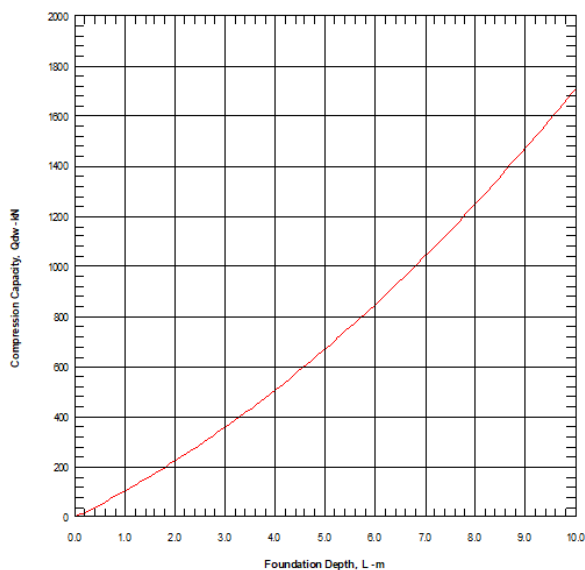
(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Di seguito si riportano gli output del software.

SOIL STRESS, SIDE RESISTANCE, & AXIAL FORCE vs DEPTH
Based on Ultimate Load Condition



ALLOWABLE CAPACITY vs FOUNDATION DEPTH



La verifica a capacità portante verticale è certamente verificata in quanto il solo carico verticale presente è rappresentato dal peso proprio barriera antirumore.

La verifica è soddisfatta:

$$N_{Rd} = \sim 800 \text{ kN} > N_{Ed} = 7.5 \text{ kN}$$

12.3.2 Capacità portante laterale

Per la verifica della capacità portante laterale si applica la teoria di Broms [1964].

Terreni granulari: ●●●●●

Pali impediti di ruotare in testa:

- Palo corto:

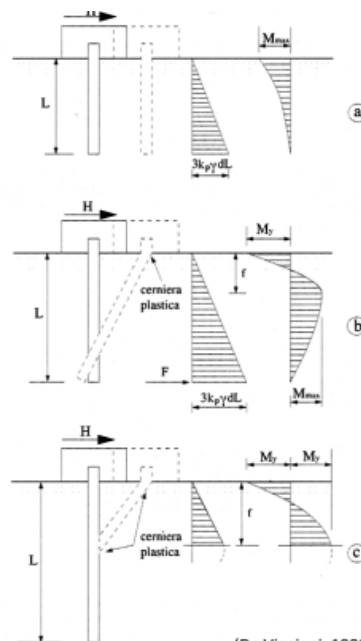
$$H = 1,5 L^2 k_p \gamma d \quad M_{\max} = \frac{2}{3} H L$$

- Palo intermedio:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L}$$

- Palo lungo:

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



(Da Viggiani, 1999)

$$\gamma = 19 \quad \text{kN/m}^3$$

$$L = 6 \quad \text{m}$$

$$6000 \quad \text{mm}$$

Caratteristiche sezione

$$\varnothing = 600 \quad \text{mm}$$

$$R_{ck} = 25 \quad \text{N/mm}^2$$

Barre longitudinali

$$12 \varnothing \quad 20$$

$$M_y = 307 \quad \text{kNm}$$

$$\varphi = 32 \quad ^\circ$$

$$= 0.559 \quad \text{rad}$$

$$K_p = 3.25$$

$$\sigma_v = \gamma * d = 0.011 \quad \text{MPa}$$

$$p_u = 3 \sigma_v * K_p = 0.111 \quad \text{MPa}$$

$$M_{max} = 8014 \quad \text{kNm}$$

$$R_{palo,corto} = 2004 \quad \text{kN}$$

$$R_{palo,intermedio} = 719 \quad \text{kN}$$

$$R_{palo,lungo} = 362 \quad \text{kN}$$

$$R_3 = 1.30$$

$$\xi_3 = 1.70$$

$$\xi_3 * R_3 = 2.21$$

$$H_{lim} = 164 \quad \text{kN}$$

Meccanismo di collasso = palo lungo

$$z_{pl} = 1.71 \quad \text{m da p.c.}$$

$$H_{Ed} = 90 \quad \text{kN}$$

La verifica è soddisfatta:

$$H_{lim} = 164 \quad \text{kN} > H_{Ed} = 90 \quad \text{kN}$$

12.3.3 Verifica montanti barriera antirumore

Il carico vento già descritto al paragrafo 11.2 comporta la formazione di sollecitazioni di taglio e momento alla base del montante; nel caso in oggetto si considera un profilo HEA 180 in acciaio S355.

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni in base al valore di pressione agente già calcolato al paragrafo 11.2.4.

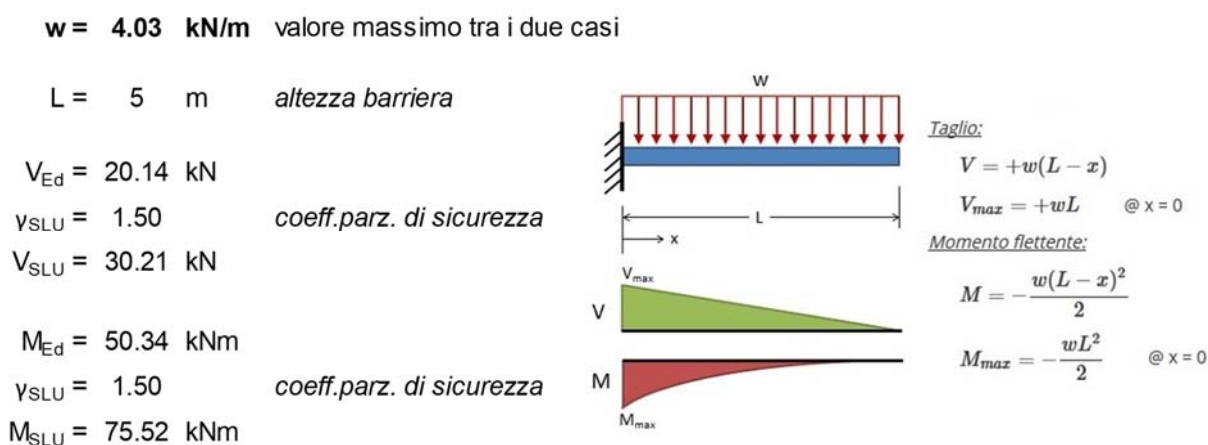


Figura 18 Azioni agenti alla base del montante

Caratteristiche montante

HEA 180
 $W = 293.6 \text{ cm}^3$
 $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$
 $\gamma_0 = 1.05$

Verifica al momento

$M_{Rd} = 99.3 \text{ kNm}$
 FS = 1.3

Verifica a taglio

$A_v = 4446$
 $V_{Rd} = 867.9$
 FS = 28.7

Le verifiche risultano soddisfatte.

12.3.4 Verifica ancoraggi barriera antirumore

Per effettuare la verifica degli ancoraggi si utilizza il software Steel Connections SC1 v. 1.0.0.6 che si basa sulla normativa EN 1993-1-8:2006; di seguito si riporta il particolare della connessione al paramento del muro.

