

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE
DALLA LEGGE OBIETTIVO N.443/01**

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA.

TRATTA RHO-GALLARATE

QUADRUPPLICAMENTO RHO- PARABIAGO E RACCORDO Y

QUADRUPPLICAMENTO RHO (e)- PARABIAGO E RACCORDO Y(i)

OPERE DI SOTEGNO SEDE FERROVIARIA E STRADALE

RELAZIONE DI CALCOLO RECINZIONI rif. Manuale RFI ed. 2016 §3.12.3.5

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
MDL1	31	D	26	CL	RI0005	004	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	A. Ingletti	Novembre 2017	F.Coppini	Novembre 2017	S. Borelli	Novembre 2017	F.Sacchi Novembre 2017
								TALFERR - UO INFRASTRUTTURE NORD Dott. Ing. Francesco Sacchi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 23172 Sez. A

File: MDL132D26CLRI0005001A.DOC

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	3
2	Scopo del documento	4
3	Documenti di riferimento.....	5
3.1	Documenti Referenziati	5
3.2	Documenti correlati.....	5
4	caratteristiche dei MATERIALI.....	7
4.1	Calcestruzzo	7
4.2	Acciaio	8
4.3	Copriferro.....	8
5	caratteristiche DEL TERRENO.....	9
6	ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1	Pesi propri strutturali.....	11
6.2	Azioni da traffico ferroviario	11
6.3	Azioni provenienti dalla spinta del terreno	11
6.4	Azioni provenienti dalle barriere antirumore	11
6.5	Azioni sismiche.....	13
6.6	Spinta statica del terreno	16
6.7	Spinta dovuta al sovraccarico accidentale.....	17
6.8	Sovraspinta sismica.....	17
6.9	Azioni da urto ferroviario	17
7	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	18
8	Schema di calcolo, sollecitazioni e verifiche	20

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO PROGETTO DEFINITIVO					
	RECINZIONI SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO MDL1	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0005004	REV. A

1 PREMESSA

Nell'ambito del progetto di potenziamento dell'attuale tratta a doppio binario Rho-Gallarate sulla linea Rho-Arona, sono stati individuati quale fase minima funzionale gli interventi compresi tra la stazione di Rho e la radice lato Gallarate della stazione di Parabiago, nonché la realizzazione del "Raccordo Y" di collegamento tra la linea F.S. e la linea Ferrovie Nord Milano (F.N.M.) nei pressi della stazione di Busto Arsizio. Tale configurazione rappresenta il Primo Lotto Funzionale dell'intero intervento di potenziamento della linea e dal 2009 è oggetto di un complesso iter autorizzatorio, come meglio descritto nella relazione generale di progetto.

Tale tratta è ubicata a nord-ovest del capoluogo lombardo ed interessa la provincia di Milano corrispondente con la fascia di territorio compresa nei comuni di Rho, Pregnana Milanese, Vanzago, Pogliano Milanese, Nerviano, Parabiago e la provincia di Varese corrispondente con la fascia di territorio compresa nei comuni di Castellana e Busto Arsizio.

Gli interventi si sviluppano per un'estensione di circa 15 km e sono sinteticamente riassumibili in:

PRG di Rho

- realizzazione bretella di collegamento tra il binario pari della linea "Milano P.ta Garibaldi-Novara" ed il binario pari linea "Milano-Varese" nel tratto Rho – Fiera Milano;
- PRG della Stazione di Rho con collegamento fra questa e le linee Milano-Torino e Rho-Arona.

Tratta Rho(e) – Parabiago(i) e Raccordo Y

- realizzazione del quadruplicamento della linea tra Rho e Parabiago;
- realizzazione del raccordo Y di collegamento tra la linea F.S. e la linea Ferrovie Nord Milano (F.N.M.) in prossimità della stazione di Busto Arsizio.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Lo scopo del presente documento riguarda l'effettuazione delle verifiche strutturali e geotecniche dei muri di recinzione ai sensi del manuale di RFI ed. 2016 paragrafo §3.12.3.5 necessarie alla realizzazione del tracciato. La presente relazione tratta delle opere di sostegno di linea presenti all'interno dell'intervento in oggetto, analizzando con un approccio tipologico le varie casistiche:

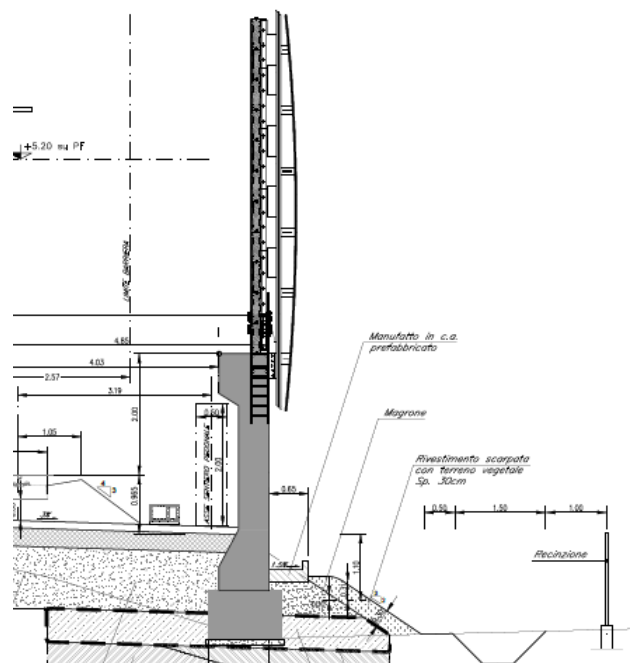



Figura 1 Sezione tipo di recinzione con barriera antirumore

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO PROGETTO DEFINITIVO					
	RECINZIONI SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO MDL1	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0005004	REV. A

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 Documenti Referenziati

Nella presente relazione si è fatto riferimento ai seguenti documenti:

Si riporta nel seguito l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- UNI EN 1992-1 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Regole generali”.
- UNI EN 1992-2 “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Ponti”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206-1:2014: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI 11104: “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”.
- “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”.
- UNI CODE 777-2 “Structures built over railway lines – Construction requirements in the track zone”

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Parte I
- RFI DTC SI AG MA IFS 001 A Parte II sezione 1
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A Parte II sezione 2
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A Parte II sezione 3
- RFI DTC SI GA MA IFS 001 A Parte II sezione 4
- RFI DTC SI CS MA IFS 002 A Parte II sezione 5
- RFI DTC SI CS MA IFS 003 A Parte II sezione 6

3.2 Documenti correlati

I documenti correlati risultano:

- Rif. Profilo geotecnico MDL132D26F5GE0005001-5A



POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA
TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO
PROGETTO DEFINITIVO

RECINZIONI SEDE FERROVIARIA
RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
MDL1	31	D 26 CL	RI0005004	A	6di 28

- Rif. Relazione geotecnica MDL132D26RBGE0005001A
- Rif. Relazione sismica MDL132D26RBGE0005002A

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I calcoli statici sono stati eseguiti prevedendo l'impiego dei seguenti materiali.

