

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U. O. Progettazione Integrata Nord

PROGETTO DEFINITIVO

**AGEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE
ZONA INDUSTRIALE**

2^ FASE

OPERE CIVILI

BARRIERE ANTIRUMORE

Relazione di calcolo - Muro con barriera H10

SCALA:

-

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

I V 0 H 0 2 D 2 6 C L B A 0 0 0 0 0 0 4 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione per commenti	C. Soave	Marzo 2022	M. Andreani	Marzo 2022	G. Fadda	Marzo 2022	A. Perego Settembre 2022
B	Aggiornamento post verifica tecnica RFI	C. Soave	Settembre 2022	R. Lestingi	Settembre 2022	G. Fadda	Settembre 2022	



Sommario

1	PREMESSA	4
1.1	GENERALE	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	7
3	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	8
3.1	NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI	8
3.2	DOCUMENTI DI PROGETTO	9
3.3	BIBLIOGRAFIA.....	9
4	MATERIALI.....	10
5	SOFTWARE DI CALCOLO.....	12
6	INQUADRAMENTO GEOTENICO.....	13
7	ANALISI DEI CARICHI.....	14
7.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI - G1	14
7.1.1	<i>Spinta del terreno in condizione statica.....</i>	<i>14</i>
7.2	CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI – G2.....	16
7.3	CARICHI VARIABILI - Q1.....	16
7.3.1	<i>Traffico ferroviario.....</i>	<i>16</i>
7.3.2	<i>Carico del vento.....</i>	<i>17</i>
7.3.3	<i>Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario</i>	<i>20</i>
7.4	AZIONE SISMICA	22
7.4.1	<i>Spinta in presenza di sisma.....</i>	<i>26</i>
8	CRITERI DI ANALISI.....	28



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	3 DI 70

8.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	28
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI	28
9	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	29
10	DATI DI PROGETTO	33
11	VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI.....	36
12	VERIFICHE STRUTTURALI.....	37
13	VERIFICA DEI MICROPALI.....	51
13.1	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO	51
13.2	CALCOLO DEL CARICO CRITICO RELATIVO A INSTABILITÀ ELASTICA	57
13.3	VERIFICA DEI MICROPALI ALLE FORZE ORIZZONTALI.....	58
13.4	VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE DEL MICROPALO NEI CONFRONTI DELLE AZIONI TRASVERSALI ...	61
13.5	VERIFICHE SLE.....	63
14	CONFRONTO SOLLECITAZIONI CON I RISULTATI PRECEDENTI.....	64
14.1	SOLLECITAZIONI IN CORRISPONDENZA DEL MURO	65
14.2	SOLLECITAZIONI IN CORRISPONDENZA DEI MICROPALI.....	70

	PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE FASE II					
RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON BARRIERA H10	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO BA0000 004	REV. B	FOGLIO 4 DI 70

1 PREMESSA

1.1 Generale

Il presente documento ha per oggetto il dimensionamento e la verifica dei muri che sostengono le barriere antirumore di tipo H10 nell'ambito dell'adeguamento e al potenziamento dell'impianto di Vado Ligure zona Industriale, vedi Figura 1-1.

Essendo la linea Genova – Ventimiglia, appartenente alla rete TEN-T Core, e dal Porto di Savona-Vado, appartenente alla rete TEN-T Comprehensive, coerentemente al piano di adeguamento prestazionale di RFI, è stato previsto l'adeguamento a modulo 750 metri.

Il progetto prevede complessivamente la realizzazione di un nuovo ACC, in luogo dell'attuale Apparato Centrale Idrodinamico, con centralizzazione ed elettrificazione di tutti i 6 binari del piazzale, e la rivisitazione del PRG della stazione, con adeguamento di un binario a modulo 750 metri. All'interno del perimetro saranno compresi anche la soppressione del PL di Via Sabazia, l'adeguamento per la gestione delle merci pericolose, la progettazione dell'indipendenza della radice dei raccordi Porto ed Esso/Infineum e l'adeguamento stradale di via Leopardi, necessario nell'ambito dei lavori di PRG a regime.

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 e le relative condizioni e combinazioni, lo schema strutturale adottato e le verifiche effettuate.

Le azioni applicate alla struttura seguono i criteri generali riportati nel D.M. 17/01/2018, "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni" e le relative specifiche ferroviarie.

azioni permanenti (pesi propri, etc.);

azioni variabili (vento, etc.);

azioni sismiche.



Figura 1-1 - Inquadramento dell'area di intervento (Fonte: Google Earth)

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	6 DI 70

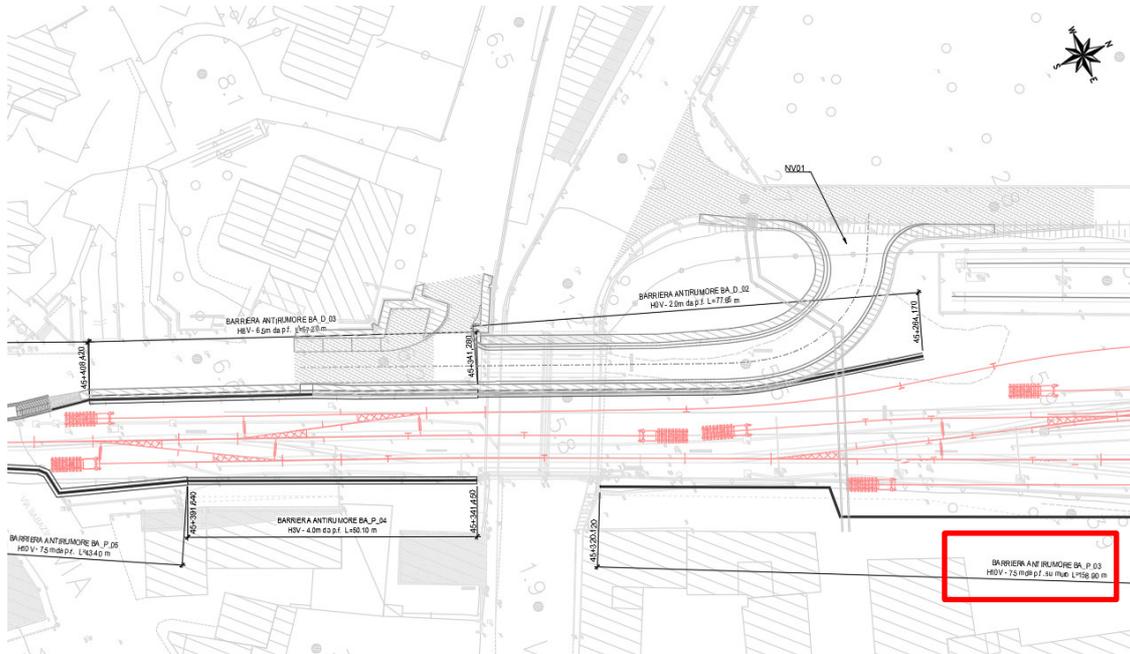


Figura 1-2 – Planimetria di progetto – Muri con barriera H10 - 1 / 2

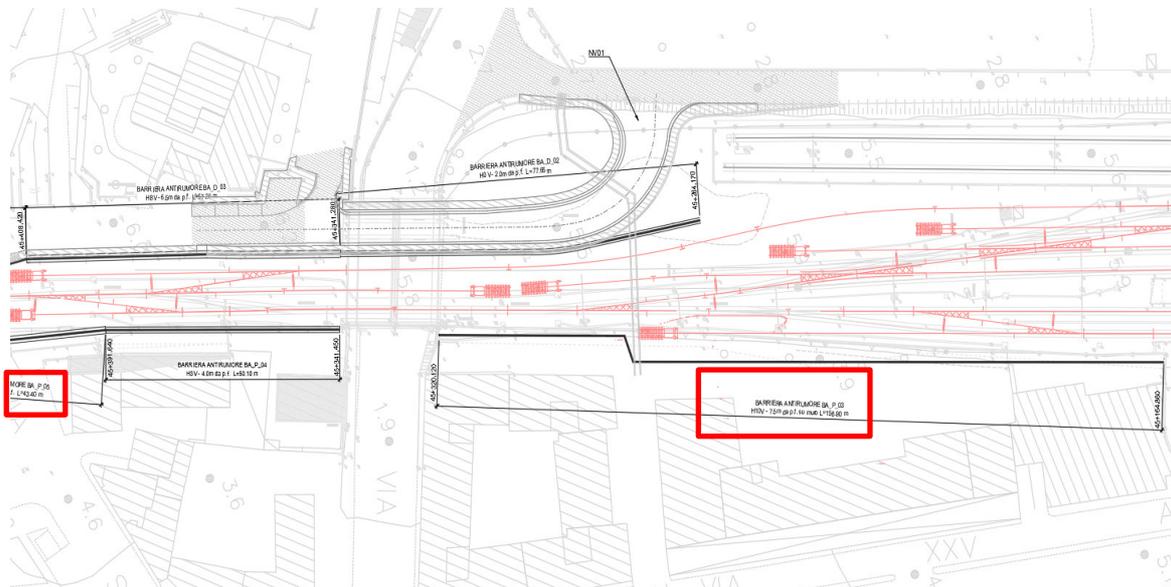


Figura 1-3 – Planimetria di progetto – Muri con barriera H10 - 2 / 2

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo ha per oggetto il dimensionamento del muro con barriera antirumore tipo H10, Figura 2-1.

Le fondazioni del muro saranno realizzate con micropali aventi un diametro di perforazione di 300mm, lunghezza di 9m e dotati di armatura tubolare in acciaio $\phi 219.1$ mm dello spessore di 20 mm, adottando le iniezioni IRS. Per ulteriori indicazioni si rimanda agli elaborati progettuali.

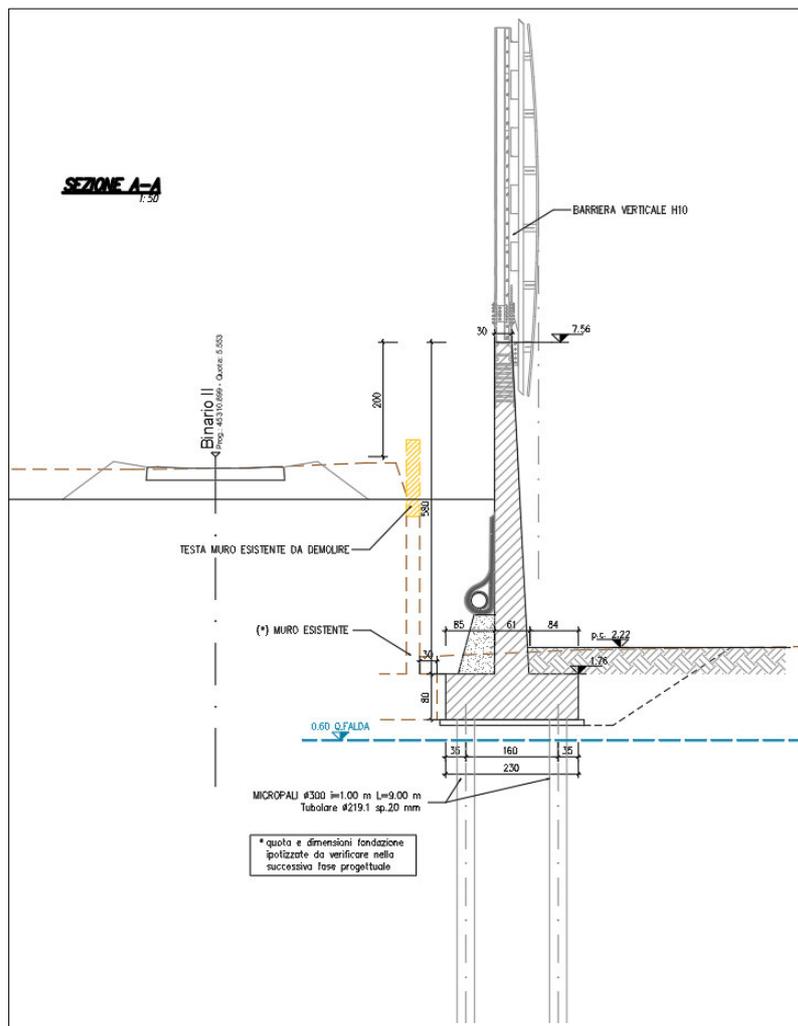


Figura 2-1 – Sezione di calcolo – Muro con barriera H10



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	8 DI 70

3 DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

3.1 Normative e raccomandazioni

- [1] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, Supplemento Ordinario alla G.U. n.42 del 20.2.2018.
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [3] RFI DTC SI CS SP IFS 004 E del 31/12/20: “Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili – Parte II Parte II - Sezione 5: Opere in Terra e scavi”;
- [4] RFI DTC SI PS MA IFS 001 E – Manuale di progettazione delle opere civili – Ponti e strutture;
- [5] UNI EN 1997-1 - Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- [6] UNI EN 1997-2 - Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo.
- [7] UNI EN del 1998 “Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”;
- [8] RFI DTC SI PS MA IFS 001 E - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- [9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316 del 02.10.2003 «Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri»;
- [10] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003 «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica»;
- [11] D.P.R. 380 del 06/06/2001 “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- [12] Circolare n. 218/24/3 del 09.01.1996 «Istruzioni applicative per la redazione della Relazione Geologica e della Relazione Geotecnica»;
- [13] D.M. LL.PP. 11.03.1988 «Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione»;
- [14] Circ. Min. LL.PP. n. 30483 del 24.09.1988 che prevede l’obbligo di sottoporre tutte le opere civili pubbliche e private da realizzare nel territorio della Repubblica, alle verifiche per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opere-terreni ed assicurare la stabilità complessiva del territorio nel quale si inseriscono»;
- [15] Legge n. 64 del 02.02.1974 «Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche», che prevede l’obbligatorietà dell’applicazione per tutte le opere, pubbliche e private, delle norme tecniche che saranno fissate con successivi decreti del Ministero per il Lavori Pubblici”;



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	9 DI 70

[16] D.lgs. 18 aprile 2016, n. 50 «Codice dei contratti pubblici»;

[17] 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;

3.2 Documenti di progetto

[18] IV0H01D26GEOC0000001 – Relazione geotecnica (PD Vado Ligure Fase I)

[19] IV0H01D26F7OC0000001– Profilo geotecnico (PD Vado Ligure Fase I)

[20] IV0H02D26P8BA0000001 – Planimetria di progetto

[21] IV0H02D27BZMU0000002 – Muro (Scuole) - Carpenteria e dettagli

3.3 Bibliografia

[22] Geotecnica, R. Lancellotta; Quarta edizione, 2012, Zanichelli.