ELEMENTO DI SOSTEGNO DELLA BARRIERA ANTIRUMORE

SCALA 1:10
 dimensioni in millimetri

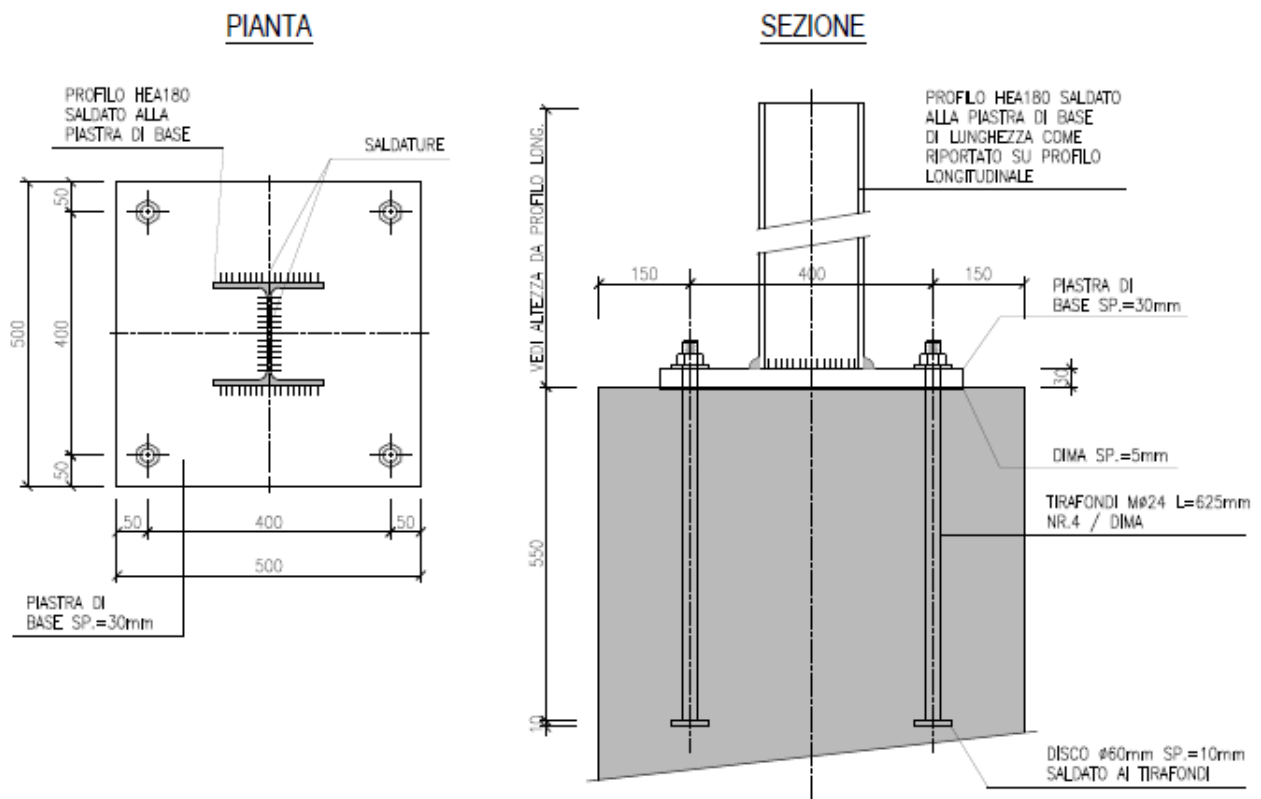
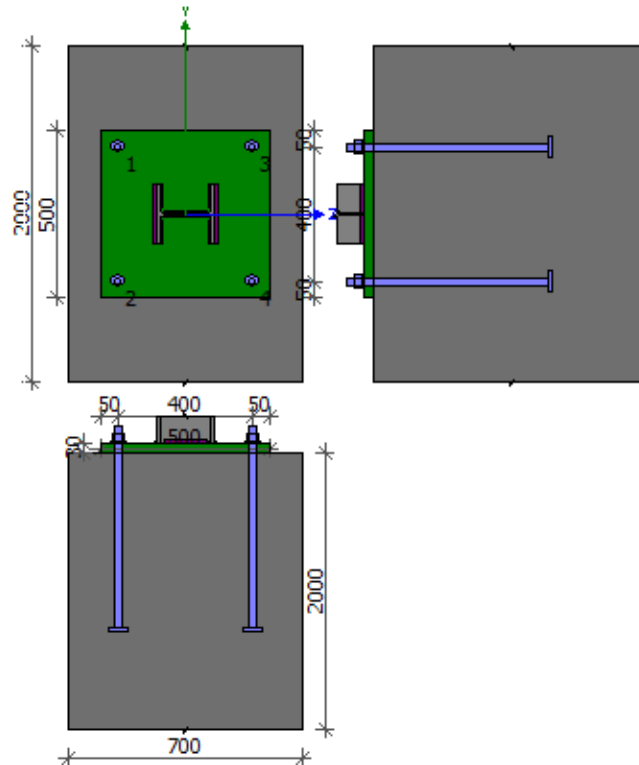


Figura 19 Ancoraggio oggetto di verifica [da MSVE14E2102-T00OM00STRPC01]

	Column base	Rapporto: 0.96	✓
ColumnBase v. 1.0.0.7	EC3 1991-1-8: 2008		



12.3.4.1 DATI

Colonna HEA180					
	h_c	b_{fc}	t_{fc}	t_{wc}	R_c
	171.00[mm]	180.00[mm]	9.50[mm]	6.00[mm]	15.00[mm]
	A_c	J_{y0c}	J_{z0c}	y_{0c}	z_{0c}
	45.25[cm ²]	2510.29[cm ⁴]	924.61[cm ⁴]	90.00[mm]	85.50[mm]
Materiale	Grado	f_y	f_u		
	S 355	355.00[MPa]	490.00[MPa]		

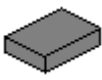
Piastra di base			
	l_p	h_p	t_p
	500.00[mm]	500.00[mm]	30.00[mm]
Materiale	Grado	f_y	f_u
	S 355	355.00[MPa]	490.00[MPa]

12.3.4.2 ANCORAGGIO

Grado		8.8
Limite di snervamento	$f_y =$	640.00[MPa]
Resistenza a tensione	$f_u =$	800.00[MPa]
Diametro bullone	$d =$	24.00[mm]
Diametro apertura bullone	$d_0 =$	27.00[mm]
Area sezione bullone	$A =$	4.52[cm ²]
Area effettiva sezione bullone	$A_s =$	3.53[cm ²]
Numero righe	$n_y =$	2.00
Numero righe	$n_z =$	2.00
Spaziatura verticale tra le righe		$p_{y1}=400.00[mm]$
Spaziatura verticale tra le righe		$p_{z1}=400.00[mm]$

12.3.4.3 SALDATURE

Spessore saldature dell'angolare che collegano flange trave e piastra frontale	$a_{fc} =$	7.00[mm]
Spessore saldature dell'angolare che collegano anima trave e piastra frontale	$a_{wc} =$	5.00[mm]

Fondazione			
	L_{1f}	B_{1f}	H_{1f}
	700.00[mm]	3000.00[mm]	700.00[mm]
Materiale	Grado	E_c	f_{ck}
	C35/45	34000.00[MPa]	35.00[MPa]

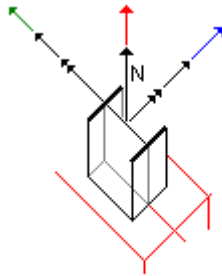
12.3.4.4 COEFFICIENTI MATERIALI

Coefficiente	$\gamma_{M0} =$	1.00
Coefficiente	$\gamma_{M2} =$	1.25
Coefficiente	$\gamma_{Mc} =$	1.50

12.3.4.5 FORZE

Carichi di progetto ULS

Forza assiale	$N_{Ed} =$	0.00[kN]	
Forza di taglio	$V_{y,Ed} =$	0.00[kN]	

Forza di taglio	$V_{z,Ed} =$	30.21[kN]	
Momento flettente	$M_{y,Ed} =$	75.51[kNm]	
Momento flettente	$M_{z,Ed} =$	0.00[kNm]	

12.3.4.6 RISULTATI

12.3.4.6.1 Flangia e anima della trave in compressione

Modulo di resistenza di plastica

$$W_{pl} = 310.82[cm^3]$$

La resistenza di progetto per la piegatura della sezione

$$M_{c,Rd} = (W_{pl} \cdot f_{yb}) / \gamma_{M0} = (310.82[cm^3] \cdot 355.00[MPa]) / 1.00 = 110.34[kNm]$$