4.1 Calcestruzzo

I materiali impiegati presentano le seguenti caratteristiche:

Magrone C12/15:

Rck	=	15	Mpa	Resistenza caratteristica cubica a compressione del cls a 28gg
γ_c	=	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85		Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1		
Ecm	=	$22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 27267$	Mpa	Modulo di elasticità longitudinale di calcolo
fck	=	$0.83 \times Rck = 12.45$	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg
fcd	=	$\alpha_{cc} \times fck / \gamma_c = 7.06$	Mpa	Resistenza di progetto cilindrica a compressione del cls
fcm	=	$fck + 8 = 20.45$	Mpa	Resistenza media cilindrica a compressione del cls
fctm	=	$0.3 \times (fck)^{2/3} = 1.61$	Mpa	Resistenza media a trazione del cls
fctk	=	$0.7 \times fctm = 1.13$	Mpa	Resistenza caratteristica a trazione del cls
fctd	=	$fctk / \gamma_c = 0.75$	Mpa	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo
fcfm	=	$1.2 \times fctm = 1.93$	Mpa	Resistenza media trazione per flessione del cls
fcfdm	=	$fcm / \gamma_c = 1.29$	Mpa	Resistenza di progetto a trazione per flessione del cls
fbk	=	$2.25 \times \eta \times fctk = 2.54$	Mpa	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-cls
fdd	=	$fbk / \gamma_c = 1.69$	Mpa	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-cls
0,6 x fck	=	7.47	Mpa	Tensione massima di compressione per combinazione rara
0,45 x fck	=	5.60	Mpa	Tensione massima di compressione per combinazione q.perm.

Calcestruzzo per opere di fondazione ed in elevazione: C30/37, tuttavia per il calcolo si utilizza il C30/35 dalle proprietà seguenti:

Rck	=	35	Mpa	Resistenza caratteristica cubica a compressione del cls a 28gg
γ_c	=	1.5		Coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo
α_{cc}	=	0.85		Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
η	=	1		
Ecm	=	$22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32588$	Mpa	Modulo di elasticità longitudinale di calcolo
fck	=	$0.83 \times Rck = 29.05$	Mpa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg
fcd	=	$\alpha_{cc} \times fck / \gamma_c = 16.46$	Mpa	Resistenza di progetto cilindrica a compressione del cls
fcm	=	$fck + 8 = 37.05$	Mpa	Resistenza media cilindrica a compressione del cls
fctm	=	$0.3 \times (fck)^{2/3} = 2.83$	Mpa	Resistenza media a trazione del cls
fctk	=	$0.7 \times fctm = 1.98$	Mpa	Resistenza caratteristica a trazione del cls
fctd	=	$fctk / \gamma_c = 1.32$	Mpa	Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo
fcfm	=	$1.2 \times fctm = 3.40$	Mpa	Resistenza media trazione per flessione del cls
fcfdm	=	$fcm / \gamma_c = 2.27$	Mpa	Resistenza di progetto a trazione per flessione del cls
fbk	=	$2.25 \times \eta \times fctk = 4.47$	Mpa	Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza acciaio-cls
fdd	=	$fbk / \gamma_c = 2.98$	Mpa	Resistenza tangenziale di progetto di aderenza acciaio-cls
0,6 x fck	=	17.43	Mpa	Tensione massima di compressione per combinazione rara
0,45 x fck	=	13.07	Mpa	Tensione massima di compressione per combinazione q.perm.

Pali di paratie o opere di sostegno e cordoli:

Calcestruzzo classe C25/30

R_{ck}	=	30	MPa	resistenza caratteristica cubica
f_{ck}	=	24.9	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
f_{cm}	=	32.90	MPa	resistenza cilindrica media
f_{ctm}	=	2.56	MPa	resistenza media a trazione semplice
f_{ctk}	=	3.33	MPa	resistenza caratteristica a trazione semplice
f_{ctm}	=	3.07	MPa	resistenza media a trazione per flessione
E_{cm}	=	31447	MPa	modulo elastico istantaneo
γ_c	=	1.50		coefficiente parziale di sicurezza
α_{cc}	=	0.85		coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata
f_{cd}	=	14.11	MPa	resistenza di calcolo a compressione
f_{ctd}	=	2.22	MPa	resistenza di calcolo a trazione
XC2				classe di esposizione ambientale
S4 - S5				classe di lavorabilità
c	=	60	mm	copriferro netto

4.2 Acciaio

In conformità alla normativa vigente e delle citate Istruzioni, i massimi valori unitari di tensione da prendere in conto nelle verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili sono:

Tipo	=	B450C	
f_{tk}	=	540	Mpa Tensione caratteristica di rottura
f_{yk}	=	450	Mpa Tensione caratteristica di snervamento
γ_a	=	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio
f_{yd}	=	391	Mpa Resistenza di calcolo dell'acciaio
E	=	210000	Mpa Modulo di elasticità longitudinale di calcolo

4.3 Copriferro

Il copriferro netto vale 40mm per i muri.

Il copriferro netto vale 60 mm per i pali.

5 CARATTERISTICHE DEL TERRENO

La caratterizzazione stratigrafica della tratta in esame è stata individuata dalle informazioni ottenute dalle campagne d'indagine svolte nell'anno 2008 e 2017. In particolare si fa riferimento al sondaggio SCMDL1O13 (2008) per i muri tipo B e C e al sondaggio PNMDL1O01 (2017) per i muri tipo A1 ed A2.

Negli elaborati relativi al profilo geotecnico della tratta, sono rappresentate le indagini eseguite durante le campagne geognostiche del 2008 e 2017.

Sulla base di quanto sopra e dalla caratterizzazione stratigrafica e dei parametri geotecnici di progetto riportati nella relazione geotecnica generale, per l'opera in oggetto è stata individuata la caratterizzazione stratigrafico-geotecnica di progetto riportata nella seguente immagine, caratterizzante il sito di ubicazione dell'opera.

Parametri	TERRENI						
	G	GS'	GS''	SG	SL	LS	S/R
Profondità dal p.c. [m]	intercalate a GS	0 ÷ 5	5 ÷ 25	20 ÷ 25	20 ÷ 25	6 ÷ 12	0 ÷ 5
Peso di volume γ [kN/m ³]	20	19 ÷ 20.5	19 ÷ 20.5	20 ÷ 21	20 ÷ 21.5	20	18
Densità relativa D_r [%]	30 ÷ 80	40 ÷ 80	40 ÷ 80	40 ÷ 65	30 ÷ 60		
Angolo d'attrito operativo ϕ' [°]	38	35 ÷ 37	36 ÷ 38	32 ÷ 35	30 ÷ 32	25 ÷ 30	30
Coesione efficace c' [kPa]						10 ÷ 30	
Coesione non drenata c_u [kPa]						30 ÷ 100	
Velocità delle onde di taglio V_s [m/s]		200 ÷ 350	250 ÷ 450	300 ÷ 400			
Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 [MPa]		70 ÷ 250	150 ÷ 400	200 ÷ 350			
Modulo di Young operativo per fondazioni [MPa]	40 ÷ 50	15 ÷ 40	30 ÷ 50	20 ÷ 40	18 ÷ 20	10 ÷ 20	
Modulo di Young operativi per opere di sostegno flessibili [MPa]	40 ÷ 50	15 ÷ 40	30 ÷ 50	20 ÷ 40	18 ÷ 20	10 ÷ 20	
Modulo di Young operativo per il calcolo dei cedimenti di fondazioni di rilevati [MPa]	30 ÷ 40	10 ÷ 30	20 ÷ 40	15 ÷ 35	10 ÷ 15	10 ÷ 15	10 ÷ 20
Modulo edometrico [MPa]		15 ÷ 40	20 ÷ 50	20 ÷ 40	10 ÷ 30	10 ÷ 15	
Valore di N_{SPT} di riferimento nel calcolo		4 ÷ 35	25 ÷ 60	30 ÷ 60			

dei pali di fondazione [colpi/30cm]							
Coefficiente di consolidazione primaria C_v [cm^2/s]						$3 \times 10^{-3}^{(1)}$	$5 \times 10^{-3}^{(2)}$
Coefficiente di consolidazione secondaria c_α [%]						-	
Coefficiente di permeabilità k [cm/s]			10^{-3}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-5}	

Tabella 1 - Parametri geotecnici di riferimento

G = Ghiaia intercalata ai terreni GS

GS' = Ghiaia sabbiosa - livelli superficiali (0 ÷ 5)

GS'' = Ghiaia sabbiosa - livelli profondi (5 ÷ 25)

SG = Sabbia ghiaiosa

SL = Sabbia limosa

LS = Limo sabbioso

S = Sabbia limosa ghiaiosa superficiale

R = Riporto

(1) Valore valido per lo strato di limo più superficiale

(2) Valore valido per gli altri strati di limo mediamente profondi o profondi.