[23] Bustamante M. e Doix B. (1985), “Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés”, Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985, Réf. 3047.



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	10 DI 70

4 MATERIALI

Calcestruzzo magro per sottofondazione

Classe di resistenza:	C12/15
Dimensione massima degli inerti:	30 mm
Rapporto A/C	0.65
Contenuto minimo di cemento:	200 Kg/mc
Classe di consistenza slump:	S3
Classe di esposizione:	X0

Calcestruzzo per fondazione e paramento

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XS1
Resistenza caratteristica cubica:	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica:	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione semplice:	$f_{ctm} = 0.30 f_{cm}^{2/3} = 3.02 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione per flessione:	$f_{cfm} = 1.2 f_{ctm} = 3.63 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%):	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.11 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%):	$f_{ctk} = 1.3 f_{ctm} = 3.93 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità longitudinale $E_{cm} =$	$22.000 [f_{cm}/10]^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.1$
Coeff. espansione termica lineare	$\alpha = 10 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_c = 1,50$
Resistenza di calcolo a compressione SLU	$f_{cd} = 0,85 f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) SLU	$f_{ctd} = 0.7 f_{ctk} / \gamma_c = 1.410 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente sicurezza SLE	$\gamma_c = 1,00$



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	11 DI 70

Copriferro minimo

Opere in elevazione	40 mm
Fondazioni superficiali	50 mm

Acciaio per calcestruzzo armato

Acciaio per calcestruzzo armato tipo B450 C secondo DM 14.01.2018 avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2$
Rapporto	$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$ (frattile 10%)
Rapporto	$(f_y/f_{y, \text{nom}})_k \leq 1,25$ (frattile 10%)
Allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$ (frattile 10%)
Coefficiente sicurezza SLU	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di calcolo SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo SLE	$\sigma_{y,ad} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per tubolari micropali

Tipo di acciaio S275

Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$

Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$

	PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE FASE II					
RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON BARRIERA H10	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO BA0000 004	REV. B	FOGLIO 12 DI 70

5 SOFTWARE DI CALCOLO

Dalla caratteristica di opera in linea il muro è progettato per sezioni.

-Le sollecitazioni sono state determinate mediante l'uso del software Max 14.



Figura 5-1 - Licenza d'uso per il software Aztec

-RC-SEC 2021



Figura 5-2 - Licenza d'uso per il software RC-SEC

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
 BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	13 DI 70

6 INQUADRAMENTO GEOTENICO

Dall'esame dei parametri geotecnici (rif. Doc. [18]), è stato possibile determinare il modello più conservativo, con riferimento al sondaggio PDVL-S4 al fine delle verifiche richieste dalle NTC 2018. La tabella seguente riassume i parametri geotecnici da implementare nel modello di calcolo.

Tabella 1: Modello geotecnico di calcolo (Vado Ligure Fase I)

Unità	Descrizione	Tipo di terreno	z iniziale (m da p.c.)	z finale (m da p.c.)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m ³)	Densità relativa (%)	Angolo di resistenza al taglio ϕ' (°)	c' (kPa)	Cu (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	Modulo non drenato Eu (MPa)	K media (m/s)
R	Riporto antropico	GG	0	2	2	18	-	-	-	-	-	-	-
2	Limo con argilla talvolta sabbioso, di elevata plasticità	GF	2	8	6	19	-	28-30	0	20-30	-	20-30	-
3	Da sabbia limosa ghiaiosa a sabbia con ghiaia limosa, da poco a mediamente addensato	GG	8	15	7	18	40-50	31-33	-	-	10-30	-	1.20E-06
1b	Limo sabbioso, talvolta argilloso mediamente addensato	GG	15	30	15	18	55-65	34-36	-	-	20-40	-	-

La falda è stata individuata a 2 m dal piano campagna.

Per le caratteristiche dei rilevati ferroviari si assumono i seguenti valori dei parametri geotecnici caratteristici:

- peso per unità di volume $\gamma = 20$ kN/m³
- angolo di attrito di calcolo $\phi' = 38^\circ$
- angolo di attrito terra-muro $\delta = 25^\circ$
- coesione $c' = 0$ kPa



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	14 DI 70

7 ANALISI DEI CARICHI

I carichi presi in esame nel progetto dell'opera di sostegno sono:

- Carichi permanenti strutturali;
- Carichi permanenti non strutturali;
- Carico variabile per traffico ferroviario;
- Carico variabile del vento;
- Azione aerodinamica;
- Azione sismica.

7.1 Carichi permanenti strutturali - G1

I carichi permanenti strutturali includono:

- il peso proprio dell'opera di sostegno;
- la spinta del terreno a monte dell'opera di sostegno.

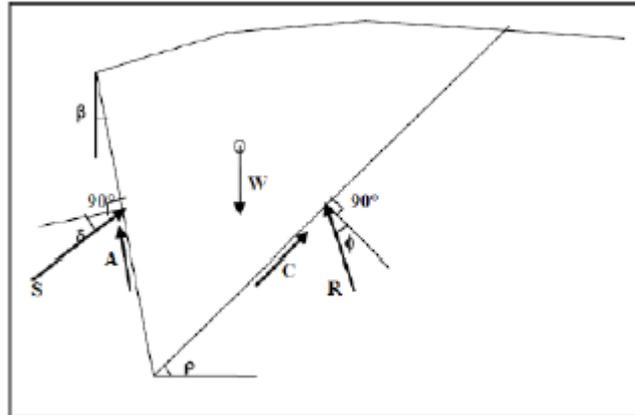
Per il calcolo del peso proprio dell'opera di sostegno si assume il peso specifico del calcestruzzo armato:

$$\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3.$$

7.1.1 Spinta del terreno in condizione statica

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.



Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio del terreno tenendo conto anche dell'eventuale presenza della falda (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agente sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

Nell'ambito dello specifico Software utilizzato, il procedimento è stato implementato suddividendo l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza δz , al fine di ricavare l'andamento delle pressioni lungo l'altezza del muro; in corrispondenza di ogni ordinata z_i si trova il cuneo di rottura e la spinta S_i ottenendo la distribuzione della spinta $S(z)$

lungo l'altezza della parete. Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre, dal diagramma delle pressioni è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

7.2 Carichi permanenti non strutturali – G2

- La tabella seguente riassume i pesi dei montanti e pannelli:

Pesi propri			
	N (kN)	Braccio (m)	M (kNm)
Montante in acciaio	6.86	0.05	0.34
Pannelli asciutti, PPPA	8.25	0.05	0.41
Pannelli bagnati, PPPB	16.50	0.05	0.83

7.3 Carichi variabili - Qi

7.3.1 Traffico ferroviario

Il carico ferroviario è stato considerato in corrispondenza delle forze concentrate di 250kN, ripartite sulle trasverse di 2.4m di larghezza. Il carico si moltiplica per il coefficiente di adattamento al carico ferroviario $\alpha = 1.1$.

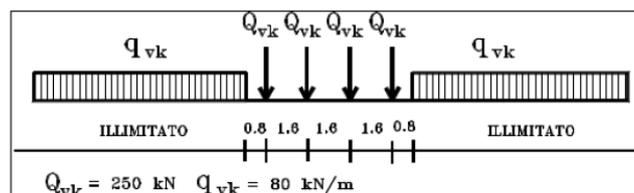


Figura 7-1 – Treno di carico LM71

$$Q_{LM71} = (1.1 * 250 \text{ kN} * 4) / (6.4 \text{ m} * 2.4 \text{ m}) = 71.6 \text{ kPa}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	17 DI 70

7.3.2 Carico del vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

q_b = pressione cinetica di riferimento;

c_e = coefficiente di esposizione;

c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);

c_d = coefficiente dinamico.

Tabella 1 - Definizione della categoria di esposizione

ZONE 7,8			
	mare		costa
	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			

Tabella 2 - Schema per la definizione della categoria di esposizione – cfr. NTC18

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	18 DI 70

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

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

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

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

7) Liguria

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
7	28	1000	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			5.8
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 $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])			28.000
α_R (T_R)			1.00073
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			28.021

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]	490.72
--------------	--------

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.

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

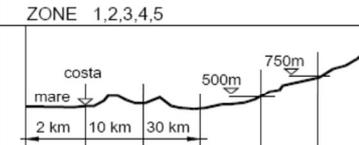
PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	19 DI 70

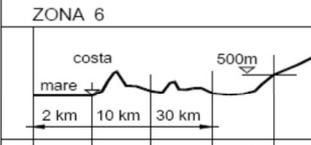
Coefficiente di esposizione

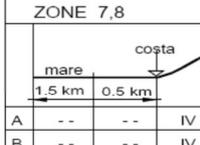
Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
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					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

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

Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
7	C	5.8

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

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

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

z [m]	c _e
z ≤ 5	1.708
z = 0	1.708
z = 8.4	2.026

$$q_b = 0.490 \text{ kN/mq}$$

$$C_e = 2.03 \quad \text{Coefficiente di esposizione}$$

$$C_p = 2.1 \quad \text{Coefficiente di forma}$$

$$C_d = 1 \quad \text{Coefficiente dinamico}$$

$$p = 2.09 \text{ kN/mq} \quad \text{Pressione del vento}$$

Calcolo azioni del vento alla sommità del muro:

$$R_{\text{Vento}} = P_{\text{Vento}} \cdot 3m \cdot h_{\text{TOT}}$$

$$V_{\text{Vento}} = R_{\text{Vento}} \cdot \cos\alpha$$

$$N_{\text{Vento}} = R_{\text{Vento}} \cdot \sin\alpha$$

$$M_{\text{Vento}} = V_{\text{Vento}} \cdot e_v$$

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	20 DI 70

Azioni del vento alla sommità del muro

Distanza montanti, L	3.00 m
Altezza barriera, h _{tot}	8.40 m
Angolo inclinazione, α	90.00 °
Pressione cinetica di riferimento, q _b	0.491 kN/mq
Coefficiente di esposizione, c _e	2.03
Coefficiente di forma, c _p	2.10
Coefficiente dinamico, c _d	1.00
Pressione del vento, p	2.09 kN/mq
Risultante del vento, R _{vento}	52.64 kN
Azione verticale, N	0.00 kN
Azione orizzontale, V	52.64 kN
Braccio verticale, e _v	1.45 m
Momento risultante, M	76.33 kNm

Si assumono le seguenti azioni di calcolo:

N	=	0.00 kN
V	=	52.64 kN
M	=	76.33 kNm

7.3.3 Azione aerodinamica dovuta al traffico ferroviario

In accordo con quanto previsto nella “*Specifiche per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*” - RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 21.12.2011; si considera l’effetto aerodinamico associato al passaggio dei treni. Tali prescrizioni si riscontrano anche al punto 5.2 della NTC2018 relativo ai ponti ferroviari. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi equivalenti agenti nelle zone prossime alla testa ed alla coda del treno, il cui valore viene determinato con riferimento a due schemi, e deve essere utilizzato quello che meglio approssima la forma della pensilina, nel caso in esame la pensilina si trova in una situazione intermedia tra le due descritte nello schema, pertanto viene calcolato il valore di pressione secondo entrambi gli schemi, e si applica poi al modello di calcolo quello che induce una pressione maggiore.

Superfici multiple a fianco del binario sia verticali che orizzontali o inclinate (5.2.2.6.1 – NTC2018):

Il valore dell’azione $\pm q_{4k}$ agente ortogonalmente alla superficie della barriera, viene valutato adottando una distanza fittizia a_g' dal binario:

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g$$

dove le distanze $\min a_g$ e $\max a_g$ sono state determinate in base al grafico sottostante.

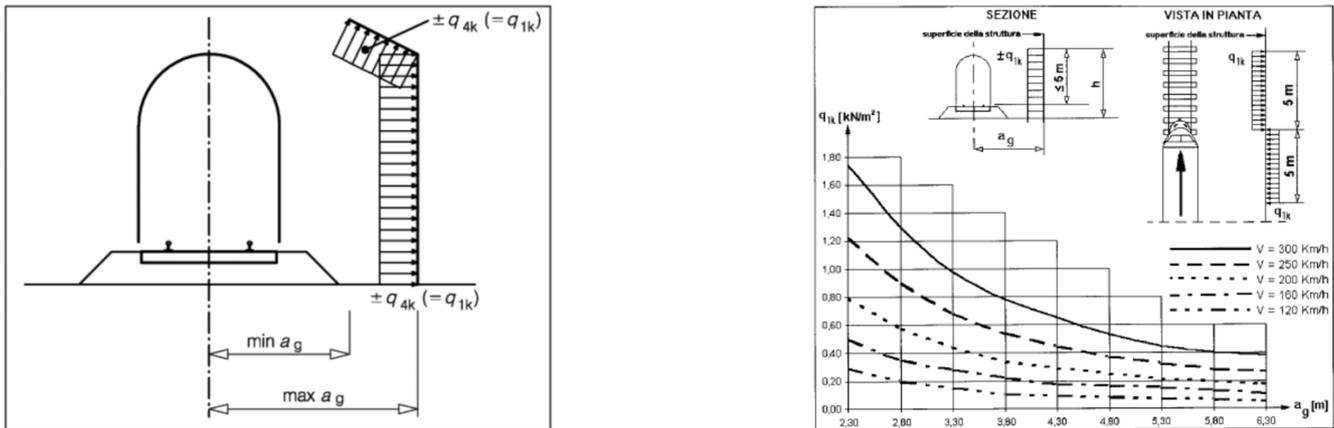


Figura 7-2 - Grafico per la definizione della distanza min-max a_g , e valori caratteristici delle azioni q_{1k} su superfici verticali e parallele al binario

Si considera la barriera più vicina all'asse dei binari:

$$a_g' = 0,6 \min a_g + 0,4 \max a_g = 0,6 \times 2,6 + 0,4 \times 6,3 = 4,08$$

A tali valori di a_g' corrispondono i seguenti valori dell'azione q_{1k} prodotta dal passaggio del convoglio, calcolata con velocità $V = 60 \text{ km/h}$ e con riferimento a treni con forme aerodinamiche sfavorevoli:

$$q_{1k} = 0,10 \text{ kN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Pressione aerodinamica dovuta al passaggio dei convogli.}$$

Tale azione deve essere cumulata con l'azione del vento in direzione perpendicolare all'asse del binario, tenendo conto che il D.M.2018 al paragrafo 5.2.3.2.2 afferma che in ogni caso l'azione risultante dalla somma dell'azione del vento con le azioni aerodinamiche deve essere maggiore di un valore minimo, funzione della velocità della linea e comunque di $1,5 \text{ kN/m}^2$ sia nelle verifiche agli SLE (combinazione caratteristica), che nella verifica agli SLU con $\gamma_Q=1,00$ e $\gamma_{Qi}=1,00$. Secondo il documento RFI DTC INC PO SP IFS 001 A, il valore minimo della combinazione del vento e dell'azione aerodinamica si assume pari a $1,5 \text{ kN/m}^2$ per linee percorse a velocità $V \leq 200 \text{ km/h}$.