Distanza tra le flange della trave

$$h_f = h_c - t_{fc} = 171.00[mm] - 9.50[mm] = 161.50[mm]$$

Resistenza di progetto della flangia colonna soggetta a compressione trasversale

$$F_{c,fc,Rd} = M_{c,Rd} / h_f = 110.34[kNm] / 161.50[mm] = 683.23[kN]$$

12.3.4.6.2 Resistenza alla base di una colonna nella zona di trazione

Resistenza a trazione di un bullone

$$F_{t,Rd} = (k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s) / \gamma_{M2} = (0.90 \cdot 800.00[MPa] \cdot 3.53[cm^2]) / 1.25 = 203.33[kN]$$

Rottura a estrazione

Resistenza di progetto a trazione

$$f_{ctd} = (0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}) / \gamma_{MC} = (0.7 \cdot 0.3 \cdot 35.00[MPa]^{2/3}) / 1.50 = 1.50[MPa]$$

Coefficiente relativo alla qualità delle condizioni di aderenza e del calcestruzzo

$$\eta_1 = 1.00$$

Coefficiente relativo al diametro della barra

$$\eta_2 = 1.00$$

Valore di progetto della resistenza di aderenza

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.00 \cdot 1.00 \cdot 1.50[MPa] = 3.37[MPa]$$

Progetto della lunghezza dell'ancoraggio

$$L_{eff} = 550.00[mm]$$

Progetto a sollevamento

$$F_{btd} = \pi \cdot d \cdot L_{eff} \cdot f_{bd} = \pi \cdot 24.00[mm] \cdot 550.00[mm] \cdot 3.37[MPa] = 139.77[kN]$$

Parametri geometrici

Distanza bullone da bordo esterno

$$e_{ep} = 50.00[mm]$$

Distanza bullone da anima trave

$$m_{ep} = 0.5 \cdot (w - t_{wb} - 0.8 \cdot \sqrt{2} \cdot a_w) = 0.5 \cdot (400.00[mm] - 6.00[mm] - 0.8 \cdot \sqrt{2} \cdot 7.00[mm]) = 106.58[mm]$$

Distanza bullone da flangia trave

$$m_x = 0.5 \cdot (p_{1z} - h_c) - 0.8 \cdot a_{fc} \cdot \sqrt{2} = 0.5 \cdot (400.00[mm] - 171.00[mm]) - 0.8 \cdot 7.00[mm] \cdot \sqrt{2} = 106.58[mm]$$

Distanza bullone dal bordo orizzontale esterno della piastra

$$e_x = e_1 = 50.00[mm]$$

Lunghezza effettiva di un bullone a forma circolare

$$l_{eff,cp,1} = 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \cdot 106.58[mm] = 669.66[mm]$$

$$l_{eff,cp,2} = \pi \cdot m_x + w = \pi \cdot 106.58[mm] + 400.00[mm] = 734.83[mm]$$

$$l_{eff,cp,3} = \pi \cdot m_x + 2 \cdot e = \pi \cdot 106.58[mm] + 2 \cdot 50.00[mm] = 434.83[mm]$$

$$l_{eff,cp} = \min(l_{eff,cp,1} ; l_{eff,cp,2} ; l_{eff,cp,3}) = \min(669.66[mm] ; 734.83[mm] ; 434.83[mm]) = 434.83[mm]$$

Lunghezza effettiva per un bullone a forma non circolare

$$l_{eff,nc,1} = 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_x = 4 \cdot 106.58[mm] + 1.25 \cdot 50.00[mm] = 488.82[mm]$$

$$l_{eff,nc,2} = e + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x = 50.00[mm] + 2 \cdot 106.58[mm] + 0.625 \cdot 50.00[mm] = 294.41[mm]$$

$$l_{eff,nc,3} = 0.5 \cdot b_p = 0.5 \cdot 500.00[mm] = 250.00[mm]$$

$$l_{eff,nc,4} = 0.5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_x = 0.5 \cdot 400.00[mm] + 2 \cdot 106.58[mm] + 0.625 \cdot 50.00[mm] = 444.41[mm]$$

$$l_{eff,nc} = \min(l_{eff,nc,1} ; l_{eff,nc,2} ; l_{eff,nc,3} ; l_{eff,nc,4}) = \min(488.82[mm] ; 294.41[mm] ; 250.00[mm] ; 444.41[mm]) = 250.00[mm]$$

Lunghezza effettiva per un bullone modo 1

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp} ; l_{eff,nc}) = \min(434.83[mm] ; 250.00[mm]) = 250.00[mm]$$

Lunghezza effettiva per un bullone modo 2

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} = 250.00[mm]$$

Modello 1: Cedimento completo della piastra terminale

$$M_{pl,1,Rd} = (0.25 \cdot l_{eff,1} \cdot t_p^2 \cdot f_{yp}) / \gamma_{M0} = (0.25 \cdot 250.00[mm] \cdot (30.00[mm])^2 \cdot 355.00[MPa]) / 1.00 = 19.97[kNm]$$

Metodo 1

$$F_{T,1,Rd1} = (4 \cdot M_{pl,1,Rd}) / m_{ep} = (4 \cdot 19.97[kNm]) / 106.58[mm] = 374.72[kN]$$

$$F_{T,1,Rd} = \min(F_{T,1,Rd1} ; F_{T,1,Rd1}) = \min(374.72[kN] ; 374.72[kN]) = 374.72[kN]$$

Modello 2: Rottura bullone con cedimento della piastra terminale

$$M_{pl,2,Rd} = (0.25 \cdot l_{eff,2} \cdot t_p^2 \cdot f_{yp}) / \gamma_{M0} = (0.25 \cdot 250.00[mm] \cdot (30.00[mm])^2 \cdot 355.00[MPa]) / 1.00 = 19.97[kNm]$$

$$F_{T,2,Rd} = (2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \Sigma F_{t,Rd}) / (m_{ep} + n) = (2 \cdot 19.97[kNm] + 400.00[mm] \cdot 2 \cdot 203.33[kN]) / (106.58[mm] + 400.00[mm]) = 374.72[kN]$$

Modello 3: Rottura bullone

$$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd} = 2 \cdot 203.33[kN] = 406.66[kN]$$

Componente di resistenza

$$F_{t,ep,Rd} = \min(F_{T,1,Rd} ; F_{T,2,Rd} ; F_{T,3,Rd}) = \min(374.72[kN] ; 374.72[kN] ; 406.66[kN]) = 374.72[kN]$$

12.3.4.6.3 Compressione del calcestruzzo

Larghezza aggiuntiva nella zona di pressione della capacità portante

$$c = t_p \cdot \sqrt{f_{yp} / 3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}} = 30.00[mm] \cdot \sqrt{355.00[MPa] / 3 \cdot 46.67[MPa] \cdot 1.00} = 57.80[mm]$$

Larghezza effettiva della zona di capacità portante di pressione sotto la flangia

$$b_{eff} = 2 \cdot c + t_{fc} = 2 \cdot 57.80 [mm] + 9.50 [mm] = 125.10 [mm]$$

Lunghezza effettiva della zona di capacità portante di pressione sotto la flangia

$$l_{eff} = \min(b_p ; 2 \cdot c + b_{fc}) = \min(500.00 [mm] ; 2 \cdot 57.80 [mm] + 180.00 [mm]) = 295.60 [mm]$$

Area di capacità portante per la flessione M_y

$$A_{eff} = b_{eff} \cdot l_{eff} = 125.10 [mm] \cdot 295.60 [mm] = 369.79 [cm^2]$$

Capacità portante del calcestruzzo per compressione

$$F_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_{jd} = 369.79 [cm^2] \cdot 46.67 [MPa] = 1725.67 [kN]$$

$ N_{Ed} \leq F_{c,Rd}$	$ 0.00 [kN] < 1725.67 [kN]$	0.00	
--------------------------	------------------------------	-------------	---