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO PROGETTO DEFINITIVO					
	RECINZIONI SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO MDL1	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0005004	REV. A

6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti globalmente sulla struttura. Il calcolo è stato effettuato su una striscia di larghezza unitaria di muro.

6.1 Pesi propri strutturali

I pesi sono stati valutati considerando un peso specifico del CLS pari a 25 kN/mc.

Sovraccarichi permanenti portati

Il peso specifico del terrapieno è preso pari a 20 kN/mc ($\varphi=35^\circ$).

Il peso del ballast e dell'armamento è stato considerato pari a 14.40 kN/m² ottenuto considerando un sovraccarico di 18 kN/m² per un'altezza pari a 0.8 m.

6.2 Azioni da traffico ferroviario

E' stato applicato il contributo alla spinta sul paramento dovuto al sovraccarico ferroviario posto pari a 52.08 kN/mq ripartito su un'impronta di 3m. in fase statica e 10.42 kN/mq in fase sismica (pari al 20% del carico in condizioni statiche in accordo con le NTC08).

6.3 Azioni provenienti dalla spinta del terreno

Per la determinazione delle azioni applicate alle spalle dal rinterro si assumo i seguenti parametri geotecnici :

Peso di volume del rinterro $\gamma = 20\text{kN/m}^3$,

Angolo di attrito interno $\phi = 35^\circ$

N.B. nelle verifiche a slittamento è stato considerato un attrito tra terreno e fondazione calcolato come $\text{tang}(0.85 \phi)$.

6.4 Azioni provenienti dalle barriere antirumore

Le azioni dovute alla presenza delle barriere antirumore sono state riprese dalla relazione di calcolo tipologica delle barriere il cui utilizzo è previsto nella tratta in esame. Tale documento è codificato con D871_00_E_09_CL_OC_0000_003_C_RC H10-V200.doc relativo a barriere da inserire in tratte con velocità non superiori a 200km/h come nel caso in esame.

Su metro lineare di muro si applicano nei due casi di vento diretto da esterno verso l'interno e viceversa, scegliendo caso per caso la condizione più sfavorevole per il muro. Si considerano ai fini dei calcoli solo i casi di vento spingente nella stessa direzione del terreno (int.est. max) essendo questa la condizione peggiore.

Per le barriere di tipo H1 si ha:

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA DI RESISTENZA

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBVPSP_V300	Combination	Max	-62782	9463	33112
15	PPPBVPSP_V300	Combination	Min	-61304	17772	55482
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Max	-54736	-19177	-45288
15	PPPAVNSN_V300	Combination	Min	-53258	-10868	-22919
15	PPPBVPSP_S300	Combination	0	-63013	19163	59073
15	PPPAVNSN_S300	Combination	0	-53265	-19163	-45252

15	PPPBVPSP_V300	Combination	max	-41.85	6.3	22.07	vento est-int
15	PPPBVPSP_V300	Combination	min	-40.87	11.84	36.99	vento est-int
15	PPPBVPSP_V300	Combination	max	-36.49	-12.78	-30.192	vento int-est
15	PPPBVPSP_V300	Combination	max	-35.5	-7.24	-15.28	vento int-est

Per le barriere di tipo H4 si ha:

SOLLECITAZIONI LIVELLO TIRAFONDI - VERIFICA DI RESISTENZA

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	N	V	M
Text	Text	Text	Text	N	N	N-m
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Max	-90191	23944	116937
15	PPPBVPSP_V200	Combination	Min	-86228	39586	193377
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Max	-62198	-37549	-165399
15	PPPAVNSN_V200	Combination	Min	-58236	-21908	-88958
15	PPPBVPSP_S200	Combination		-90842	41770	197921
15	PPPAVNSN_S200	Combination		-57121	-41770	-182238

15	PPPBVPSP_V200	Combination	max	-60.12	15.96	77.96	vento est-int
15	PPPBVPSP_V200	Combination	min	-57.48	26.39	128.91	vento est-int
15	PPPBVPSP_V200	Combination	max	-41.46	-25.03	-110.26	vento int-est
15	PPPBVPSP_V201	Combination	max	-38.82	-14.6	-59.3	vento int-est

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO PROGETTO DEFINITIVO					
	RECINZIONI SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO MDL1	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0005004	REV. A

6.5 Azioni sismiche

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati i seguenti valori: $VN=50$ anni e classe d'uso III a cui corrisponde un coefficiente d'uso $CU = 1.50$.

La vita di riferimento VR è quindi pari a 75 anni.

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

- Classe d'uso: III
- Coefficiente d'uso $CU = 1.5$
- Vita nominale $VN = 50$ anni
- Categoria di suolo: C
- Condizione topografica: T1
- Fattore di struttura $q = 1.0$

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I parametri per la determinazione dei punti dello spettro di risposta orizzontale e verticale sono riportati :

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
8,7914

LATTITUDINE
45,6649

Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Varese

COMUNE
Gallarate

Elaborazioni grafiche

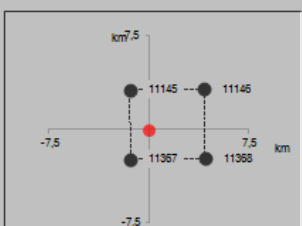
Grafici spettri di risposta

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

superficie rigata

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

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica. Con tale azione sismica agente, le forze risultanti trasmesse dall'impalcato al piano appoggi della spalla in corrispondenza della sommità del muro di testata sono riportate al paragrafo successivo, sotto le voci Ex, Ey ed Ez.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

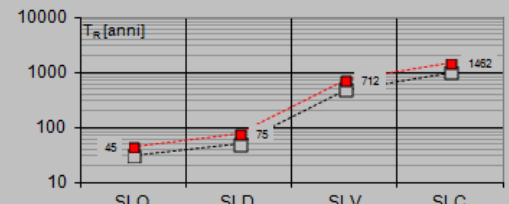
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_B = 1,500$ $C_C = 1,578$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1,000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o : **3** Regol. in altezza: **no** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1,5** $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta

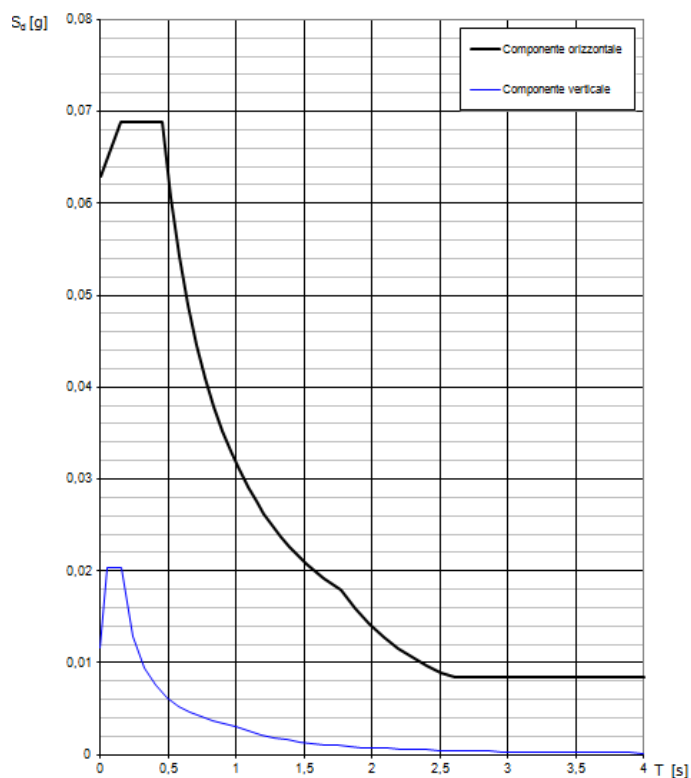
S_{D_o} [g]
 S_{D_v} [g]
 S_e [g]