Pertanto, si calcola:

$$p_{\text{tot,RFI}} = p + q_{1k} = 2,09 + 0,10 = 2,19 \text{ kN/m}^2 > 1,5 \text{ kN/m}^2$$

Le sollecitazioni dovute ai carichi aerodinamici ad intradosso fondazione si ottengono come segue:



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	22 DI 70

$$R = q_{1k} \cdot 3m \cdot h_{TOT}$$

$$V = R \cdot \cos\alpha$$

$$N = R \cdot \sin\alpha$$

$$M = V \cdot e_v$$

Azione aerodinamica alla sommità del muro

Distanza montanti, L	3.00 m
Altezza barriera, htot	8.40 m
Angolo inclinazione, α	90.00 °
Pressione aerodinamica	0.10 kN/mq
Risultante del aerodinamica, Raero	2.52 kN
Azione verticale, N	0.00 kN
Azione orizzontale, V	2.52 kN
Braccio verticale pannello, ev	1.45 m
Momento risultante, M	3.65 kNm

7.4 Azione sismica

Secondo quanto previsto dalla normativa vigente, la pericolosità sismica dei siti è valutata in maniera probabilistica in relazione all'evento sismico di riferimento, definito sulla base dei risultati degli studi di microzonazione sismica e delle caratteristiche stratigrafiche e topografiche dell'area studiata.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale. Tale operazione può essere fatta con riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto indicato nel § 3.2.2 delle NTC2018, sulla base dell'inquadramento del sito di interesse nel reticolo sismico nazionale.

	PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA INDUSTRIALE FASE II					
RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON BARRIERA H10	PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO BA0000 004	REV. B	FOGLIO 23 DI 70

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta ▶

Variabilità dei parametri ▶

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri ▶

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

● Sito esterno al reticolo

● Interpolazione su 3 nodi

● Interpolazione corretta

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 7-3 – Vado Ligure zona industriale: inquadramento reticolo sismico

Con riferimento alla relazione geotecnica (rif. Doc. [18]), nel caso specifico i terreni di progetto possono ritenersi appartenere alla categoria di sottosuolo **C** con il substrato roccioso posto a profondità superiore a 30m: *“Depositi di terreni a grana mediamente addensati o a grana fina mediamente consistenti”*, caratterizzato da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la classificazione proposta nelle NTC, secondo la quale le categorie individuate si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell’azione sismica se di altezza maggiore di 30 m. Nella fattispecie, l’area interessata risulta classificabile come **T1**: *“superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ”*.

Per quanto premesso, a seguire, si forniscono i parametri sismici con riferimento alla destinazione d’uso delle opere in progetto (vita nominale V_N e Classe d’uso). In particolare, le opere previste sono progettualmente classificate

come “costruzione con livelli di prestazioni ordinarie” e caratterizzate da una vita nominale di **50** anni. In relazione alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, l'opera appartiene alla classe d'uso **II**: “Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.”.

Pertanto, il coefficiente d'uso C_U è pari a 1.00 ed il periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50$ anni.

I parametri spettrali di riferimento (vedi Figura 7-4 e Figura 7-5) per lo scenario in esame sono richiamati di seguito.

a_g (g) (SLV) 0.058g

Risposta Sismica Locale

Coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s 1.5

Coefficiente di amplificazione topografica S_t 1.0

Accelerazione massima attesa al suolo

a_{max} (g) ($a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$) 0.087g

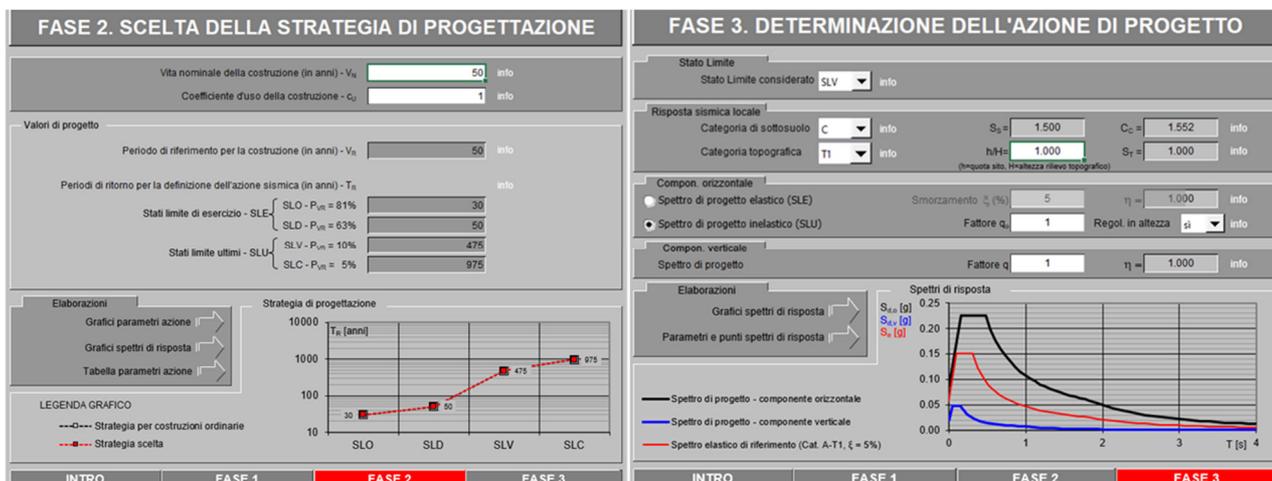


Figura 7-4 – Parametri sismici di progetto: determinazione dell'azione di progetto

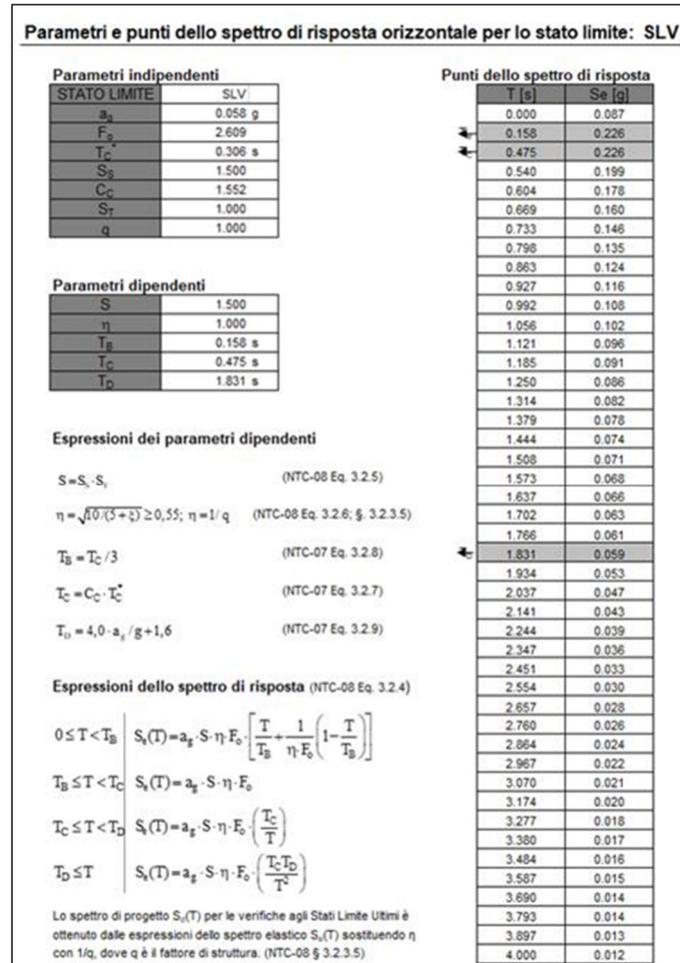


Figura 7-5 - Parametri sismici di progetto: parametri per lo Stati Limite SLV

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati sopra nella condizione di S.L.V., i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo-statiche con le espressioni che seguono:

Coefficiente di intensità sismica orizzontale

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} = 0.087$$

Coefficiente di intensità sismica verticale

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.0435$$

dove:

Accelerazione orizzontale massima attesa al sito (g)

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g = 0.087$$

Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima

$$\beta_m = 1$$

(Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario, Cap. 7.11.6.2.1 delle NTC 2018).

7.4.1 Spinta in presenza di sisma

Per muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto ove agisce la spinta in condizioni statiche. Essendo questa circostanza applicabile ai muri esaminati, la spinta a tergo del muro in condizioni sismiche è stata valutata sostituendo al coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche K_a il coefficiente K_{as} (coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche):

$$p'_a(z) = [\sigma'_v(z) + q] \cdot K_{as} - 2c' \sqrt{K_{as}}$$

per $\beta \leq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta \geq \phi - \theta$:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ = angolo di resistenza al taglio del terreno

β = inclinazione del terreno a monte del muro rispetto all'orizzontale (positivo per terreno che sale allontanandosi dal muro)

ψ = inclinazione del muro rispetto all'orizzontale ($>90^\circ$ per parete inclinata verso valle)

δ = angolo di attrito muro-terreno

θ = angolo dipendente dalla accelerazione sismica e definito dalle seguenti espressioni:

$$\theta = \text{tg}^{-1} (k_h / (1 \pm k_v))$$

essendo k_h e k_v rispettivamente i coefficienti di accelerazione sismica orizzontale e verticale.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	27 DI 70

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	28 DI 70

8 CRITERI DI ANALISI

8.1 Verifiche geotecniche

Sono state condotte, in accordo con la normativa vigente, le seguenti verifiche globali di carattere geotecnico:

verifica della capacità portante dei micropali verticali: La resistenza di progetto assiale dei micropali è stata calcolata con il metodo di Bustamante e Doix (1985).

verifica di stabilità globale usando la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

8.2 Verifiche strutturali

Sono state condotte, infine, le verifiche locali degli elementi che costituiscono l'opera di sostegno, valutando in corrispondenza delle sezioni caratteristiche le sollecitazioni esterne e i corrispondenti stati tensionali. Le azioni sul paramento sono valutate considerando quest'ultimo incastrato nella soletta di fondazione. Le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate col metodo del trapezio delle tensioni considerando questa incastrata al paramento.

9 COMBINAZIONE DEI CARICHI

In accordo a quanto prescritto al §6.5.3.1.2 delle NTC2018, per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno (Approccio 1, Combinazione 2 – A2 + M2 + R2).
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Si vedano le tabelle seguenti per i coefficienti A, M e R prescritti dal NTC 2018:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo “+” vuol dire “combinato con”.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} sono dati nella Tab. 2.5.I oppure nella Tab. 5.1.VI per i ponti stradali e nella Tab. 5.2.VII per i ponti ferroviari. I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qi} sono dati nel § 2.6.1.

Tabella 3: Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (Tab. 5.2.V del Doc. [1])

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.

Tabella 4: Coefficienti di combinazione ψ delle azioni (Tab. 5.2.VI del Doc. [1])

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
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	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	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	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 az

Tabella 5: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, del Doc. [1])

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

In condizioni sismiche i coefficienti parziali sui parametri geotecnici γ_m e sulle resistenze globali γ_R sono tutti unitari (vedasi MdP 2018, paragrafo §3.10.3.2.3).

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

STR) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

GEO-EQU) $\rightarrow \gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

Rara) $\rightarrow G1 + G2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

Frequente) $\rightarrow G1 + G2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Quasi permanente) $\rightarrow G1 + G2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è:

Combinazione sismica $\rightarrow E + G1 + G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

I valori di ψ_0 , ψ_1 , e ψ_2 per il carico variabile (treno) sono quelli prescritti dal 5.2.3.2.2 delle NTC 2018, pari rispettivamente a 0,8, 0,5 e 0 con $\psi_2 = 0,2$ per il sisma (5.1.3.12 delle NTC 2018). Nel caso in esame γ_{G1} e γ_{G2} (rispettivamente per il peso proprio e del terreno) sono considerati uguali a γ_{G1} , perchè i parametri del terreno sono ben definiti (Tab.5.2.V NTC2018).

Nota: Poichè il software di analisi Max14 non permette l'inserimento di più di un coefficiente γ per i carichi permanenti, deve essere utilizzato un approccio specifico per l'applicazione del carico ballast, che ha un valore di γ differente da quello del peso proprio del muro e del terreno spingente. L'approccio richiede la generazione di due



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	32 DI 70

modelli (uno per i coefficienti A1 e l'altro per i coefficienti A2) in cui il peso specifico del ballast è aumentato nel modo seguente:

per A1: $1.50/1.35 = 1.11 \rightarrow 1.11 \times 18 \text{ kN/m}^3 = 20 \text{ kN/m}^3 \equiv$ peso specifico rilevato

per A2: $1.30/1.00 = 1.30 \rightarrow 1.30 \times 18 \text{ kN/m}^3 = 23.4 \text{ kN/m}^3 \neq$ peso specifico rilevato

Il carico indotto dal ballast è quindi stato schematizzato nel modello di calcolo del muro di sostegno Max14 con uno strato di terreno posto a monte del muro di sostegno con i pesi specifici sopra indicati, utilizzati rispettivamente in riferimento alle combinazioni A1 e A2.