Resistenza a flessione

Eccentricità di forza assiale

$$e = M_{y,Ed} / N_{Ed} = 75.51 [kNm] / 0.00 [kN] = 0.00 [mm]$$

Braccio della forza interna a compressione

$$z_c = 0.5 \cdot (h_c - t_{fc}) = 0.5 \cdot (171.00 [mm] - 9.50 [mm]) = 80.75 [mm]$$

Braccio della forza interna a trazione

$$z_t = 200.00 [mm]$$

Braccio delle forze interne

$$z = z_t + z_c = 200.00 [mm] + 80.75 [mm] = 280.75 [mm]$$

$$F_{c,Rd} = \min(F_{c,Rd} ; F_{cf,Rd}) = \min(1725.67 [kN] ; 683.23 [kN]) = 683.23 [kN]$$

La resistenza a trazione di un ancoraggio

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,ep,Rd} ; F_{btd} \cdot n_a) = \min(374.72 [kN] ; 139.77 [kN] \cdot 2) = 279.54 [kN]$$

Progetto a capacità portante

$$M_{jRd1} = F_{t,Rd} \cdot z / \{z_c / e + 1\} = 279.54 [kN] \cdot 280.75 [mm] / \{80.75 [mm] / 0.00 [mm] + 1\} = 78.48 [kNm]$$

Progetto a sollevamento

$$M_{jRd2} = F_{c,Rd} \cdot z / \{z_t / e - 1\} = 683.23 [kN] \cdot 280.75 [mm] / \{200.00 [mm] / 0.00 [mm] - 1\} = 191.82 [kNm]$$

$$M_{jRd} = \min(M_{jRd1} ; M_{jRd2}) = \min(78.48 [kNm] ; 191.82 [kNm]) = 78.48 [kNm]$$

$ M_{y,Ed} \leq M_{j,Rd}$	$ 75.51 [kNm] < 78.48 [kNm]$	0.96	
----------------------------	-------------------------------	-------------	---

12.3.4.6.4 Taglio

Area della sezione di taglio del bullone

$$A = A_s = 3.53 [cm^2]$$

Resistenza al taglio del bullone in una superficie

$$F_{v,Rd} = (\alpha_v \cdot m \cdot f_{ub} \cdot A) / \gamma_{M2} = (0.60 \cdot 1 \cdot 800.00 [MPa] \cdot 3.53 [cm^2]) / 1.25 = 173.72 [kN]$$

Coefficiente

$$\alpha_b = 0.44 - 0.0003 \cdot f_{yb} = 0.44 - 0.0003 \cdot 800.00 [MPa] = 0.25$$

Taglio di un bullone di ancoraggio

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2} = 0.25 \cdot 800.00 [MPa] \cdot 4.52 [cm^2] / 1.25 = 56.03 [kN]$$

Coefficiente determinato dalla spaziatura bulloni

$$\alpha_{ep} = \min(1.0 ; f_{ub}/f_{up} ; e_1/d_0) = \min(1.0 ; 800.00[MPa]/490.00[MPa] ; 50.00[mm]/27.00[mm]) = 1.00$$

Coefficiente determinato dalla spaziatura bulloni

$$k_1 = \min(2.5 ; 2.8 * e_2/d_0) = \min(2.5 ; 2.8 * 50.00[mm]/27.00[mm]) = 2.50$$

Resistenza del bullone di supporto

$$F_{b,Rd} = k_1 * \alpha_b * f_{up} * d * t_p = 2.50 * 1.00 * 490.00[MPa] * 24.00[mm] * 30.00[mm] = 1152.00[kN]$$

Resistenza riga di bulloni

$$V_{j,Rd} = n_b * \min(F_{b,Rd} ; F_{v,Rd} ; F_{2,vb,Rd}) = 4 * \min(1152.00[kN] ; 173.72[kN] ; 56.03[kN]) = 224.11[kN]$$

$$|V_{z,Ed}|/V_{j,Rd} \leq 1$$

$$|30.21[kN]| < 224.11[kN]$$

$$0.13$$



12.3.4.6.5 Saldature dell'angolare che collegano trave e piastra frontale

Proprietà geometriche delle saldature

Area saldature orizzontali sulla flangia superiore

$$A_{wfu} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 * r_b)] * a_f = [180.00[mm] + (180.00[mm] - 6.00[mm] - 2 * 15.00[mm])] * 7.00[mm] = 57.56[cm^2]$$

Area saldature orizzontali sulla flangia inferiore

$$A_{wfi} = [b_{fb} + (b_{fb} - t_{wb} - 2 * r_b)] * a_f = [180.00[mm] + (180.00[mm] - 6.00[mm] - 2 * 15.00[mm])] * 7.00[mm] = 57.56[cm^2]$$

Area delle saldature verticali

$$A_{ww} = 2 * (h_c - 2 * (t_{fc} - r_c)) * a_{wc} = 2 * (171.00[mm] - 2 * (9.50[mm] - 15.00[mm])) * 5.00[mm] = 57.56[cm^2]$$

Area di tutte le saldature

$$A_w = A_{wfu} + A_{wfi} + A_{ww} = 57.56[cm^2] + 57.56[cm^2] + 57.56[cm^2] = 57.56[cm^2]$$

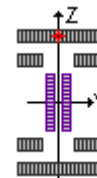
Distanza tra baricentro saldature e baricentro trave

$$e_{0w} = 0.00[mm]$$

Momento d'inerzia saldature


$$I_w = 3208.92[cm^4]$$


Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = 89.00[mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 360.55[cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0/A_w = 0.00[kN]/57.56[cm^2] = 0.00[MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	
$\sigma_M = M_0 * z_i / W_w = 75.51[kNm] * 89.00[mm] / 3208.92[cm^4] = 209.43[MPa]$	
Sforzo normale massimo	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00[MPa] + 209.43[MPa] = 209.43[MPa]$	
Sforzo normale perpendicolare	
$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = 209.43[MPa] / \sqrt{2} = 148.09[MPa]$	
Sforzo tangente perpendicolare	
$\tau_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = 209.43[MPa] / \sqrt{2} = 148.09[MPa]$	

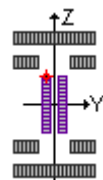


Coefficiente di resistenza saldature

$\beta_w = 1.00$


$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $[148.09[MPa]] < 352.80[MPa]$ **0.42** 


$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $296.18[MPa] < 392.00[MPa]$ **0.76** 

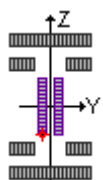
Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = 61.00[mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 526.05[cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0 / A_w = 0.00[kN] / 57.56[cm^2] = 0.00[MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	
$\sigma_M = M_0 \cdot z_i / W_w = 75.51[kNm] \cdot 61.00[mm] / 3208.92[cm^4] = 143.54[MPa]$	
Sforzo normale massimo	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00[MPa] + 143.54[MPa] = 143.54[MPa]$	
Sforzo normale perpendicolare	
$\sigma_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = 143.54[MPa] / \sqrt{2} = 101.50[MPa]$	
Sforzo tangente perpendicolare	
$\tau_{\perp} = \sigma / \sqrt{2} = 143.54[MPa] / \sqrt{2} = 101.50[MPa]$	
Sforzo tangente parallelo	
$\tau_{\parallel} = V_0 / A_{ww} = 30.21[kN] / 57.56[cm^2] = 24.76[MPa]$	

Coefficiente di resistenza saldature

$\beta_w = 1.00$

$|\sigma_{\perp}| \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$ $[101.50[MPa]] < 352.80[MPa]$ **0.29** 

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$ $207.48[MPa] < 392.00[MPa]$ **0.53** 

Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = -61.00[mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 526.05[cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0 / A_w = 0.00[kN] / 57.56[cm^2] = 0.00[MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	
$\sigma_M = M_0 \cdot z_i / W_w = 75.51[kNm] \cdot (-61.00[mm]) / 3208.92[cm^4] = -143.54[MPa]$	
Sforzo normale massimo	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00[MPa] + (-143.54[MPa]) = -143.54[MPa]$	