T [s]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Di seguito si riporta a titolo di esempio lo spettro di progetto per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita SLV relativamente alle componenti orizzontali, con coefficiente di smorzamento strutturale canonico pari al 5%.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limi SLV



Di seguito vengono esplicitati i seguenti valori:

- A_g 0.042 g
- F_0 2.63
- $S=S_S \cdot S_T = 1.500$

6.6 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a $S=1/2 \cdot k_a \cdot \gamma \cdot H^2$, applicata ad 1/3 dal basso. Si applica il coefficiente di spinta attiva in quanto il terreno spinge contro il muro. La spinta in condizioni di esercizio viene calcolata con il coefficiente di spinta attiva $k_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$.

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO PROGETTO DEFINITIVO					
	RECINZIONI SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO MDL1	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0005004	REV. A

6.7 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante a tergo, si considera un carico uniformemente distribuito. Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste.

6.8 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio in accordo con NTC08 7.11.6.2.1. Vale la seguente formula:

- $K_h = \beta_m a_{max}/g$
- Con $\beta_m=0.31$ (cat.C)

Essendo il muro libero di traslare o di ruotare intorno al piede viene assunto che l'incremento di spinta agisca nello stesso punto di quella statica.

6.9 Azioni da urto ferroviario

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono utilizzati i seguenti valori:

- Urto in direzione perpendicolare al binario (distanza dal binario tra 3.00 e 5.00 m): 1500 kN
- Urto in direzione parallela al binario (distanza dal binario tra 3.00 e 5.00 m): 4000 kN

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO PROGETTO DEFINITIVO					
	RECINZIONI SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO MDL1	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0005004	REV. A

7 COMBINAZIONE DEI CARICHI

In linea con quanto riportato nel quadro normativo vigente, le azioni descritte nei paragrafi precedenti, sono combinate nel modo seguente:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione eccezionale:

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

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella tabella seguente.

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	↓	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Tab. 1 – Valutazione dei carichi da traffico

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali ed i coefficienti di combinazione ψ delle tabelle seguenti.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	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 azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Tab. 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Per la combinazione da urto ferroviario si considerano le seguenti assunzioni:

- Combinazione: $G_k + A + \psi_{21} Q_k$ con $\psi_{21} = 0.0$
- Coefficienti $\gamma_M = 1.0$ per tutti i materiali

	POTENZIAMENTO DELLA LINEA RHO-ARONA TRATTA RHO-GALLARATE – PRG DI RHO PROGETTO DEFINITIVO				
	RECINZIONI SEDE FERROVIARIA RELAZIONE DI CALCOLO	PROGETTO MDL1	LOTTO 31	CODIFICA D 26 CL	DOCUMENTO RI0005004

8 SCHEMA DI CALCOLO, SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

La soluzione progettuale è quella di un muro continuo avente spessore variabile minimo 50 cm di altezza pari a 3.90 m (2.00 m dal piano del ferro). Muro che deve accogliere la Barriera antirumore ma soprattutto deve essere in grado di assorbire l'urto da traffico ferroviario.

In tal senso si evidenzia che la combinazione eccezionale di urto supera di gran lunga tutte le combinazioni sia statiche che sismiche; ed in tal senso saranno di seguito riassunte solamente le verifiche di tale combinazione.

Ogni 12 metri sono previsti dei giunti con chiave di taglio in modo da far collaborare il più possibile i conci adiacenti nell'eventualità che l'urto avvenga in prossimità dei giunti.

Per poter ripartire le forze dell'urto su un tratto più lungo possibile, il rapporto tra le armature orizzontali e verticali viene posto uguale al 60%. Le armature sono costituite in verticale da una barre $\phi 26$ mm a passo 150 mm su entrambe le facce del muro, ed orizzontalmente $\phi 20$ mm a passo 150 mm. Con spille $\phi 12$ maglia 300x300

Il sistema di fondazioni è costituito da pali $D=800$ mm in cemento armato posti ad interasse pari a 1.80 m collegati in testa da un cordolo di ripartizione senza giunti longitudinali (annegato nel rilevato ferroviario) di sezione trasversale 1.20x0.80 m.

Ai fini della valutazione delle sollecitazioni sia nei pali che nel cordolo di fondazione occorre considerare la diffusione del carico trasversale di 1500 kN. La lunghezza di diffusione può essere valutata considerando che l'impatto avvenga a 1.80 m dal PF su una impronta di circa 2.0 m.

Ipotizzando una diffusione di 45° all'interno del muro nel baricentro del cordolo si ha una altezza totale dal baricentro dell'impatto pari a circa 4.00 m e quindi una lunghezza di diffusione di $4.00+4.00+2.00 = 10.00$ m.

La forza di impatto a metro lineare è pertanto pari a $1500 \text{ kN} / 10.00 = 150 \text{ kN/m}$ ai fini della valutazione del singolo palo e del cordolo.

Ponendosi in una condizione media di rilevato alto 4.00 m si può esaminare il problema con una modellazione bidimensionale utilizzando il programma PLAXIS:

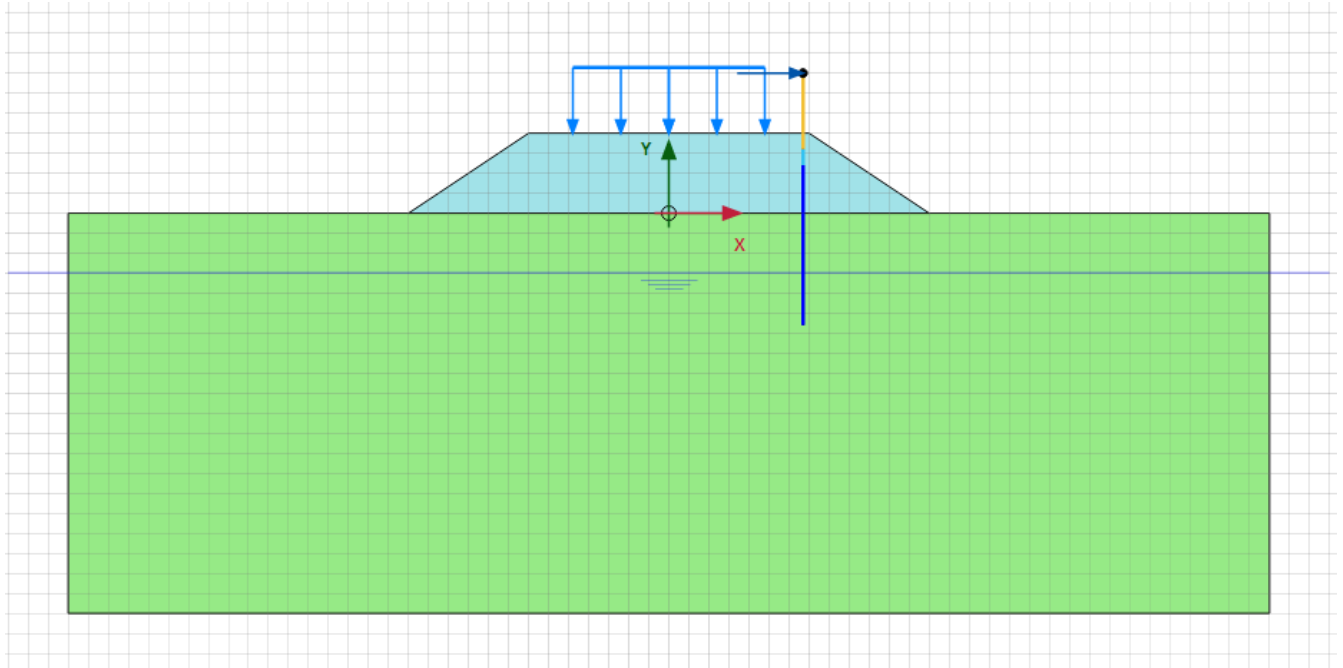


Figura 2 Sezione tipo di recinzione su rilevato di altezza media.