In modo simile, gli altri carichi sono stati calcolati secondo l'approccio A1 e A2 moltiplicando le azioni citate nel Capitolo 7 per i rapporti dei coefficienti di sicurezza (γ) come segue:

Azione	N kN	M kNm
Montante in acciaio	6.86	0.34
Pannelli asciutti, Pppa	8.25	0.41
Pannelli bagnati, Pppa	16.50	0.83
Vento	52.64	76.33
Aerodinamica	2.52	3.65

Approccio A1		N kN	M kNm	
permanente	1.11	Montante in acciaio	7.62	0.38
		Pannelli asciutti, Pppa	9.17	0.46
		Pannelli bagnati, Pppa	18.33	0.92
variabile	1.03	Vento	54.46	78.96
		Aerodinamica	2.61	3.78

Approccio A2		N kN	M kNm	
permanente	1.30	Montante in acciaio	8.92	0.45
		Pannelli asciutti, Pppa	10.73	0.54
		Pannelli bagnati, Pppa	21.45	1.07
variabile	1.04	Vento	54.75	79.39
		Aerodinamica	2.62	3.80

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	33 DI 70

10 DATI DI PROGETTO

La struttura del muro è a mensola, realizzata in c.a. gettato in opera con altezza massima del paramento pari a 5.80m. Si evidenzia che nel modello di calcolo si è considerata una altezza leggermente maggiore (+0.40m) nella evenienza che in fase esecutiva si riscontrasse la necessità di mettere la fondazione ad una quota inferiore

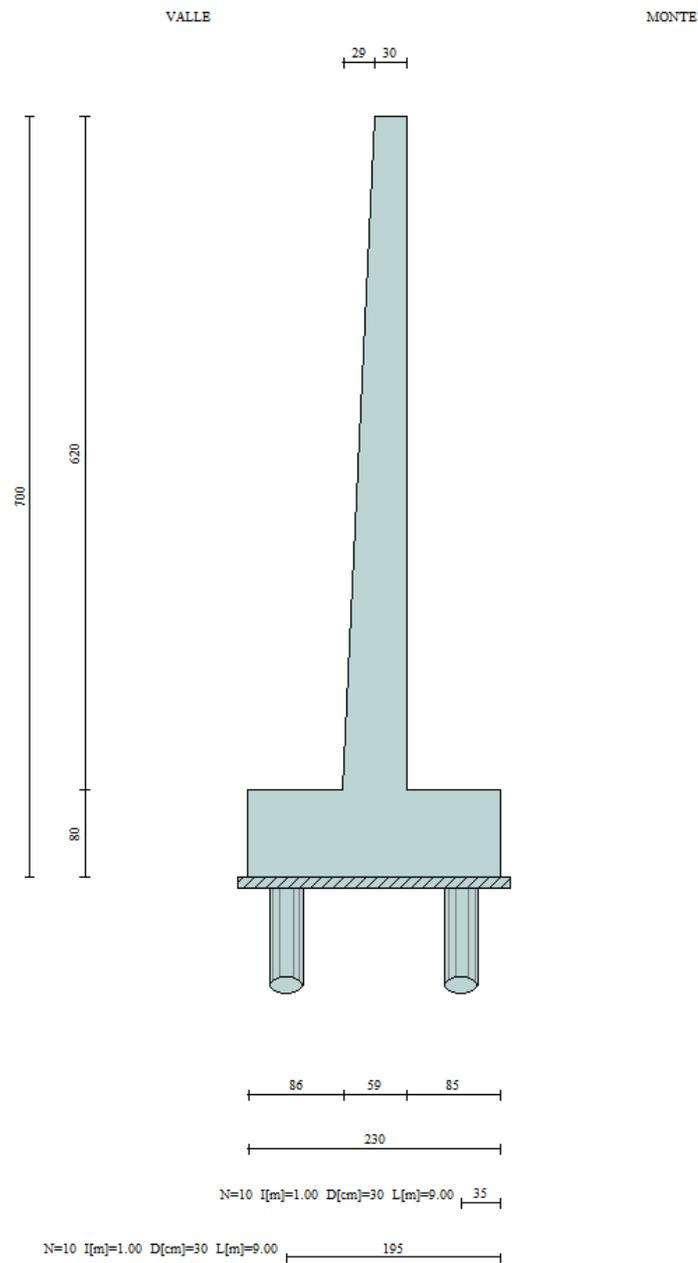


Figura 10-1 – Geometria del muro di sostegno

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	34 DI 70

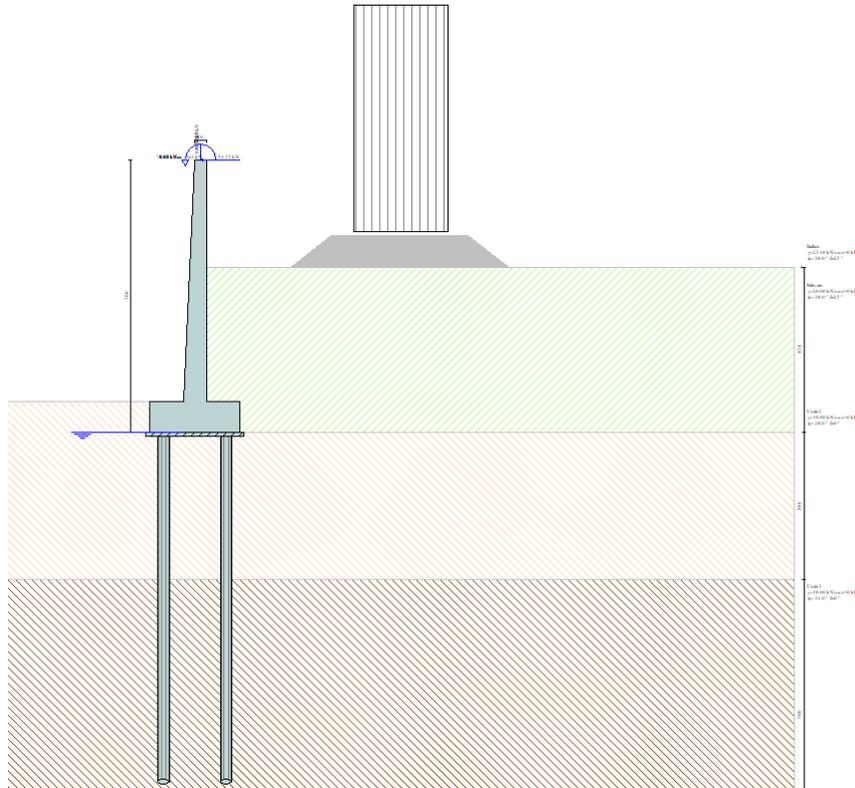


Figura 10-2 – modello di calcolo - muro di sostegno

L'altezza del rilevato ferroviario da sostenere è pari a circa 4.25m.

Geometria muro e fondazione

Descrizione	Muro a mensola in c.a.
Altezza del paramento	6.20 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.59 [m]
Inclinazione paramento esterno	2.65 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	10.00 [m]



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	35 DI 70

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.86 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.85 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.80 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.

Numero di file di pali 2

Simbologia adottata

N numero d'ordine della fila

X ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]

nr. Numero di pali della fila

D diametro dei pali della fila espresso in [cm]

L lunghezza dei pali della fila espressa in [m]

alfa inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]

ALL allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

N	X	Nr.	D	L	alfa	ALL
1	0.35	10	30.00	9.00	0.00	Sfalsati
2	1.95	10	30.00	9.00	0.00	Sfalsati

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	36 DI 70

11 VERIFICHE GEOTECNICHE – RISULTATI

Si riportano di seguito i fattori di sicurezza per le verifiche geotecniche:

Simbologia adottata

Comb.	Identificativo della combinazione
Tipo comb.	Tipo combinazione
Sisma	Combinazione sismica
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{Qult}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (qult)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.8794	0.0000
2	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.8794	0.0000
3	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.8794	0.0000
4	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	61.8794	0.0000
5	EQU - [1]	--	--	--	--	--	50.4203	0.0000
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2.53	60.1501	0.0000
7	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	85.3050	0.0000
8	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	85.3050	0.0000
9	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	85.3050	0.0000
10	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	85.3050	0.0000
11	EQU - [2]	--	--	--	--	--	74.7492	0.0000
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.85	98.1990	0.0000
13	A1-M1 - [3]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
14	A1-M1 - [3]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
15	A1-M1 - [3]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
16	A1-M1 - [3]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
17	EQU - [3]	--	--	--	--	--	69.0940	0.0000
18	STAB - [3]	--	--	--	--	1.95	89.8868	0.0000
19	A1-M1 - [4]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
20	A1-M1 - [4]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
21	A1-M1 - [4]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
22	A1-M1 - [4]	--	--	--	--	--	79.7934	0.0000
23	EQU - [4]	--	--	--	--	--	69.0940	0.0000
24	STAB - [4]	--	--	--	--	1.95	89.8868	0.0000
25	A1-M1 - [5]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	45.8366	14.8947
26	A1-M1 - [5]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	--	45.8366	10.9591
27	EQU - [5]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	45.8366	14.8947
28	EQU - [5]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	--	45.8366	10.9591
29	STAB - [5]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.36	45.8366	14.8947
30	STAB - [5]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.37	45.8366	10.9591
31	A1-M1 - [6]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	45.8366	14.8947
32	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--	45.8366	0.0000
33	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	52.6706	0.0000
34	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	45.8366	0.0000
35	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	45.8366	0.0000
36	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	61.7672	0.0000
37	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	58.0044	0.0000
38	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	58.0044	0.0000

12 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche allo Stato Limite Ultimo sono condotte secondo i paragrafi 4.1.2.3.4 (per la resistenza flessionale) e 4.1.2.3.5 (per la resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti) delle NTC2018.

Per ottenere i valori di progetto è stato usato il software MAX14.

Flessione e taglio (nel muro)

Le sollecitazioni massime ottenute da MAX14 sono:

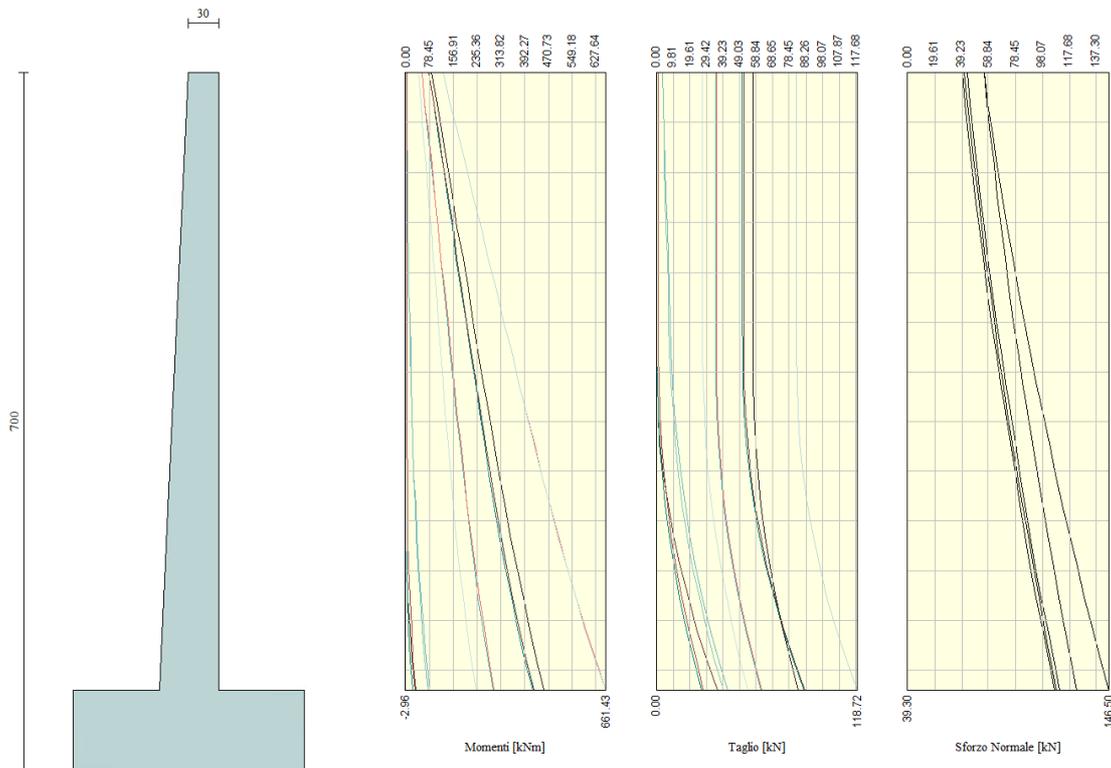


Figura 12-1 – Sollecitazioni sul paramento – SLU

Valore di progetto del momento flettente agente:

$$M_{Ed} = 661.43 \text{ kNm}$$

Valore di progetto del taglio agente:

$$V_{Ed} = 118.72 \text{ kN}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	38 DI 70

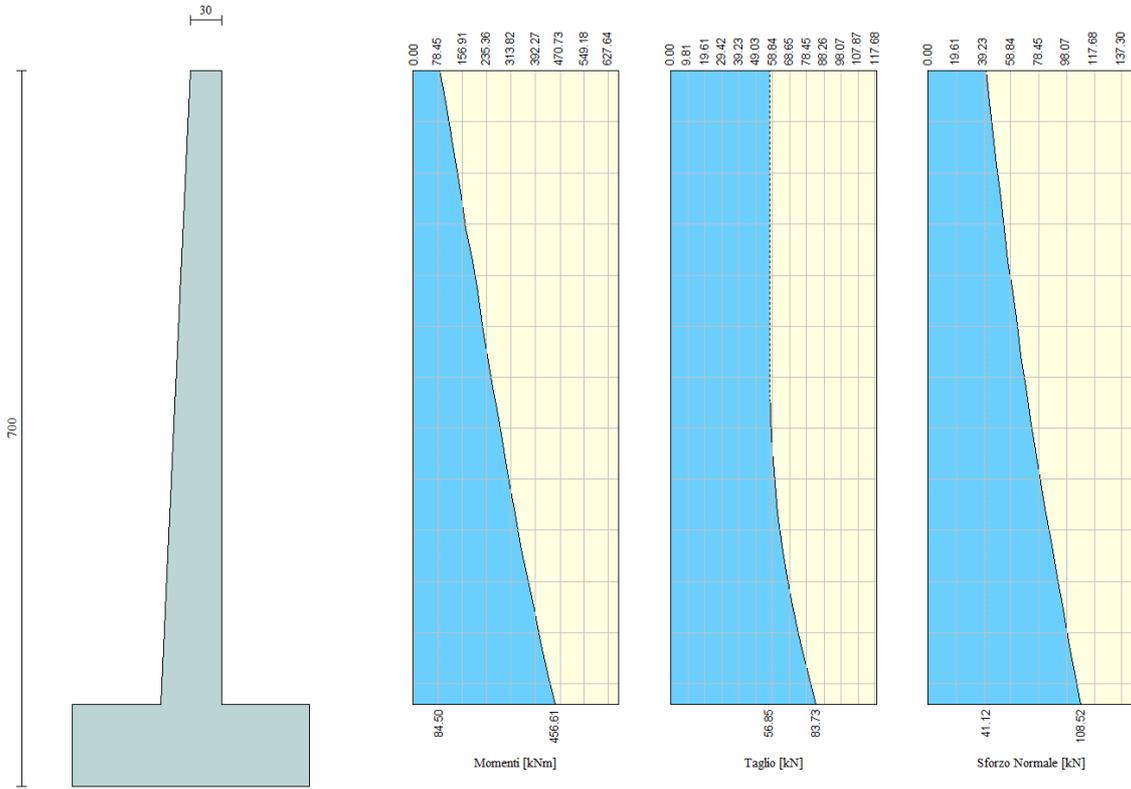


Figura 12-2 – Sollecitazioni sul paramento – SLE

Valore di progetto del momento flettente allo SLE:

$$M_{SLE} = 456.61 \text{ kNm}$$

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali.