Sforzo normale perpendicolare	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = -143.54[MPa]/\sqrt{2} = -101.50[MPa]$	
Sforzo tangente perpendicolare	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = -143.54[MPa]/\sqrt{2} = -101.50[MPa]$	
Sforzo tangente parallelo	
$\tau_{\parallel} = V_0/A_{ww} = 30.21[kN]/57.56[cm^2] = 24.76[MPa]$	

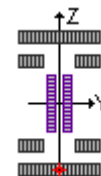
Coefficiente di resistenza saldature

$$\beta_w = 1.00$$

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -101.50[MPa] < 352.80[MPa]$	0.29	<input checked="" type="checkbox"/>
---	--------------------------------	-------------	-------------------------------------

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$207.48[MPa] < 392.00[MPa]$	0.53	<input checked="" type="checkbox"/>
--	-----------------------------	-------------	-------------------------------------

Punto in cui le sollecitazioni vengono controllate	$z_i = -89.00[mm]$
Modulo elastico delle saldature	
$W_w = 360.55[cm^3]$	
Sollecitazione da forza assiale	
$\sigma_N = N_0/A_w = 0.00[kN]/57.56[cm^2] = 0.00[MPa]$	
Sollecitazione dovuta alla flessione	
$\sigma_M = M_0 \cdot z_i / W_w = 75.51[kNm] \cdot (-89.00[mm]) / 3208.92[cm^4] = -209.43[MPa]$	
Sforzo normale massimo	
$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = 0.00[MPa] + (-209.43[MPa]) = -209.43[MPa]$	
Sforzo normale perpendicolare	
$\sigma_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = -209.43[MPa]/\sqrt{2} = -148.09[MPa]$	
Sforzo tangente perpendicolare	
$\tau_{\perp} = \sigma/\sqrt{2} = -209.43[MPa]/\sqrt{2} = -148.09[MPa]$	



Coefficiente di resistenza saldature

$$\beta_w = 1.00$$

$ \sigma_{\perp} \leq 0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$	$ -148.09[MPa] < 352.80[MPa]$	0.42	<input checked="" type="checkbox"/>
---	--------------------------------	-------------	-------------------------------------

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2)]} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})$	$296.18[MPa] < 392.00[MPa]$	0.76	<input checked="" type="checkbox"/>
---	-----------------------------	-------------	-------------------------------------

12.3.4.6.6 Rigidezza di rotazione del giunto

Lunghezza di allungamento del bullone

$$L_b = 8 \cdot d + t_p + t_{wa} + 0.5 \cdot m = 8 \cdot 24.00[mm] + 30.00[mm] + 4.00[mm] + 0.5 \cdot 22.30[mm] = 257.15[mm]$$

Tensione bullone

$$k_{13} = E_c \cdot \sqrt{[b_{eff} \cdot l_{eff}] / (1.275 \cdot E)} = 34000.00 [MPa] \cdot \sqrt{[125.10 [mm] \cdot 295.60 [mm]] / (1.275 \cdot 210000.00 [MPa])} = 24.42 [mm]$$

Piastra terminale in flessione

$$k_{15} = (0.425 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3) / m_x^3 = (0.425 \cdot 250.00 [mm] \cdot (30.00 [mm])^3) / (106.58 [mm])^3 = 2.37 [mm]$$

Tensione bullone

$$k_{16} = (2 \cdot A_b) / L_b = (1.6 \cdot 3.53 [cm^2]) / 257.15 [mm] = 2.75 [mm]$$

$$k_t = k_{15} + k_{16} = 2.37 [mm] + 2.75 [mm] = 5.12 [mm]$$

$$k_c = k_{13} = 24.42 [mm]$$

$$e_k = (z_c \cdot k_c - z_t \cdot k_t) / (k_t + k_c) = (80.75 [mm] \cdot 24.42 [mm] - 200.00 [mm] \cdot 5.12 [mm]) / (5.12 [mm] + 24.42 [mm]) = 32.13 [mm]$$

Rigidezza di rotazione iniziale del giunto

$$S_{j,ini} = (E \cdot z^2) / (1/k_c + 1/k_t) \cdot e / e + e_k = (210000.00 [MPa] \cdot (280.75 [mm])^2) / (1/24.42 [mm] + 1/5.12 [mm]) \cdot 0.00 [mm] / (0.00 [mm] + 32.13 [mm]) = 70001.86 [kNm]$$

$$S_{j,ini} = (E \cdot z^2) / (1/k_c + 1/k_t) \cdot e / e + e_k = (210000.00 [MPa] \cdot (280.75 [mm])^2) / (1/24.42 [mm] + 1/5.12 [mm]) \cdot 0.00 [mm] / (0.00 [mm] + 32.13 [mm]) = 70001.86 [kNm]$$

Rigidezza di rotazione del giunto chiodato

$$S_{j,pin} = (0.5 \cdot E \cdot I_{yc}) / L_c = (0.5 \cdot 210000.00 [MPa] \cdot 2510.29 [cm^4]) / 5000.00 [mm] = 527.16 [kNm]$$

Rigidezza di rotazione del giunto rigido

$$S_{j,rig} = (30 \cdot E \cdot I_{yc}) / L_c = (30 \cdot 210000.00 [MPa] \cdot 2510.29 [cm^4]) / 5000.00 [mm] = 31629.61 [kNm]$$

Scala di rigidezza

$$\mu = \min(1.0 ; |M_{b1,Ed} / M_{Rd}|) = \min(1.0 ; 75.51 [kNm] / 78.48 [kNm]) = 1.00$$

Rigidezza di rotazione del giunto

$$S_j = S_{j,ini} / \mu = 70001.86 [kNm] / 1.00 = 70001.86 [kNm]$$

Classificazione dei giunti

Rigido

12.3.5 Verifiche strutturali c.a.

12.3.5.1 PALO

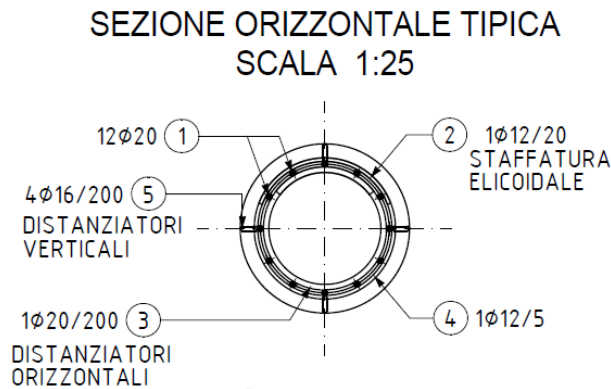


Figura 20 Armatura palo [MSVE14E2102-T00OM04STRAR01]

Si considera un palo $\varnothing 600$ mm con calcestruzzo di classe C25/30, armatura longitudinale $12\varnothing 20$ e copriferro di 6 cm, armatura a taglio $\varnothing 12/20$ cm.

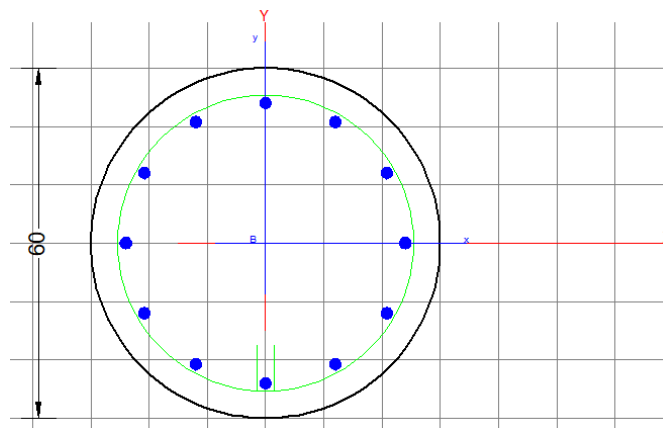


Figura 21 Sezione analizzata

Si verifica la sezione agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio, di seguito gli output del software e il tabulato con i dettagli.