Per standardizzare l'analisi sono stati considerati dei valori minimi di parametri geotecnici:

- Rilevato ferroviario $\varphi' = 38^\circ$ $E = 40'000 \text{ kN/m}^2$
- Terreno sotto il piano campagna $\varphi' = 30^\circ$ $E = 20'000 \text{ kN/m}^2$

Per il terreno di fondazione si sono assunti dei valori minimi scartando solamente i livelli LS limi sabbiosi che sono sempre più profondi della testa dei pali e di spessore minimale.

Le analisi così condotte evidenziano:

- Abbondanti deformazioni dell'ordine dei 25 cm
- Ed analoghi spostamenti della testa del palo 18 cm
- Taglio massimo nel palo $222 \text{ kN/m} = 222 \cdot 1.8 = 400 \text{ kN palo}$
- Momento Flettente massimo nel palo $870 \text{ kNm/m} = 870 \cdot 1.8 = 1566 \text{ kN palo}$
- Sforzo Normale massimo nel palo $70 \text{ kNm/m} = 70 \cdot 1.8 = 126 \text{ kN palo (trazione)}$

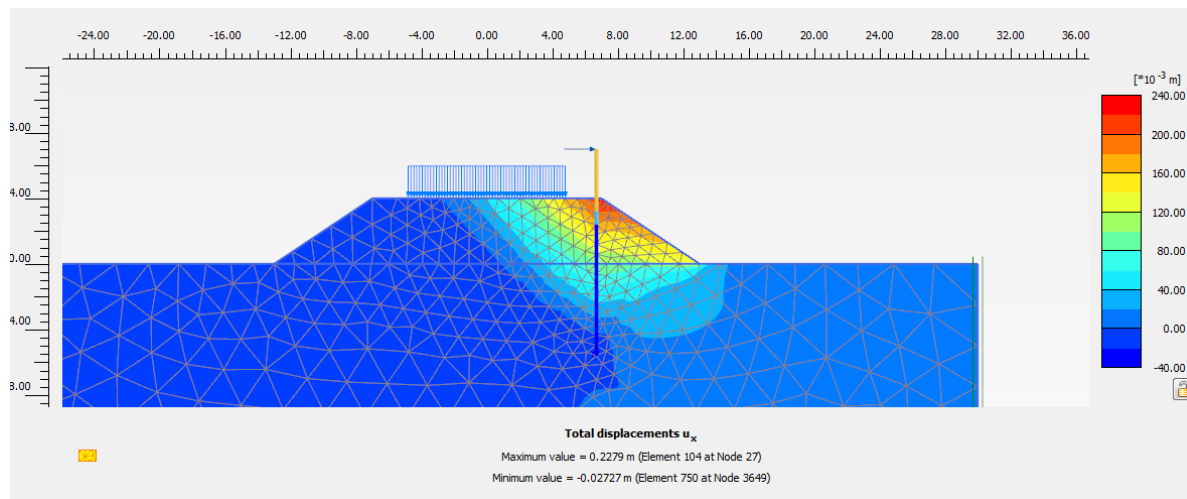


Figura 3 Sezione tipo di recinzione su rilevato di altezza media. Deformazioni

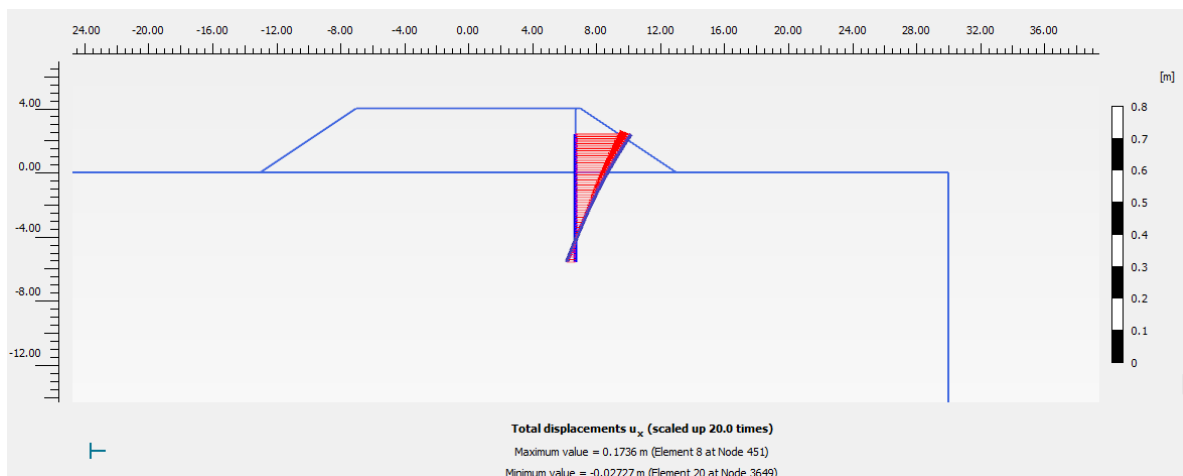


Figura 4 Sezione tipo di recinzione su rilevato di altezza media. Spostamenti palo