Armature adottati per le opere di sostegno:

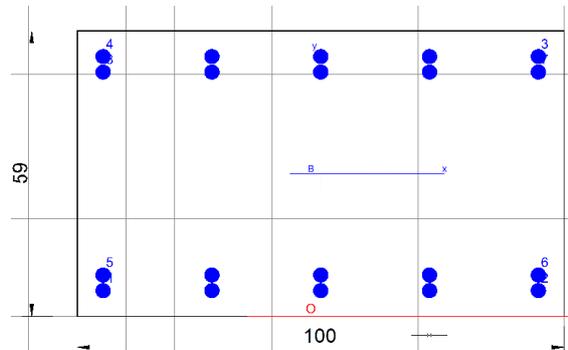
Lato a monte $5\Phi 26 + 5\Phi 26$

Lato a vate $5\Phi 26 + 5\Phi 26$

Sezione del paramento

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	39 DI 70



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -

Classe:	C32/40
Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
Def.unit. ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -

Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	59.0
3	50.0	59.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	40 DI 70

1	-44.7	5.3	26
2	44.7	5.3	26
3	44.7	53.7	26
4	-44.7	53.7	26
5	-44.7	8.5	26
6	44.7	8.5	26
7	44.7	50.5	26
8	-44.7	50.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	26
2	5	6	3	26
3	8	7	3	26
4	4	3	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	662.00	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	457.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON BARRIERA H10	PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	41 DI 70

My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	457.00 (258.91)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	457.00 (258.91)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 0.6 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	662.00	0.00	0.00	991.79	0.00	1.50	53.1(9.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
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 compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.163	-50.0	59.0	0.00138	44.7	53.7	-0.01793	-44.7	5.3



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	42 DI 70

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000399157	-0.020050253	0.163	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.97	-50.0	59.0	-196.9	22.4	5.3	1350	53.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max^*(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00113	0.00000	0.500	26.0	40	0.00070 (0.00059)	248	0.174	258.91	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.97	-50.0	59.0	-196.9	22.4	5.3	1350	53.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00113	0.00000	0.500	26.0	40	0.00070 (0.00059)	248	0.174	258.91	0.00



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	43 DI 70

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.97	-50.0	59.0	-196.9	22.4	5.3	1350	53.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00113	0.00000	0.500	26.0	40	0.00079 (0.00059)	248	0.197	258.91	0.00

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 590$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 53$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ Ø } 26$	$= 26.55 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 5 \text{ Ø } 26$	$= 26.55 \text{ cm}^2$
$d = 537$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ Ø } 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$ MPa	resist. di calcolo		53.09 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 119.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.610 < 2$

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.405$

$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.010 < 0.02$

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa $< 0.2 f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 328.2$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 217.3$ kN)

$V_{Rd} = 328.2$ kN valore di calcolo

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Flessione e taglio (nella fondazione muro)

Nella seguente figura si riportano le sollecitazioni agenti sulla fondazione.

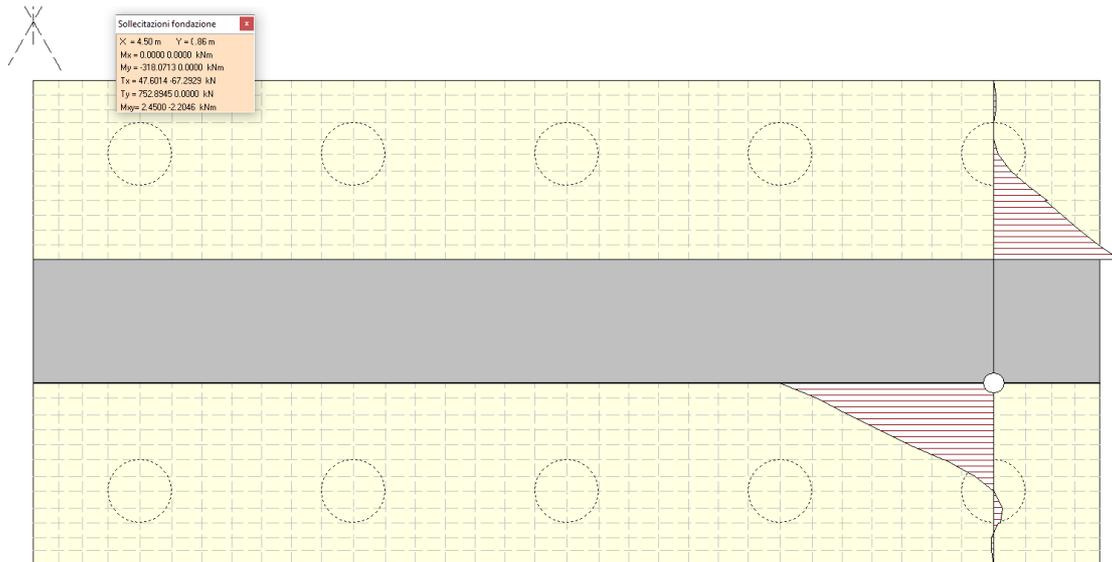


Figura 12-3 - Sollecitazioni nella fondazione – momento flettente

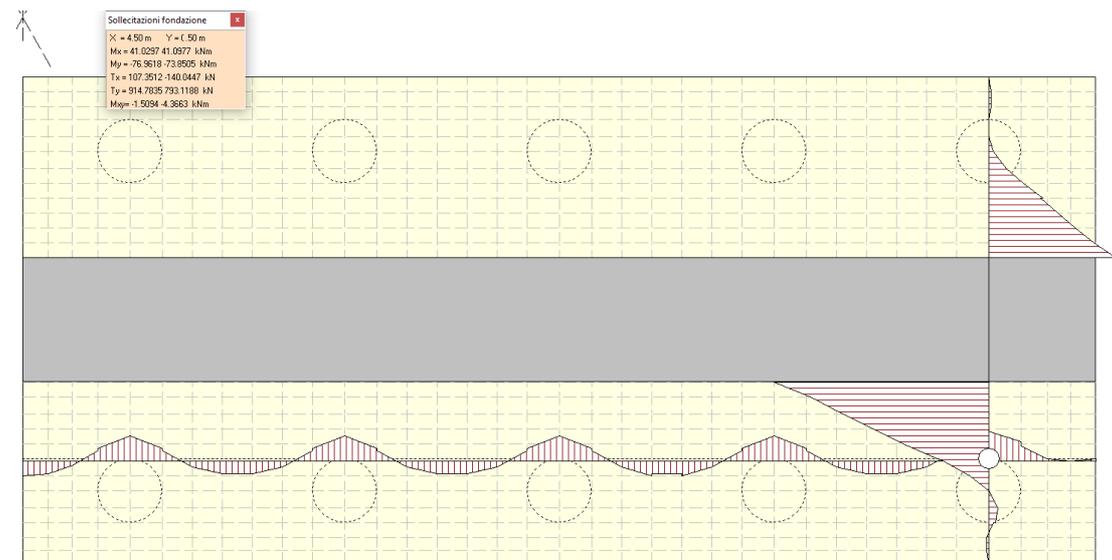


Figura 12-4 - Sollecitazioni nella fondazione – taglio

Valore di progetto del momento flettente agente:

$$M_{Ed} = 318.1 \text{ kNm}$$

Valore di progetto del taglio agente:

$$V_{Ed} = 914.78 \text{ kN}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	45 DI 70

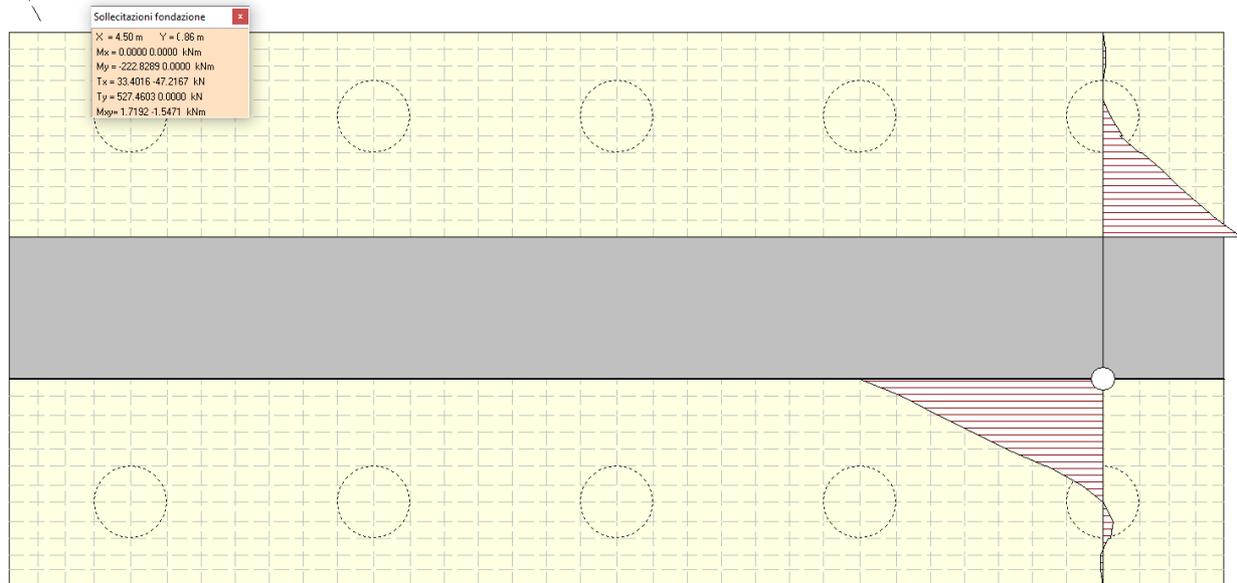


Figura 12-5 - Sollecitazioni nella fondazione – momento flettente - SLE

Valore di progetto del momento flettente allo SLE: $M_{Ed} = 222.83 \text{ kNm}$

Armature adottati per le opere di sostegno:

Lato a monte $5\Phi 26$

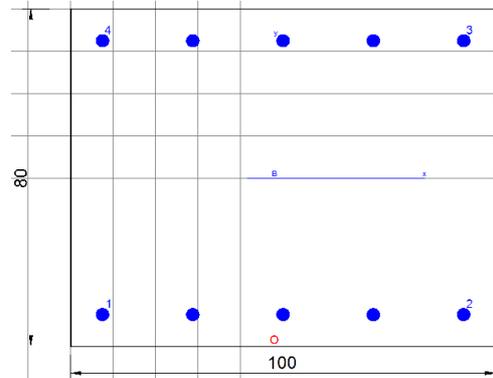
Lato a vale $5\Phi 26$

Spilli $\Phi 12 / 100 \times 250$

Sezione della fondazione

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	46 DI 70



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.1 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33346.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.02 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.2 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.2 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.4 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	80.0
3	50.0	80.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
---------	--------	--------	-----------



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	47 DI 70

1	-42.5	7.5	26
2	42.5	7.5	26
3	42.5	72.5	26
4	-42.5	72.5	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	26
2	3	4	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	318.10	0.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	223.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	223.00 (385.64)	0.00 (0.00)



**PROGETTO DEFINITIVO ADEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	48 DI 70

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	223.00 (385.64)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 6.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 18.7 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.45)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	318.10	0.00	0.00	723.16	0.00	2.27	26.5(13.3)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
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 compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.101	-50.0	80.0	-0.00007	42.5	72.5	-0.03104	-42.5	7.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	49 DI 70

1 0.000000000 0.000476470 -0.034617560 0.101 0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.91	-50.0	80.0	-127.2	21.3	7.5	1850	26.5

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; = (e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00072	0.00000	0.500	26.0	62	0.00038 (0.00038)	519	0.198	385.64	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.91	-50.0	80.0	-127.2	21.3	7.5	1850	26.5

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00072	0.00000	0.500	26.0	62	0.00038 (0.00038)	519	0.198	385.64	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.91	-50.0	80.0	-127.2	21.3	7.5	1850	26.5

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO IV0H	LOTTO 02	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO BA0000 004	REV. B	FOGLIO 50 DI 70
------------------	-------------	---------------------	-------------------------	-----------	--------------------

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00072	0.00000	0.500	26.0	62	0.00038 (0.00038)	519	0.198	385.64	0.00

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$ mm	larghezza	$f_{yk} = 450$ MPa	resist. caratteristica
$h = 800$ mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$	coeff. sicurezza
$c = 75$ mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$ MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$ MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:	
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5 \text{ } \emptyset 26$	$= 26.55 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 725$ mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset 0$	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$ MPa	resist. di calcolo		26.55 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$N_{ed} = 0.0$ kN $V_{ed} = 915.0$ kN

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2$ $k = 1.525 < 2$
 $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.373$
 $\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02$ $\rho_1 = 0.004 < 0.02$
 $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd}$ $\sigma_{cp} = 0.00$ MPa $< 0.2 f_{cd}$

$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$

$V_{Rd} = 301.4$ kN; (con $(v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 270.4$ kN)

$V_{Rd} = 301.4$ kN valore di calcolo

la sezione NON è verificata in assenza di armature per il taglio

• Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

$\theta = 45.0$ ° inclinaz. bielle cls angolo ammissibile
 $\alpha = 90.0$ ° inclinaz. staffe

Armatura a taglio (staffatura):

$A_{sw}/s = \text{staffe } \emptyset 12$ mm con n° bracci (trav) 4 passo 10 cm $= 0.452 \text{ cm}^2/\text{cm}$

$V_{Rsd} = 0.90 \times d \times (A_{sw}/s) \times f_{yd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) \times \text{sen} \alpha$ $V_{Rsd} = 1155.1$ kN

$f_{cd} = 9.07$ MPa resist. di calcolo ridotta

$\alpha_c = 1.000$ coeff. maggiorativo

$V_{Rcd} = 0.90 \times d \times b_w \times \alpha_c \times f_{cd} \times (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \alpha)$ $V_{Rcd} = 2958.1$ kN

$V_{Rd} = \min(V_{Rcd}, V_{Rsd})$ $V_{Rd} = 1155.1 > 915.0$ kN c.s. = 1.3

la sezione armata a taglio risulta verificata.