Resistenza Fless.Composta: Misura sic.=1.34 [OK se > 1.0]			Taglio (S.L.U.): Misura sicurezza = 0.275 [OK se <= 1.0]		
Sforzi assegnati	Sforzi resistenti (asse x baricentrico)	Deform.	Sforzi Dati/Ultimi	Staffe di Comb.	Staffe Involuppo
N = 7.50 kN	N Res = 7.40 kN	Def.ma	TAGLIO:	Astaffe=2.9cm ² /m	Astaffe=11.3 cm ² /m
Mx = 225.00 kNm	Mx Res = 300.55 kNm	Def.mi	Vy = 115.00 kN		Diam.Staffe:Ø12 mm
		Def.ma	VSdu = 115.00 kN		Passo Staffe = 20.0
	Curv.Max=0.000204427 1/cm	Def.mi	VRcd = 417.43 kN		N° bracci Staffe = 2
	As tot. = 37.7 cm ²	Asse	VRwd = 452.44 kN		
	Coprif.min barre = 5.0 cm		bw = 52.1 cm		
	Interferro netto min = 10.4 cm				

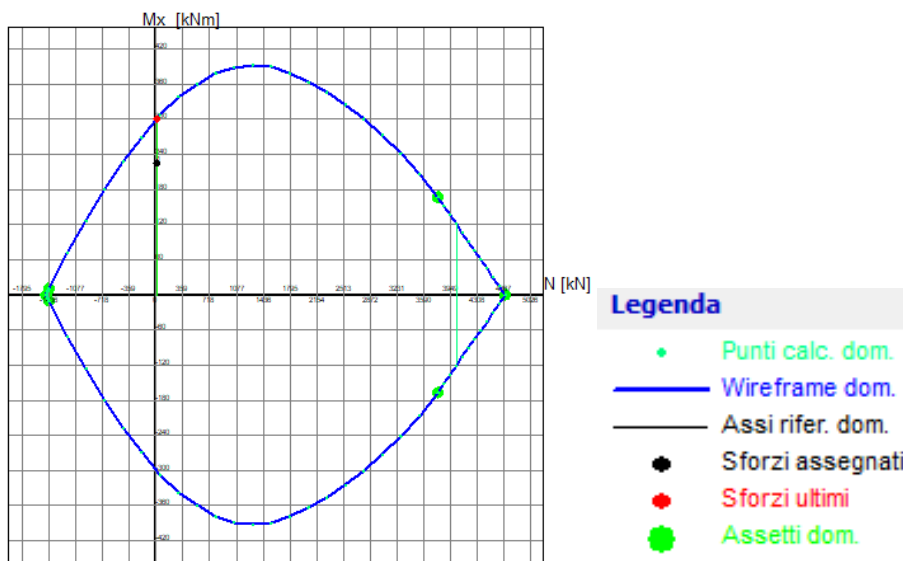


Figura 22 Dominio N-M di resistenza

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25	
	Resistenza compress. di progetto fcd:	11.33 MPa	
	Resistenza compress. ridotta fcd':	5.665 MPa	
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0 MPa	
	Resis. media a trazione fctm:	2.210 MPa	
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	12.000 MPa	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
		Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
		Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:		391.30 MPa	
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30 MPa	
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef:		200000.0 MPa	
Diagramma tensioni-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. B1*B2:	1.00		
Coeff. Aderenza differito B1*B2:	0.50		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0 cm
Barre circonferenza:	12Ø20 (37.7 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	6.0 cm

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N° Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	7.50	225.00	115.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N° Comb.	N	Mx
1	7.50	30.00 (60.04)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	10.4	cm
Interferro massimo barre longitudinali:	0.0	cm [deve essere < 0.0]
Copriferro netto minimo staffe:	3.8	cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata									
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)									
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)									
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico									
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000									
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.									
As Tot.	Area complessiva armature long. pilastro [cm²]. (tra parentesi l'area minima di normativa)									
N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	As Tot.
1	S	7.50	225.00	7.40	300.55	1.336	12.9	---	---	37.7 (8.5)

DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione					
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)					
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)					
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)					
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)					
N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	30.0	0.00227	24.0	-0.00754	-24.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe:	12	mm
Passo staffe:	20.0	cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]
N.Bracci staffe:	2	
Area staffe/m :	11.3	cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 2.4 cm²/m]

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata									
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)									
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]									
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]									
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]									
bw z	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro Braccio coppia interna									
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato									
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione									
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm²/m]									
N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	bw z	Ctg	Acw	Ast		
1	S	115.00	417.43	452.44	52.1 40.9	2.500	1.002	2.9		

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])										
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)										
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])										
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)										
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]										
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)										
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre										
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)										
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)										
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	1.93	-30.0	0.00	30.0	-50.4	24.0	15.0	932	15.7	---

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica									
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata									
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata									
K2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e2)in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC									
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2									
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es									
srm	Distanza massima in mm tra le fessure									
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.									
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]									
N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00030	0.00014		0.50	0.60	0.000151 (0.000151)	372	0.056 (0.40)	60.04

12.3.5.2 CORDOLO

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche strutturali del cordolo, schematizzato come una trave su suolo elastico avente sezione pari a 0.70m×0.70m.

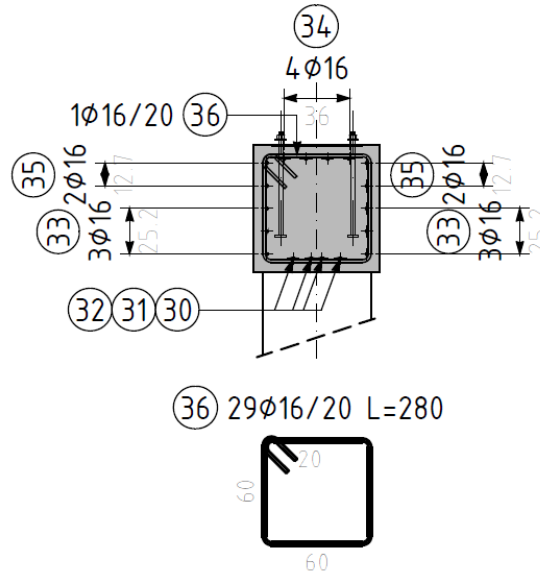


Figura 23 Armatura cordolo [MSVE14E2102-T00OM04STRAR01]