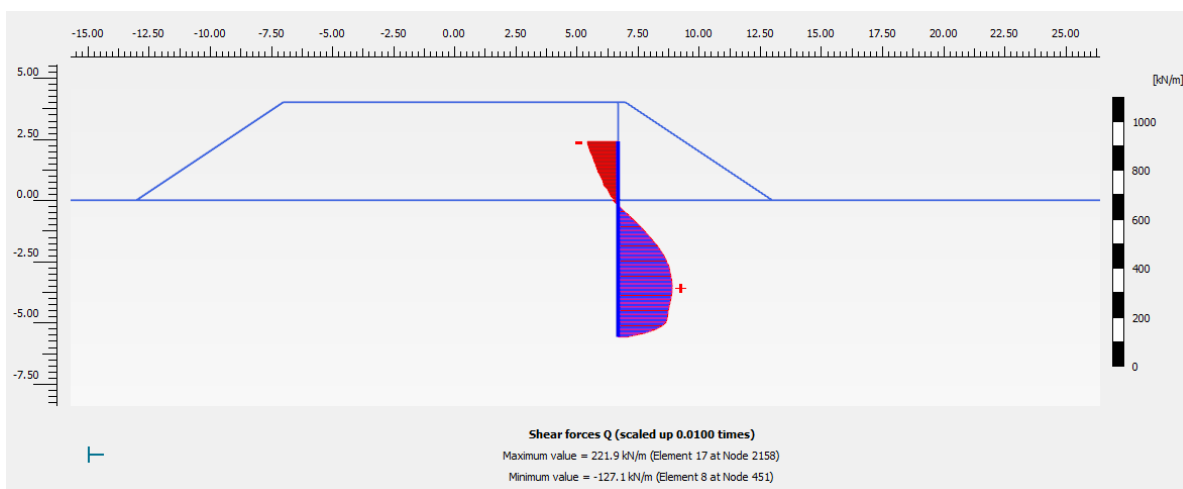


Figura 5 Sezione tipo di recinzione su rilevato di altezza media. Tagli palo

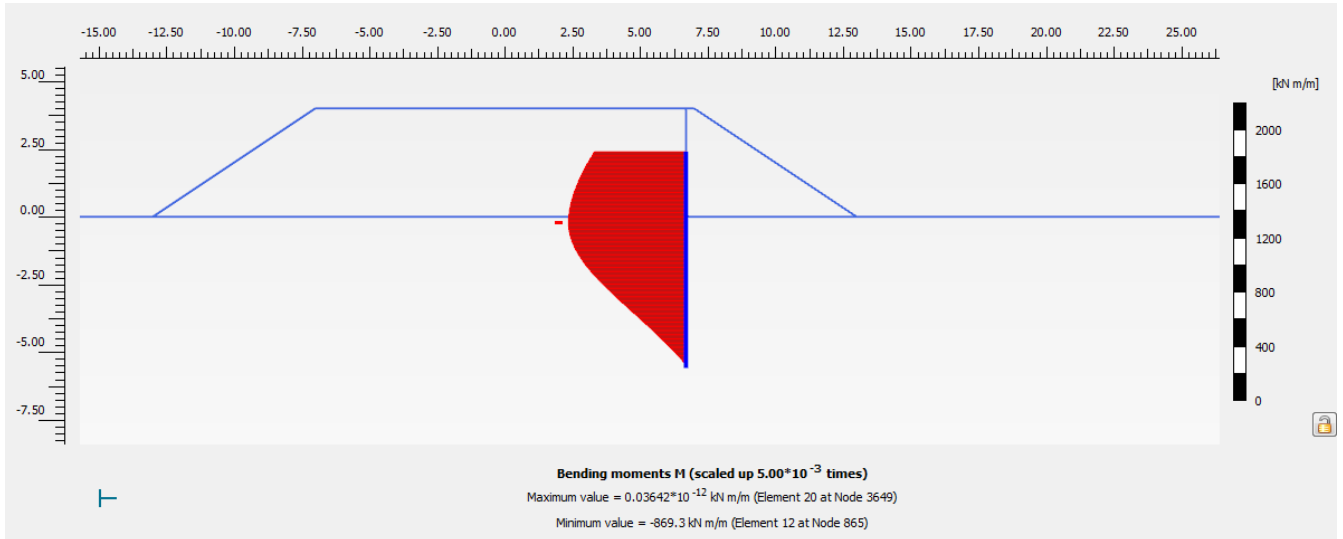


Figura 6 Sezione tipo di recinzione su rilevato di altezza media. Momenti Flettenti palo

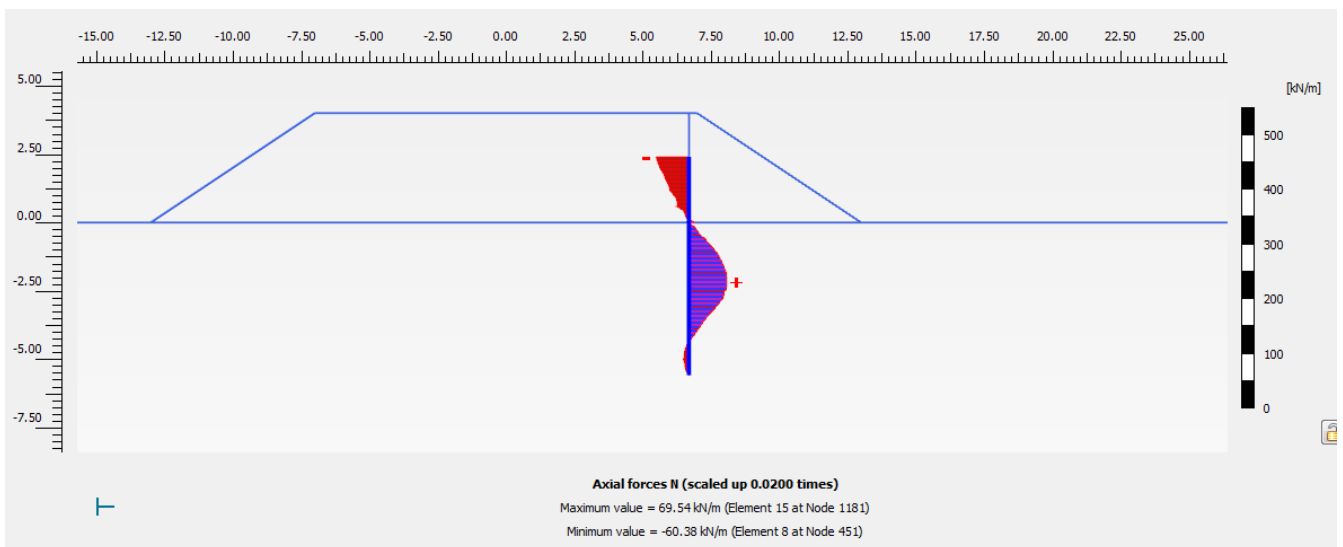


Figura 7 Sezione tipo di recinzione su rilevato di altezza media. Sforzi Normali palo

Di seguito si riportano le verifiche geotecniche e strutturali di tali elementi.

In particolare per le verifiche geotecniche si fa riferimento al metodo di Broms che consiste nel determinare la posizione del centro di rotazione del palo inteso come corpo rigido (ipotesi di palo corto, medio o lungo). Se il momento flettente lungo il palo supera il momento plastico è necessario individuare la posizione della cerniera plastica che assicura l'equilibrio del palo soggetto al carico P_u e alla reazione del terreno.

Pertanto preliminarmente al calcolo del carico ultimo occorre effettuare la determinazione del momento resistente della sezione per il quale, coerentemente al punto 4.1.4 delle NTC si assumono i seguenti coefficienti parziali di sicurezza:

- Calcestruzzo $\gamma_c = 1.0$
- Acciaio $\gamma_s = 1.0$
- Momento plastico **1751 kNm** ipotizzando un palo D800 armato con 30 ϕ 26