Incidenza totale paramento = 210 kg/m³

Incidenza totale fondazione = 115 kg/m³

13 VERIFICA DEI MICROPALI

Verifiche SLU

13.1 Verifica della capacità portante verticale del micropalo

La fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite se $F_{c,d} \leq R_{c,d}$, dove $F_{c,d}$ è il carico assiale di progetto e $R_{c,d}$ è la capacità portante di progetto allo stato limite ultimo del micropalo per carichi assiali.

I valori della tensione di adesione di progetto possono essere ricavati come $\tau_{sd} = \tau_{sk} / \gamma_s$:

Il valore caratteristico della resistenza deve essere determinato come:

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

$$\tau_{sk} = \min \left\{ \frac{\tau_{s,media}}{\xi_3}, \frac{\tau_{s,min}}{\xi_4} \right\}$$

dove ξ_3 e ξ_4 dipendono dal numero di verticali indagate secondo la tabella 6.4.IV del D.M.2018:

Tabella 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

I valori di resistenza medi da introdurre nel calcolo sono ricavati con il metodo di Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida europee e statunitensi, e basato sulla conoscenza del parametro N_{SPT} (da prove pressiometriche o SPT) e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati.

Il metodo è applicabile a due diversi tipi di micropali iniettati di calcestruzzo armato: IRS e IGU. La sigla IRS è applicata a micropali la cui metodologia di realizzazione consente l'iniezione ripetitiva e selettiva del calcestruzzo a diverse profondità; con la sigla IGU (iniezione globale unica) vengono invece identificati i sistemi che consentono un'iniezione di micropali in un'unica soluzione. Nel caso in esame, si adotta l'iniezione di tipo IRS (Iniezione Ripetuta Selettiva).

Per la determinazione del carico limite dei pali, Bustamante e Doix fanno riferimento alla seguente espressione:

$$Q_{lim} = Q_l$$

$$Q_l = \pi d_s L_s s$$

Calcoliamo la portanza laterale Q_l .

Si assume:

$$d_s = \alpha d$$

dove d è il diametro della perforazione e α un coefficiente adimensionale maggiorativo, che tiene conto della tecnica di esecuzione del palo e del tipo di terreno, ed il cui valore può essere determinato attraverso l'uso della tabella di Viggiani (1999):

Terreno	Valori di α		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Figura 13-1 – Valori del coefficiente α (Viggiani, 1999)

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza, nonché della tecnica di realizzazione del micropalo.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	≥ R1	≥ R2

Figura 13-2 – Indicazioni per la scelta del valore di s (Viggiani, 1999)

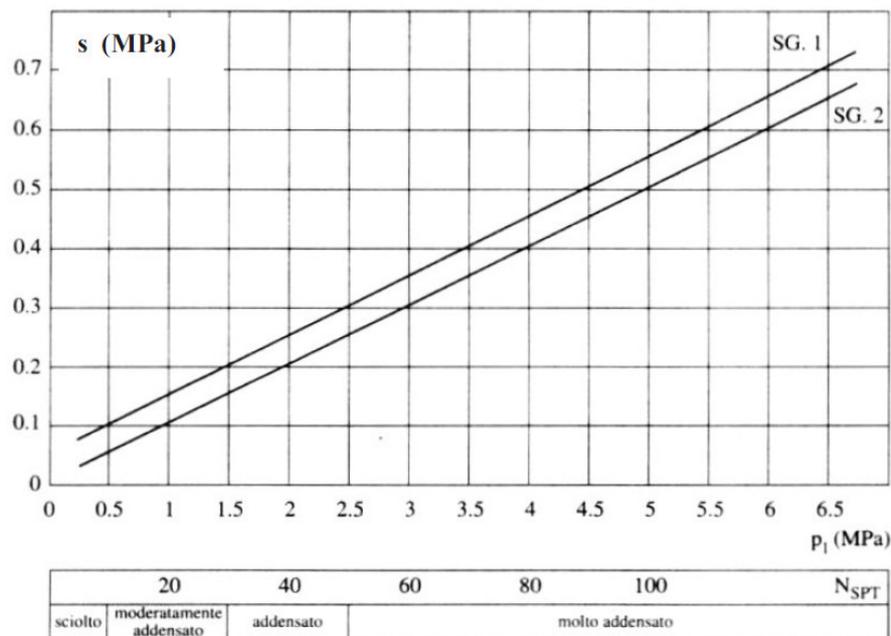


Figura 13-3 – Abaco per la determinazione di s – sabbie e ghiaie

La valutazione del parametro “ s ” viene effettuata per pali realizzati mediante iniezioni IRS.

Con riferimento al sondaggio PDVL-S5, Vedasi Doc. [18], nel caso dell’Unità geotecnica 2 si assume una tensione limite di aderenza (s) pari a 80kPa, corrispondente ad un valore di $N_{spt}=4$, e per l’Unità geotecnica 3 una tensione (s) pari a 110 kPa, corrispondente ad un valore di $N_{spt}=11$.

La verifica di capacità portante è svolta con la combinazione A1+M1+R3.

Nella figura che segue si rappresenta le reazioni nei micropali calcolate per lo stato limite di SLU+SLV.

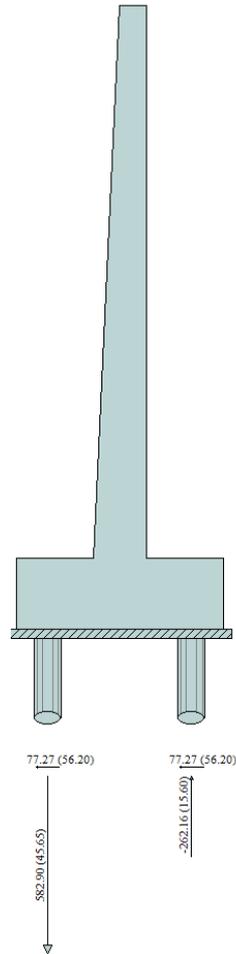


Figura 13-4 – Sollecitazioni max su micripali

FORZE MAX SUI PALI SLU [kN]	
Compressione	Taglio
-583	78

Le verifiche sono state condotte per i micropali $\phi 300$ di lunghezza pari a 9m, dotati di tubolari $\phi 219.1$ con lo spessore pari a 20mm.

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	55 DI 70

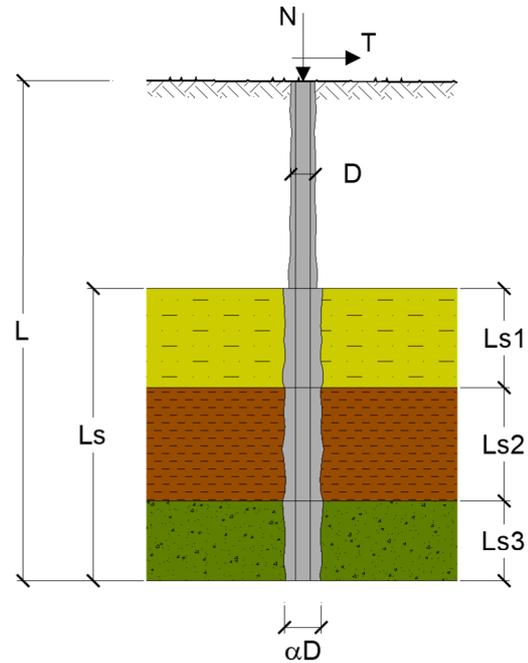
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA:

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	583.00	0.00	583.00
T (kN)	78.00	0.00	78.00



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
		γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.15	1.25
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.15	1.35

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
γ_s	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\gamma_{s\text{traz}}$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): **0.3 (m)**

Lunghezza del micropalo (L): **9.00 (m)**

RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	56 DI 70

Armatura:

IPE
 INP
 HEA
 HEB
 HEM
 Tubi
 ALTRO

IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 ø219,1 x 20

ø219,1 x 20

Area dell'armatura (A_{arm}): 9618 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 5.035E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 459,629 (mm³)

Tipo di acciaio

S 275 (Fe 430)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 275 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M: 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 262 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210,000 (N/mm²)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is _i (m)	α (-)	Ds _i = α*D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (kN)
U1	3.80	1.40	0.42	0.080	0.080	0.041	205.18
U2	4.80	1.40	0.42	0.110	0.110	0.056	356.36
U3	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.00

L_s = 8.60 (m) QI = 561.53 (kN)

Capacità portante di punta

Q_p = %Punta*QI (consigliato 10-15%)

% Punta 15% Q_p = 84.23 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

Q_{lim} = Q_b + QI

Q_{lim} = 645.76 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

F_s = Q_{lim} / N (F_s > 1)

F_s = 1.11



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	57 DI 70

VERIFICA A TRAZIONE DEI MICROPALI

Dpalo	0.3 m
Ltot	9 m
ξ	1.7 -
Tipo iniezione	IRS
α	1.4 -

TRAZIONE

Nmax	263.00 kN
γs	1.25 -
STRATO 1	
L1	3.8 m
τlim	80 kPa
T	401.12 kN
T SLU	188.76 kN
STRATO 2	
L2	4.8 m
τlim	110 kPa
T	696.68 kN
T SLU	327.85 kN
	516.61 kN

VERIFICATA

13.2 Calcolo del carico critico relativo a instabilità elastica

Il carico critico relativo ad instabilità di tipo elastico del micropalo viene calcolato come:

$$P_k = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

in cui $\beta = k D_{arm}$ è la reazione laterale per unità di lunghezza e di spostamento (k è il coefficiente di reazione orizzontale di Winkler).

Il coefficiente di sicurezza viene assunto pari a:

$$\eta = P_k / N$$

con $\eta > 10$ e dove N è lo sforzo normale agente in testa al palo.

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	58 DI 70

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

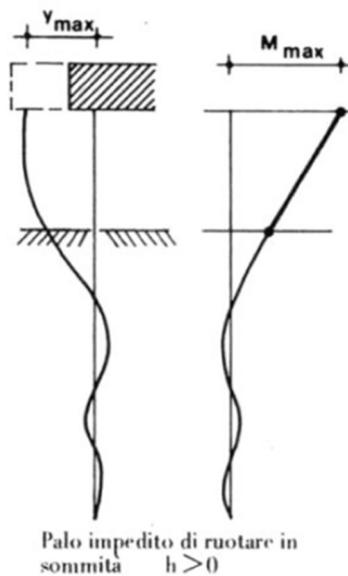
Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 4.38 (N/mm²)

$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$ $\eta = Pk / N$ (consigliato $\eta > 10$)

$Pk = 13614.00$ (MN) $\eta = 23.35$

13.3 Verifica dei micropali alle forze orizzontali

La verifica delle forze orizzontali del micropalo viene svolta considerando il momento agente in testa al micropalo ed ipotizzando che la rotazione alla testa del palo sia impedita:



$$M = T / (2b)$$

$$b = (k \cdot D / 4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{1.4}$$

in modo da poter determinare

$$s = N / A_{arm} \pm M / W_{arm}$$

$$\tau = 2T / A_{arm}$$

e calcolare la tensione ideale del criterio di rottura di Von Mises:

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5}$$



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	59 DI 70

La verifica è soddisfatta se

$$\sigma_{id} < \sigma_{adm}$$

Per i micropali maggiormente sollecitati si ottengono i seguenti risultati:

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0.614 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 63.55 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 275 (Fe 430)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 198.87 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -77.64 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 16.22 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0.5}$$

$$\sigma_{id} = 200.85 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	60 DI 70

Sotto l'azione di una forza orizzontale in testa, l'andamento della deformata del palo è descritto dalla seguente equazione:

$$y(z) = \frac{T}{Dk_h\lambda} e^{-z/\lambda} \left(\cos \frac{z}{\lambda} + \operatorname{sen} \frac{z}{\lambda} \right)$$

in cui

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D}}$$

Lo spostamento massimo si ha in testa al palo, in corrispondenza di $z = 0$:

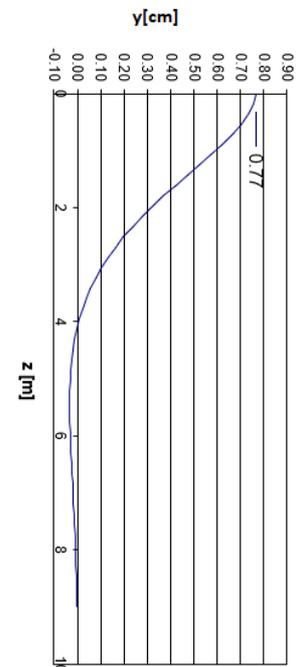
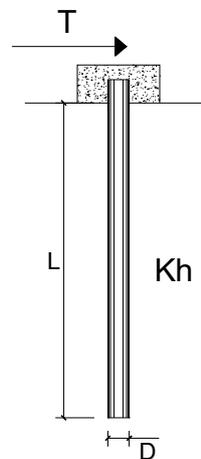
$$y(z = 0) = \frac{T}{Dk_h\lambda}$$

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Muro scuola - Vado Ligure

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0.3	(m)
Lunghezza del palo (L)	9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	19.6	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	78	(kN)
f_{ck} del calcestruzzo:	32.0	(MPa)
f_{cm} del calcestruzzo:	40.0	(MPa)
E_{cls} ($E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$):	33346	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	39761	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ/k_h \cdot D)^{1/4}$):	173.30	(cm)



13.4 Verifica della capacità portante del micropalo nei confronti delle azioni trasversali

Di seguito si calcolano i valori massimi del momento flettente e del carico orizzontale tollerabili dal micropalo o dal terreno. Tali valori vengono calcolati secondo la teoria di Broms, il quale stima due possibili meccanismi di rottura per pali impediti di ruotare in testa ed immersi in terreni coerenti:

Palo “corto”;

Palo “lungo”.