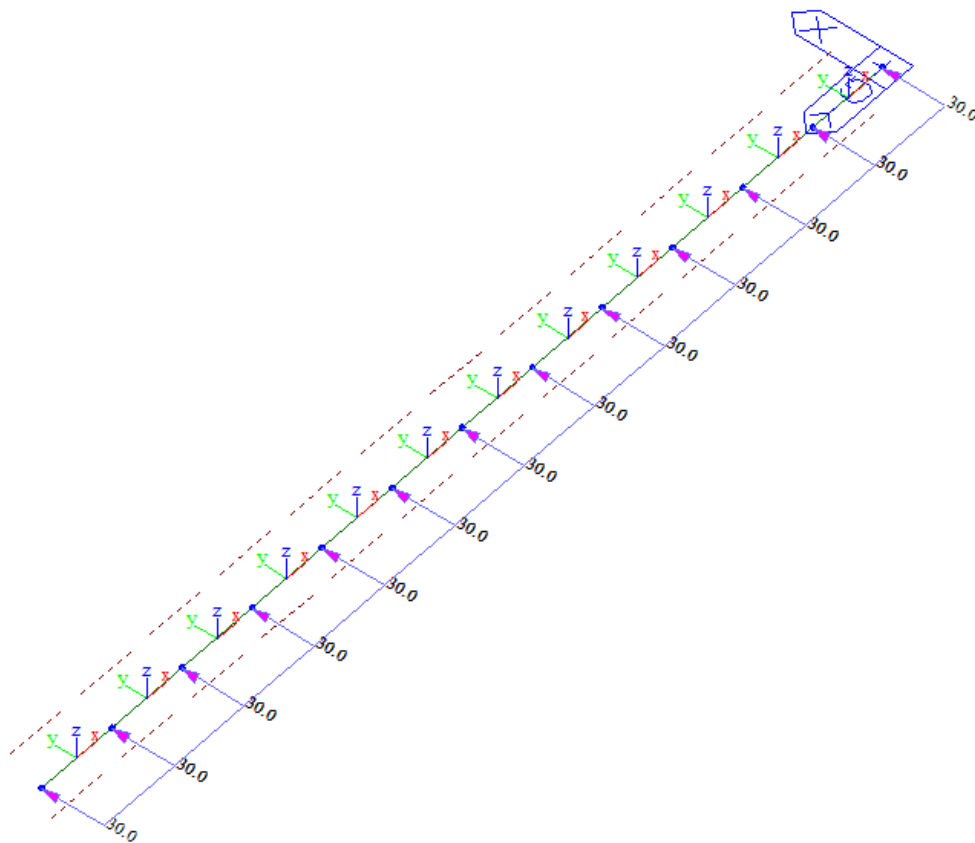


Figura 24 modello del cordolo e carico vento

Il terreno è modellato come una distesa di molle secondo quanto previsto dalla teoria di Winkler; per il calcolo della rigidezza del terreno, o modulo di reazione verticale k_s , si applica la formula di Vesic [1961]:

$$k_s = \frac{0.65 E_s}{B (1 - \nu_s^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{EI}}$$

Dove:

- E_s = modulo di elasticità del terreno;
- ν_s = coefficiente di Poisson;
- E = modulo di elasticità della fondazione;
- B = larghezza fondazione;
- I = modulo di inerzia della fondazione.

Risulta:

E_s (kN/m ²) = 30000	<i>modulo elastico terreno</i>
E_f (kN/m ²) = 31,476,000	<i>modulo elastico struttura di fondazione</i>
$\nu = 0.30$	<i>coefficiente di Poisson terreno</i>
B (m) = 0.70	<i>larghezza fondazione</i>
H (m) = 0.70	<i>spessore fondazione</i>
I (m ⁴) = 0.020008	<i>momento inerzia struttura</i>
k_s (kN/m ³) = 21091	

Il modulo di reazione orizzontale viene fissato in:

$$k_{s,h} = 0.5 \times k_{s,v} = 10545 \text{ kN/m}^3$$

Due vincoli fissi sono posti in corrispondenza dei pali.

Le seguenti figure mostrano le sollecitazioni calcolate intese come involuppo delle condizioni di carico imposte e descritte in precedenza.

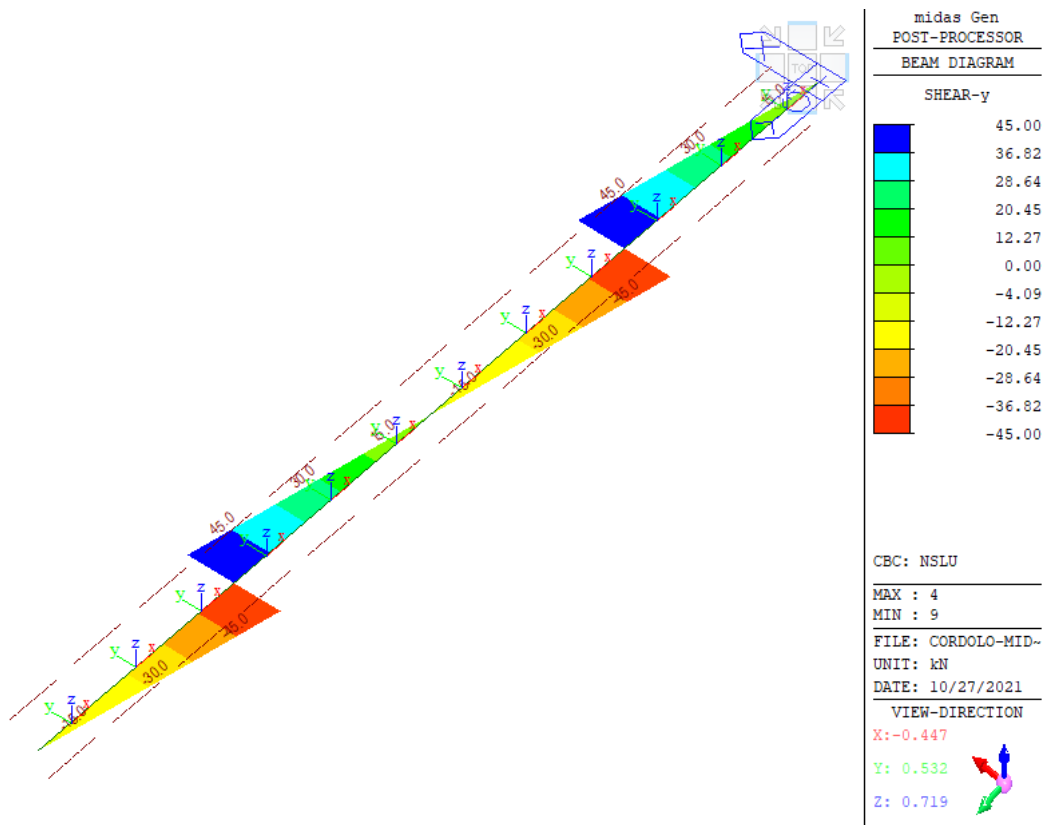


Figura 25 Diagramma del taglio (SLU)

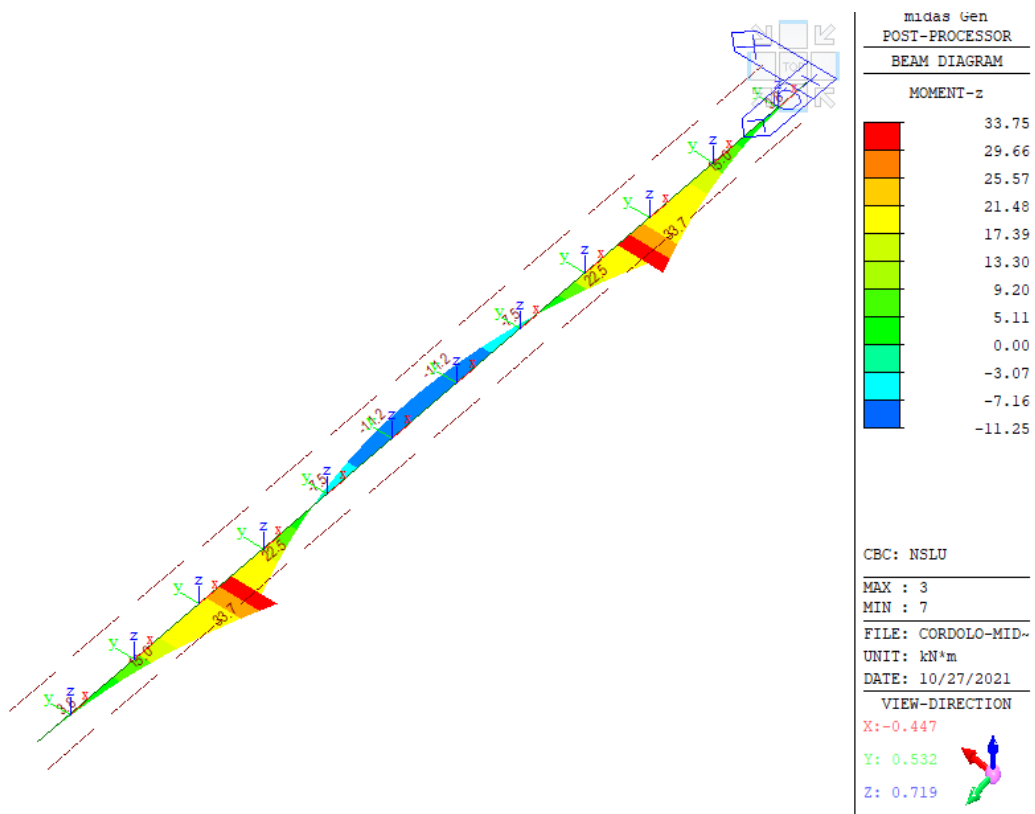


Figura 26 Diagramma del momento (SLU)