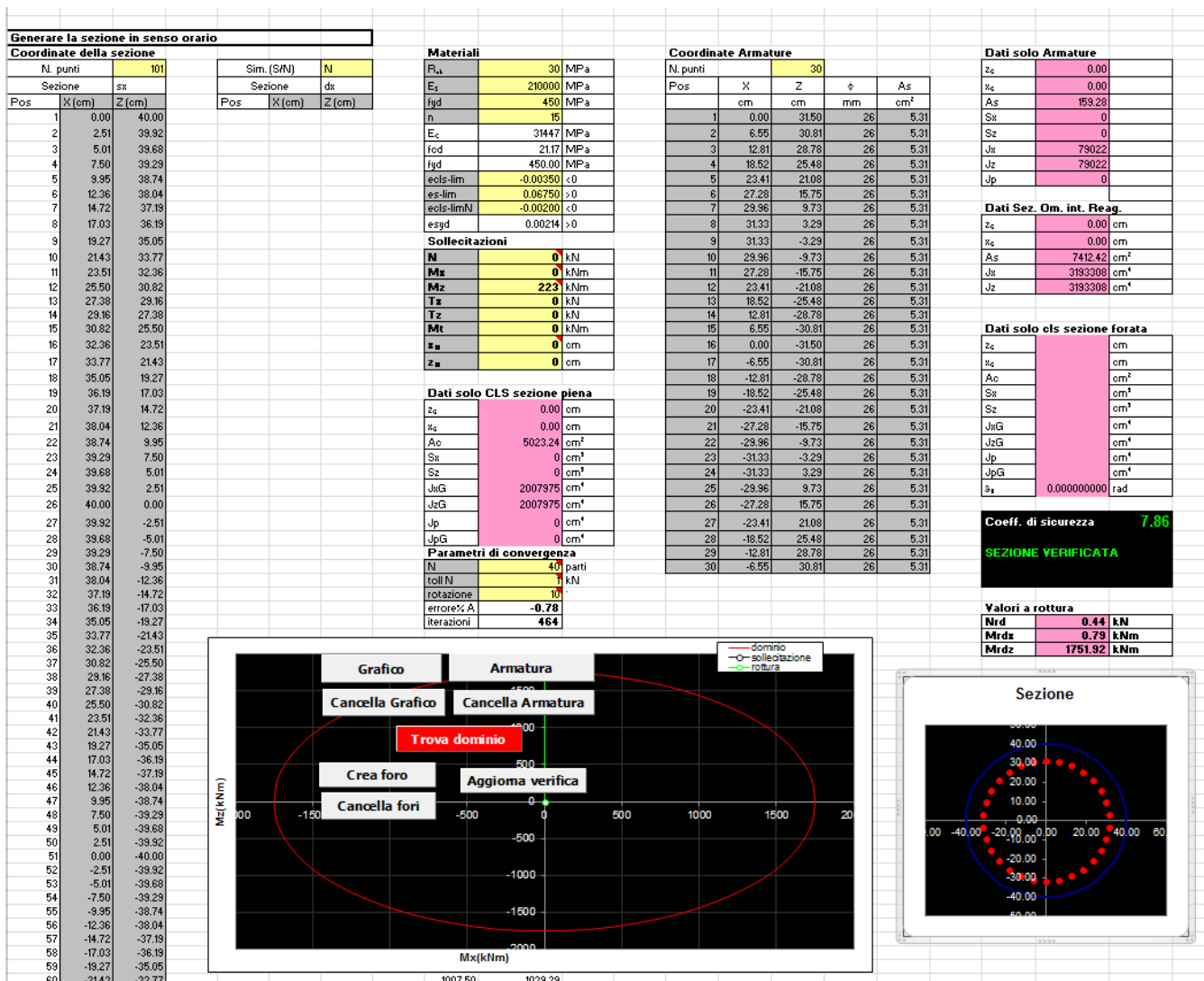


Figura 8 Momento plastico palo D800 armato con 30 ϕ 26

Pertanto considerando la teoria dei pali liberi di ruotare in testa abbiamo una verifica con un coefficiente di sicurezza pari a $FS = 1.9 > 1.0$.

VERIFICATO

CARICO ORIZZONTALE					
TERRENI INCOERENTI					
Pali liberi di ruotare in testa					
Costante					
GEOMETRIA PALO:					
Diametro palo	D	800 mm			
Peso specifico	γ	25.0 kN/m ³			
Momento plasticizzazione palo	M _p	1751 kNm	Parametro adimensionale	75.0	
Lunghezza palo	L	8.0 m			
DATI TERRENO:					
Peso specifico	γ	19.0 kN/m ³			
Coesione	c'	0.01 MPa			
Angolo d'attrito	ϕ'	30°			
Coefficiente di spinta passiva	K _p	3.00			
SOLLECITAZIONE:					
Hmax	H _{max}	150 kN			
Eccentricità rispetto al PC	e	4.00 m			
MECCANISMO DI ROTTURA TIPO PALO CORTO					
Azione massima orizzontale	H _R	973 kN	Parametro adimensionale	33.3	
MECCANISMO DI ROTTURA TIPO PALO LUNGO					
Azione massima orizzontale	H _R	289 kN	Parametro adimensionale	9.9	
Massimo momento flettente	M _{max}	6335 kNm	Parametro adimensionale	271.4	
MECCANISMO DI ROTTURA EFFETTIVO: TIPO PALO LUNGO					
	H _R	289 kN			
Lunghezza minima per considerare un meccanismo di rottura tipo palo lungo					
				4.75 m	
Coefficiente di sicurezza FS					
		1.9	Attenzione < 2.5		

Figura 9 Verifica geotecnica palo secondo teoria di Broms

Verifica (con coefficiente unitario) che era implicitamente soddisfatta anche dal fatto che il programma PLAXIS aveva trovato una soluzione convergente.

Strutturalmente si ha la seguente verifica con $N_{max} = -140$ kN di trazione e $M_{max} = 1566$ kNm

Coefficiente di sicurezza con $30\phi 26$ FS = 1.11 > 1.0

VERIFICATO.

Per il taglio abbiamo $T_{max} = 400$ kN, con staffe $\phi 12/20$ cm per tutta la lunghezza del palo

Coefficiente di sicurezza con una inclinazione delle bielle di 28° FS = 1.05 > 1.0

VERIFICATO.