I valori minimi di resistenza ottenuti dai due meccanismi rappresentano i valori limite per il micropalo di fondazione. Il calcolo è stato svolto considerando l’ipotesi di palo con testa vincolata.

Per i micropali maggiormente sollecitati si ottengono i seguenti risultati:

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

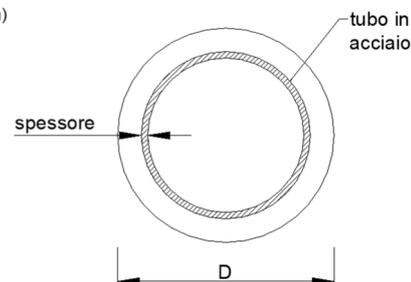
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 219.1 (mm)

Spessore = 20.0 (mm)

Sforzo Normale = 583 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1.5

α_{cc} = 0.85

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14.17$ (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio

f_{yk} = 275 (Mpa)

γ_m = 1.15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m = 239.1$ (Mpa)

E_s = 210000 (Mpa)

ϵ_{ys} = 0.114%

ϵ_{uk} = 1.000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 209.4 (kN m)

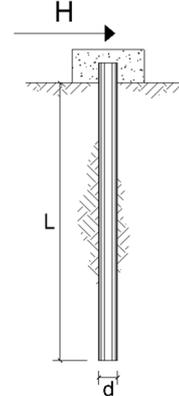
Inserisci

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA:

TEORIA DI BASE:
(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ_{ϕ}	γ_T
		γ_G	γ_Q		
S.L.U.	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

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

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	8.60	(m)			
Diametro del palo	d =	0.30	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	M_y =	209.39	(kN m)			
Angolo di attrito del terreno	ϕ'_{med} =	28.00	(°)	ϕ'_{min} =	28.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	28.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	28.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ($k_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$)	$k_{p,med}$ =	2.77	(-)	$k_{p,min}$ =	2.77	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$)	γ =	19.00	(kN/m ³)			
Carico Assiale Permanente (G):	G =	78	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		(kN)			

Palo corto:

$H1_{med} = 1751.52$ (kN) $H1_{min} = 1751.52$ (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 608.19$ (kN) $H2_{min} = 608.19$ (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 210.70$ (kN) $H3_{min} = 210.70$ (kN)

$H_{med} = 210.70$ (kN) palo lungo $H_{min} = 210.70$ (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 123.94$ (kN)

$H_d = H_k / \gamma_T = 95.34$ (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 78.00$ (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.22$

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	63 DI 70

13.5 Verifiche SLE

Verifiche dei cedimenti

Il cedimento del micropalo è ricavato tramite la formula di Poulos e Davis:

$$\delta = (\beta \cdot P_{\max}) / (E \cdot L_u)$$

in cui

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_u/D);$$

P_{\max} = carico massimo a cui è sottoposto il palo;

E = modulo di deformazione del materiale in cui è ammorsato il micropalo;

Per il modulo di deformazione (E) è stato considerato una media ponderata sui moduli elastici degli strati attraversati.

L_u = lunghezza utile

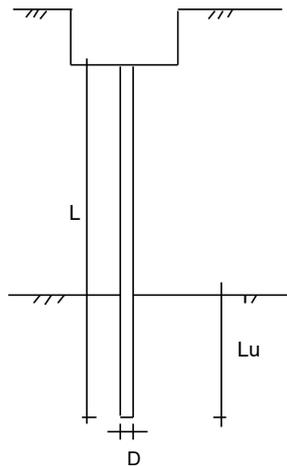
La verifica è svolta per il valore massimo dell'azione $P_{\max} = 583 \text{ kN}$.

CALCOLO DEL CEDIMENTO

OPERA: Muro con barriera H10

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	0.30	(m)
Carico massimo sul palo (P_{\max}):	583.00	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	9.00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (L_u):	8.60	(m)
Modulo di Deformazione (E):	13000	(kN/m ²)



CEDIMENTO DEL MICROPALO SINGOLO:

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0.5 + \text{Log}(L_{\text{utile}} / D): \quad 1.96 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P_{\max} / E \cdot L_u \quad 10.21 \quad (\text{mm})$$

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
 BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	64 DI 70

14 Confronto sollecitazioni con i risultati precedenti

Nel seguente capitolo si riporta un confronto tra i risultati precedenti e le sollecitazioni ottenute facendo riferimento all'azione del vento agente solo sul pannello della barriera antirumore (H pannello pari a 5.5m) al fine di massimizzare il momento in testa al muro. Le azioni del vento e aerodinamica risultano come segue:

Azioni del vento alla sommità del muro

Distanza montanti, L	3.00 m
Altezza barriera, htot	5.50 m
Angolo inclinazione, α	90.00 °
Pressione cinetica di riferimento, qb	0.491 kN/mq
Coefficiente di esposizione, ce	2.03
Coefficiente di forma, cp	2.10
Coefficiente dinamico, cd	1.00
Pressione del vento, p	2.09 kN/mq
Risultante del vento, Rvento	34.47 kN
Azione verticale, N	0.00 kN
Azione orizzontale, V	34.47 kN
Braccio verticale, ev	2.75 m
Momento risultante, M	94.79 kNm

Azione aerodinamica alla sommità del muro

Distanza montanti, L	3.00 m
Altezza barriera, htot	5.50 m
Angolo inclinazione, α	90.00 °
Pressione aerodinamica	0.10 kN/mq
Risultante del aerodinamica, Raero	1.65 kN
Azione verticale, N	0.00 kN
Azione orizzontale, V	1.65 kN
Braccio verticale pannello, ev	2.75 m
Momento risultante, M	4.54 kNm

Di conseguenza, le azioni da applicare in testa del muro secondo l'approccio A1 e A2, riportato nel Cap. 9, sono:

Azione	N kN	M kNm
Montante in acciaio	6.86	0.34
Pannelli asciutti, Pppa	8.25	0.41
Pannelli bagnati, Pppa	16.50	0.83
Vento	34.47	94.79
Aerodinamica	1.65	4.54



**PROGETTO DEFINITIVO AEGUAMENTO E
POTENZIAMENTO IMPIANTO DI VADO LIGURE ZONA
INDUSTRIALE FASE II**

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	65 DI 70

Approccio A1			N	M
			kN	kNm
permanente	1.11	Montante in acciaio	7.62	0.38
		Pannelli asciutti, Pppa	9.17	0.46
		Pannelli bagnati, Pppa	18.33	0.92
variabile	1.03	Vento	35.66	98.06
		Aerodinamica	1.71	4.69

Approccio A2			N	M
			kN	kNm
permanente	1.30	Montante in acciaio	8.92	0.45
		Pannelli asciutti, Pppa	10.73	0.54
		Pannelli bagnati, Pppa	21.45	1.07
variabile	1.04	Vento	35.85	98.58
		Aerodinamica	1.72	4.72

14.1 Sollecitazioni in corrispondenza del muro

Le sollecitazioni massime sul paramento da MAX14 sono:

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	66 DI 70

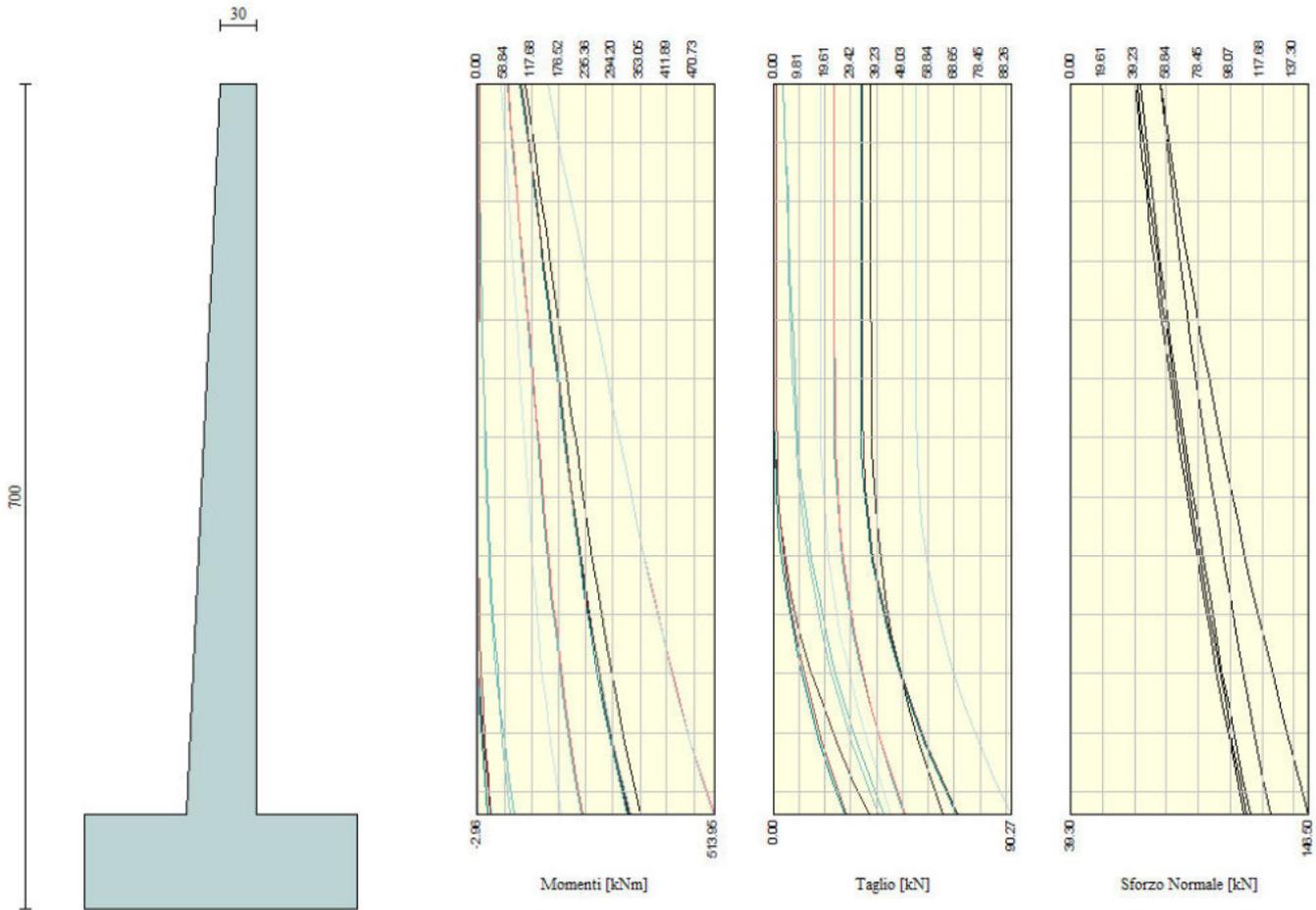


Figura 14-1 – Sollecitazioni sul paramento – SLU

*I risultati precedenti sono riportati tra parentesi.