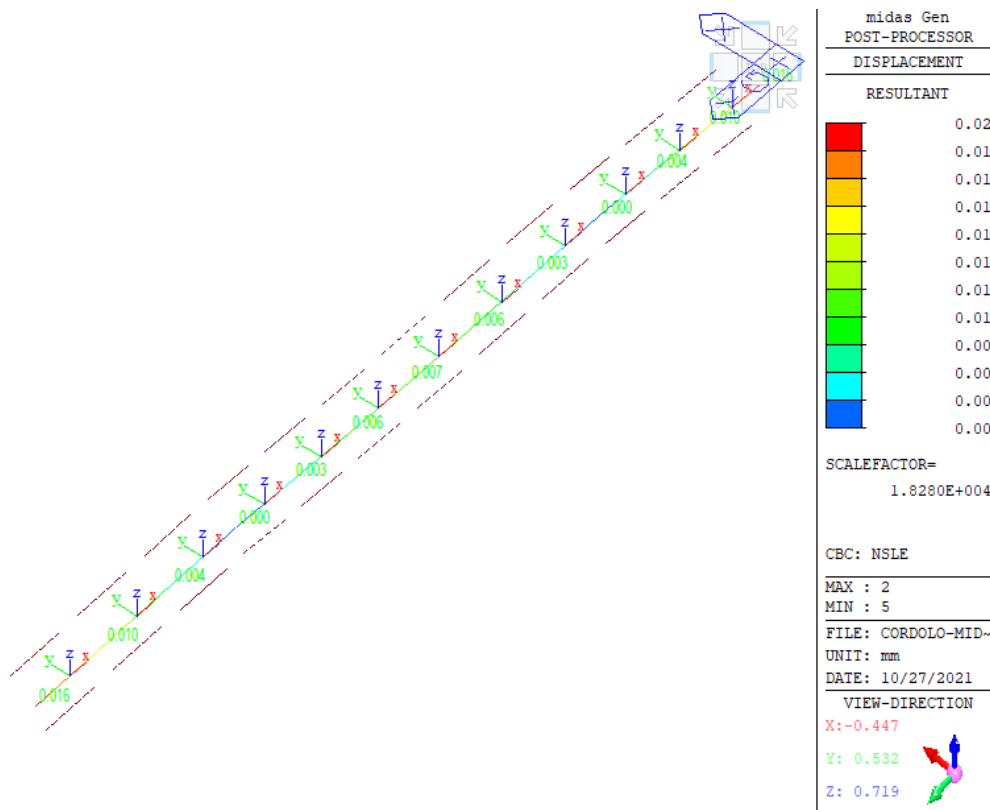


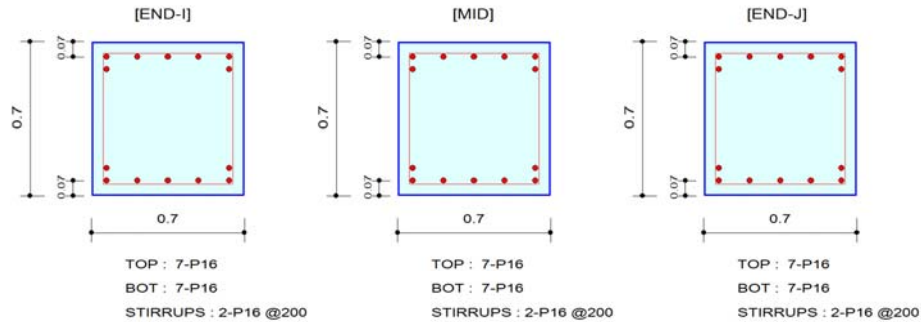
Figura 27 Diagramma dello spostamento (SLE)

Di seguito si riportano le verifiche strutturali agli SLU e agli SLE, effettuate in corrispondenza dei pali, ove le sollecitazioni sono maggiori.

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m
Material Data : $f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
Section Property: a (No : 1) Beam Span : 0.5 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_{Ed})	13.63	11.45	13.63
Factored Strength (M_{Rd})	330.98	330.98	330.98
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0412	0.0346	0.0412
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.1172	0.1172
(+) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M_{Ed})	4.56	4.47	4.56
Factored Strength (M_{Rd})	330.98	330.98	330.98
Check Ratio (M_{Ed}/M_{Rd})	0.0138	0.0135	0.0138
Neutral Axis (x/d)	0.1172	0.1172	0.1172
Using Rebar Top (A_{s_top})	0.0014	0.0014	0.0014
Using Rebar Bot (A_{s_bot})	0.0014	0.0014	0.0014

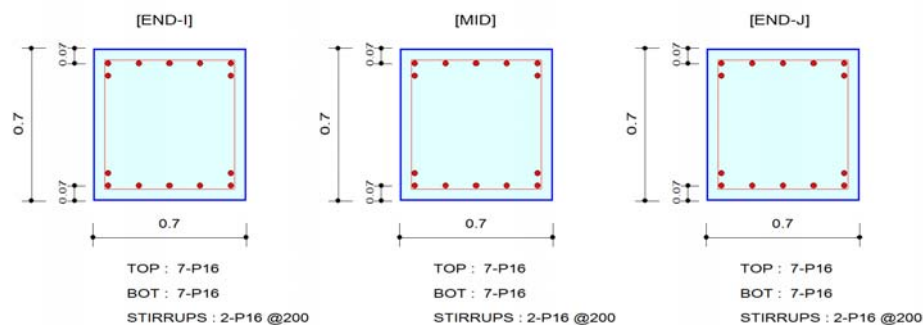
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	3	3	3
Factored Shear Force (V_{Ed})	18.29	16.76	18.29
Shear Strength by Conc. (V_{Rdc})	163.81	163.81	163.81
Shear Strength by Rebar. (V_{Rds})	437.67	437.67	437.67
Shear Strength by Rebar. (V_{Rdmax})	1623.00	1623.00	1623.00
Using Shear Reinf. (A_{sw})	0.0020	0.0020	0.0020
Using Stirrups Spacing	2-P16 @200	2-P16 @200	2-P16 @200
Shear Ratio by Conc	0.1117	0.1023	0.1117
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax})	0.0418	0.0383	0.0418
Check Ratio	0.1117	0.1023	0.1117

1. Design Information

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_{ck} = 25000$, $f_{yk} = 450000$, $f_{yw} = 450000$ KPa
 Section Property: a (No : 1) Beam Span : 0.5 m

2. Section Diagram



3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	4(F)	4(F)	4(F)	4(F)	4(F)	4(F)
Stress(s)	213.16	2076.44	179.02	1743.85	213.16	2076.44
Allowable Stress(sa)	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0142	0.0058	0.0119	0.0048	0.0142	0.0058
(+) Load Combination No.	4(F)	4(F)	4(F)	4(F)	4(F)	4(F)
Stress(s)	71.35	695.07	69.87	680.61	71.35	695.07
Allowable Stress(sa)	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00	15000.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0048	0.0019	0.0047	0.0019	0.0048	0.0019

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	*****	*****	*****
(+) Load Combination No.	0(-)	0(-)	0(-)
Stress(s)	0.00	0.00	0.00
Allowable Stress(sa)	0.00	0.00	0.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0000	0.0000	0.0000
Result	*****	*****	*****