Valore di progetto del momento flettente agente: $M_{Ed} = 535.96 \text{ kNm}$ (<661.43 kNm)

Valore di progetto del taglio agente: $V_{Ed} = 90.27 \text{ kN}$ (<118.72kN)

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	67 DI 70

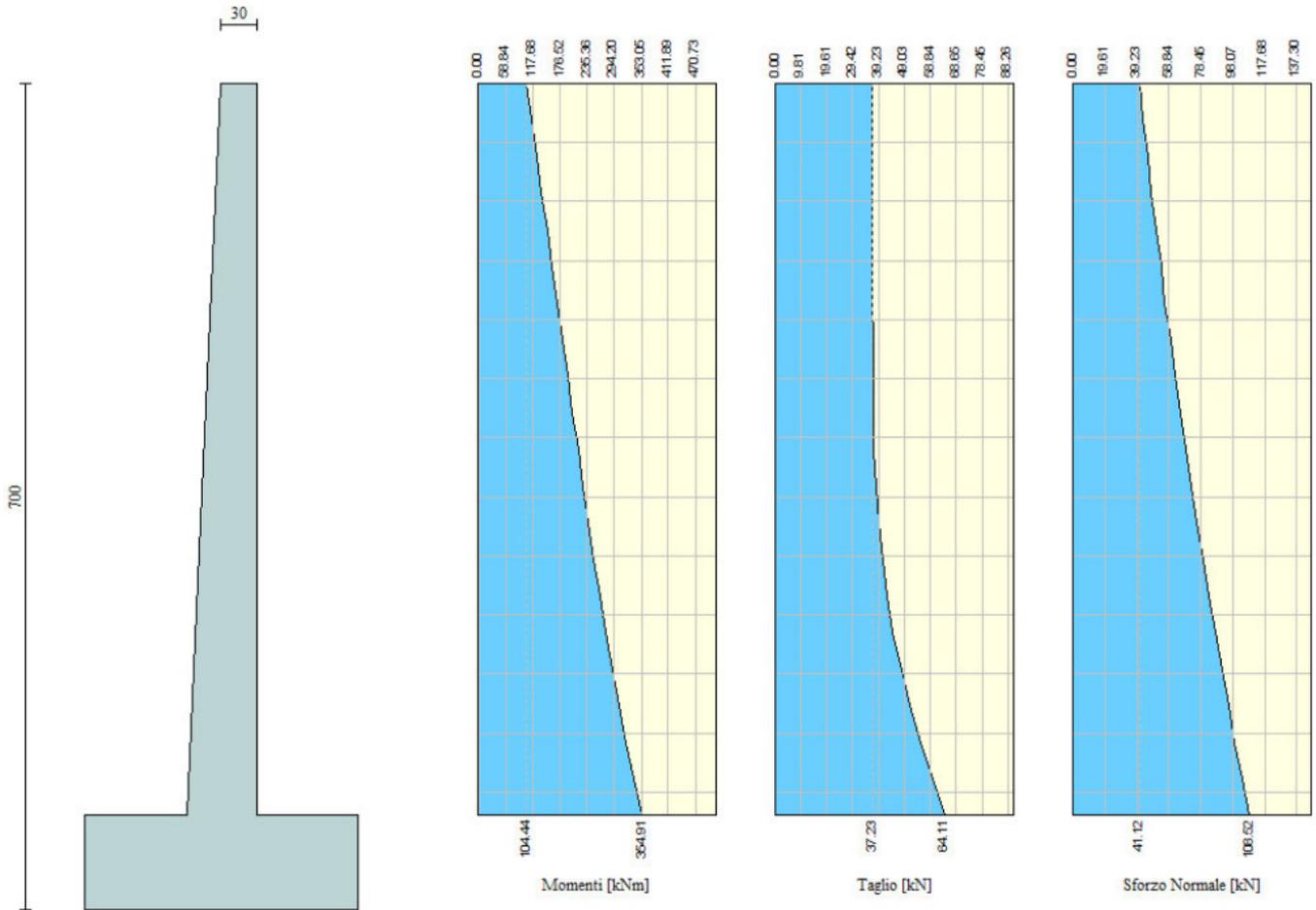


Figura 14-2 – Sollecitazioni sul paramento – SLE

Valore di progetto del momento flettente allo SLE: $M_{SLE} = 354.91 \text{ kNm} (< 456.61 \text{ kNm})$

Le sollecitazioni massime nella fondazione da MAX14 sono:

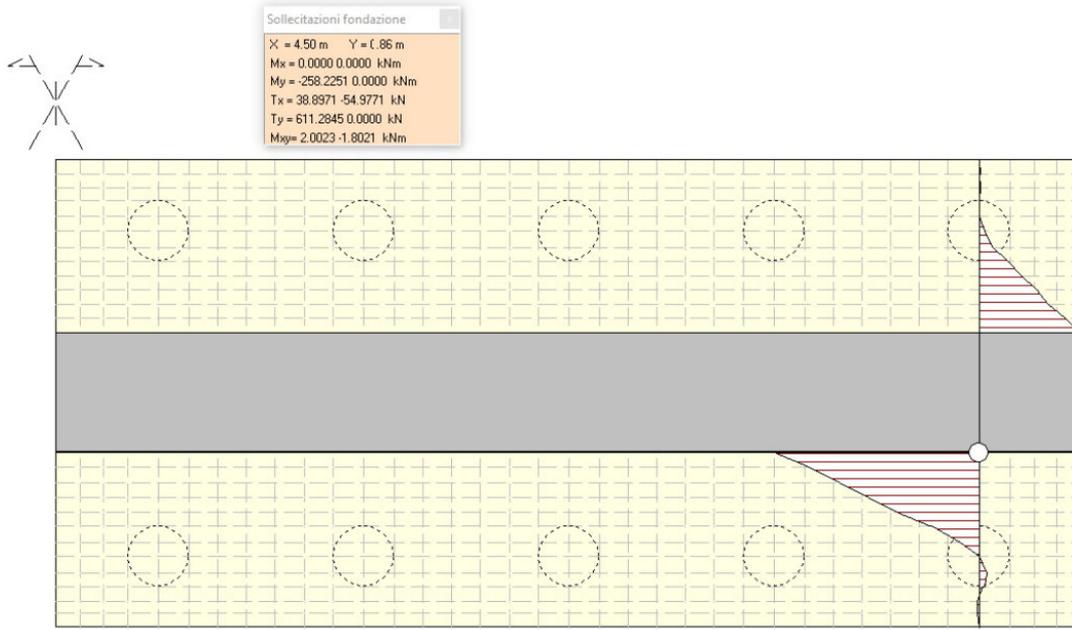


Figura 14-3 - Sollecitazioni nella fondazione – momento flettente

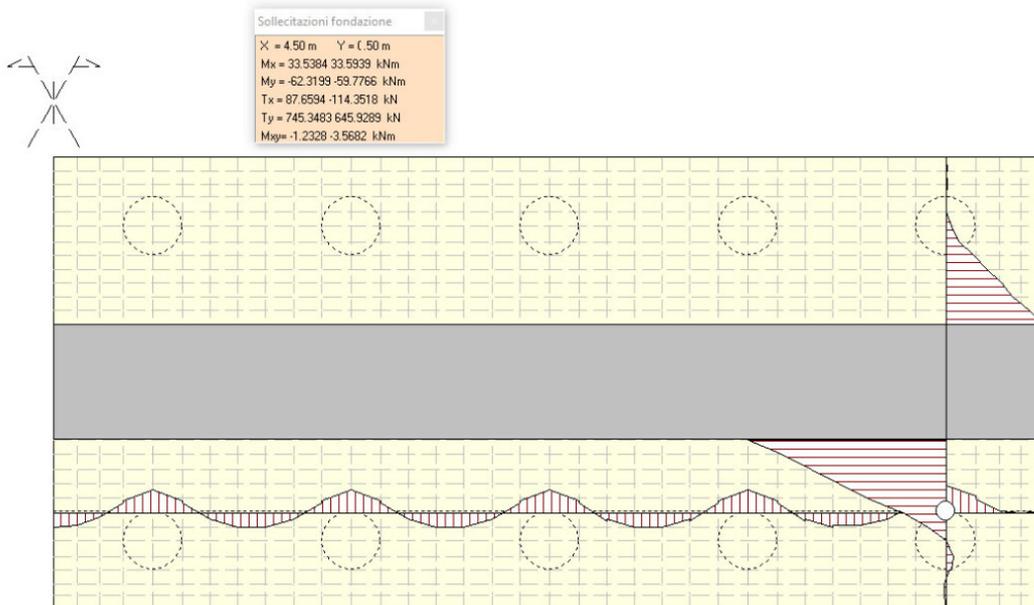


Figura 14-4 - Sollecitazioni nella fondazione – taglio

Valore di progetto del momento flettente agente: $M_{Ed} = 285.25 \text{ kNm}$ ($< 318.1 \text{ kNm}$)

Valore di progetto del taglio agente: $V_{Ed} = 745.4$ ($< 914.78 \text{ kN}$)

**RELAZIONE DI CALCOLO – MURO CON
BARRIERA H10**

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV0H	02	D 26 CL	BA0000 004	B	69 DI 70

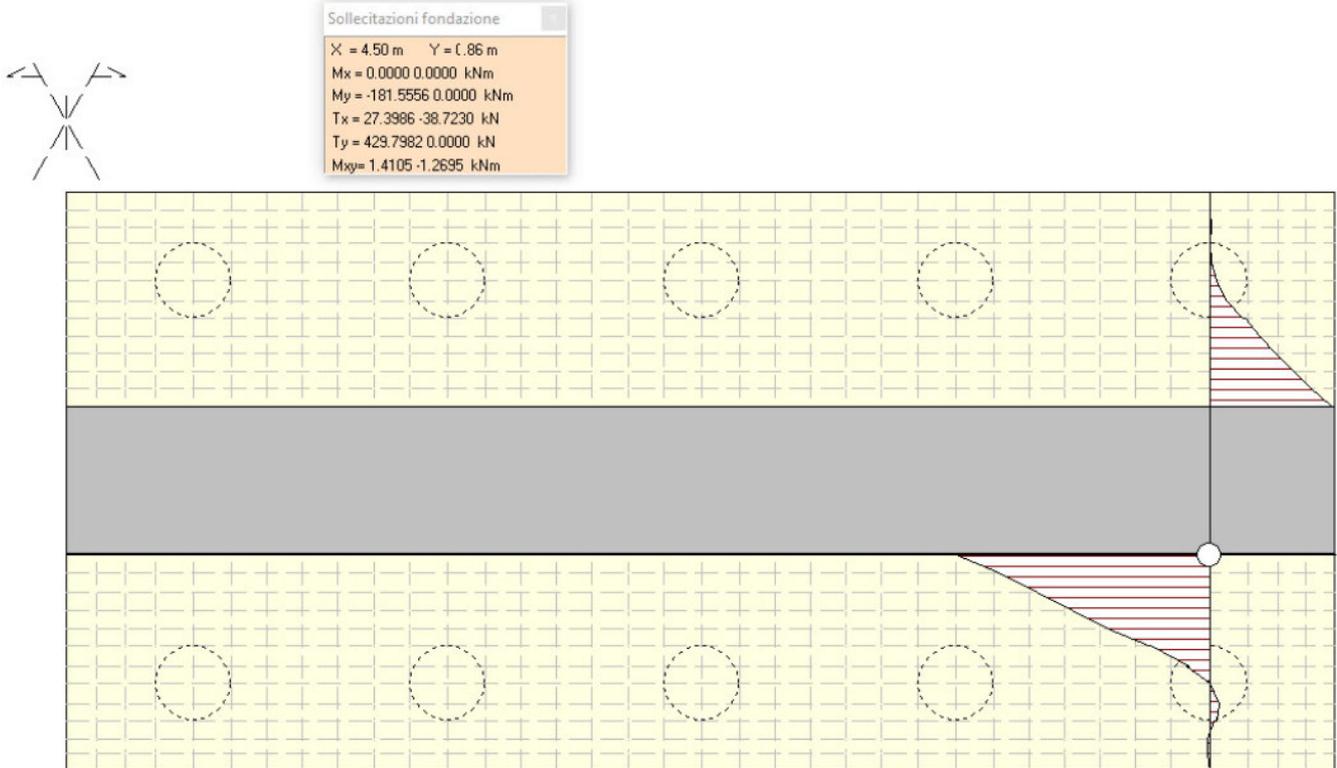


Figura 14-5 - Sollecitazioni nella fondazione – momento flettente – SLE

Valore di progetto del momento flettente allo SLE: $M_{SLE} = 181.6 \text{ kNm}$ ($< 222.85 \text{ kNm}$)

14.2 Sollecitazioni in corrispondenza dei micropali

Nella figura che segue si rappresenta le reazioni nei micropali calcolate per lo stato limite di SLU+SLV.

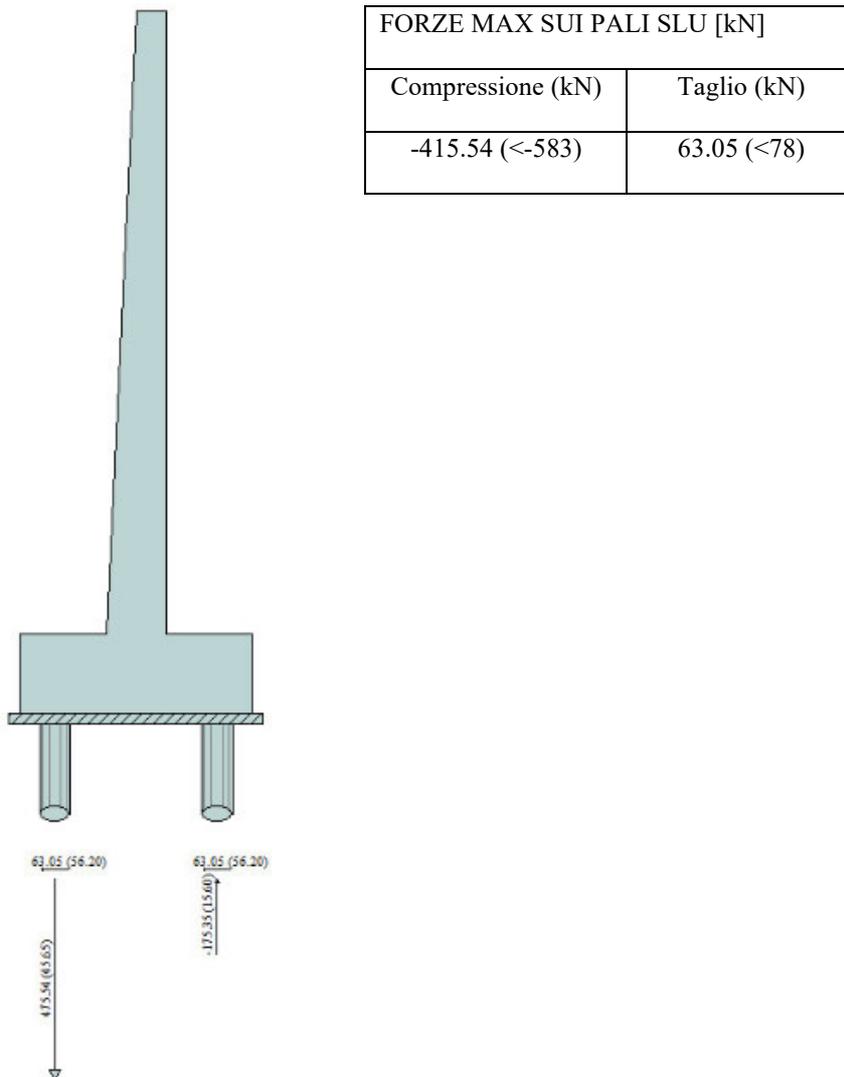


Figura 14-6 – Sollecitazioni max su micripali

Come si evince dai risultati illustrati in questo capitolo, le sollecitazioni ottenute risultano minori da quelle precedenti, e pertanto, tutte le verifiche strutturali e geotecniche vengono soddisfatte.