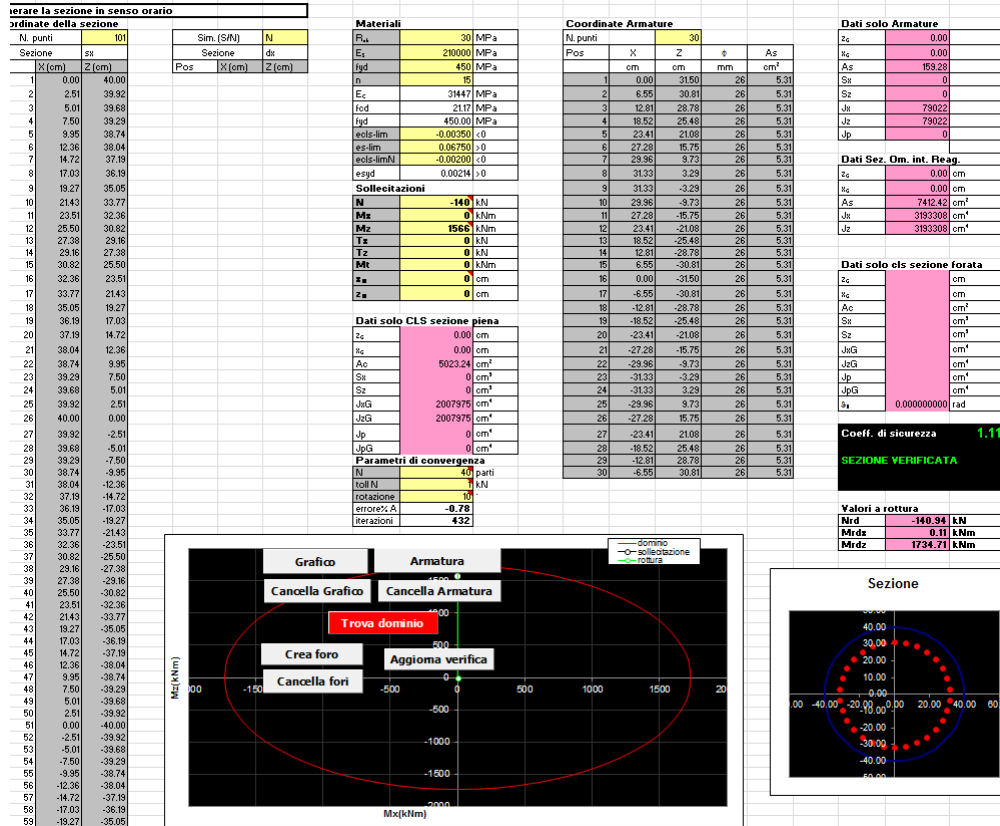


Figura 10 Verifica strutturale a tenso-flessione della sezione del palo

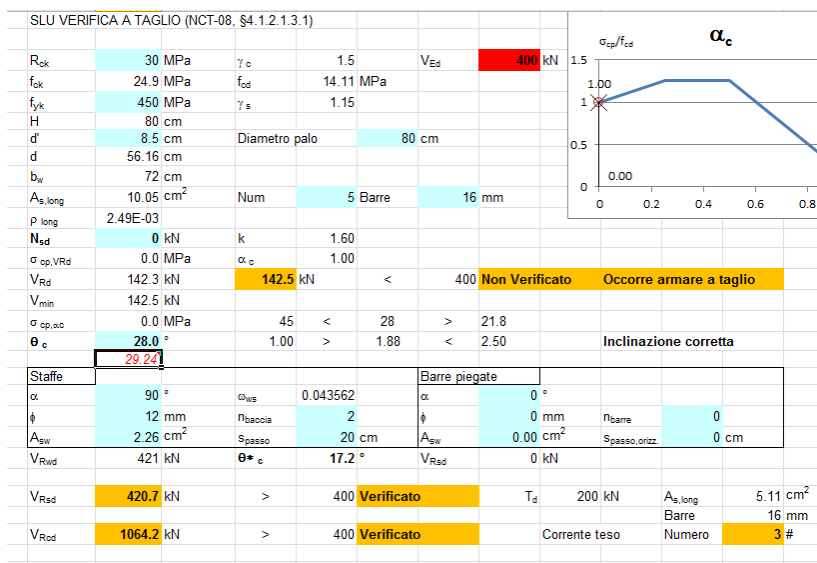


Figura 11 Verifica strutturale a taglio della sezione del palo

Relativamente al muro in elevazione si può considerare che la sezione più critica sia all'inizio del ringrosso inferiore dove la sezione spessa 50 cm diventa 80 cm. In tale punto si ha una distanza dall'impatto di 2.75 m e pertanto una diffusione a 45° che realizza una larghezza di 7.5 m.

La forza massima a metro sarà di: $1500/7.5 = 200 \text{ kN/m}$

Con un momento a mensola di $200 * 2.75 = 550 \text{ kNm}$

Coefficiente di sicurezza a flessione $\phi 26/150 \text{ FS} = 1.09 > 1.0$

VERIFICATO.

Relativamente al taglio si ipotizzano spille $\phi 12$ con maglia 300x300

Coefficiente di sicurezza a taglio $\phi 12/300 \text{ FS} = 1.50 > 1.0$

VERIFICATO.

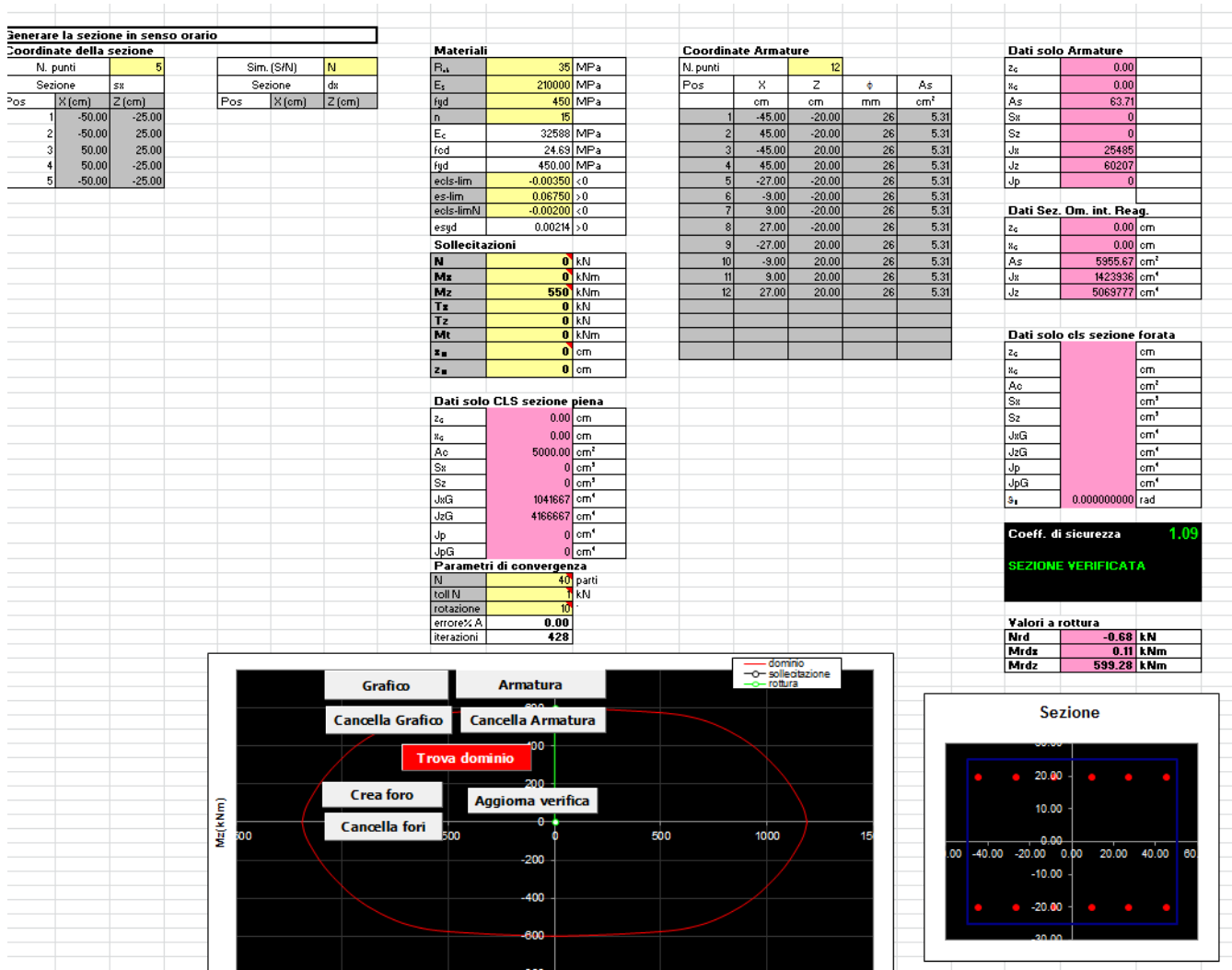


Figura 12 Verifica strutturale a flessione della sezione muro

SLU VERIFICA A TAGLIO (NCI-08, §4.1.2.1.3.1)									
R_{ck}	35 MPa	γ_c	1.5	V_{Ed}	200 kN				
f_{ck}	29.05 MPa	f_{od}	16.46 MPa						
f_{yk}	450 MPa	γ_s	1.15						
H	50 cm								
d'	6 cm								
d	44 cm								
b_w	100 cm								
$A_{s, long}$	10.05 cm ²	Num	5 Barre	16 mm					
P long	2.28E-03								
N_{sd}	0 kN	k	1.67						
$\sigma_{cp, VRd}$	0.0 MPa	α_c	1.00						
V_{Rd}	166.1 kN	179.8 kN	<	200	Non Verificato	Occorre armare a taglio			
V_{min}	179.8 kN								
$\sigma_{cp, ac}$	0.0 MPa	45	<	30	>	21.8			
θ_c	30.0 °	1.00	>	1.73	<	2.50	Inclinazione corretta		
	41.24 °								
Staffe					Barre piegate				
α	90 °	ω_{ws}	0.026884	α	0 °				
ϕ	12 mm	n_{baccia}	3	ϕ	0 mm	n_{barre}	0		
A_{sw}	3.39 cm ²	Spasso	30 cm	A_{sw}	0.00 cm ²	Spasso, orizz.	0 cm		
V_{Rwd}	304 kN	$\theta^* c$	13.4 °	V_{Rsd}	0 kN				
V_{Rsd}	303.5 kN	>	200	Verificato	T_d	100 kN	$A_{s, long}$	2.56 cm ²	
							Barre	16 mm	
V_{Rtd}	1411.4 kN	>	200	Verificato	Corrente teso	Numero	1 #		

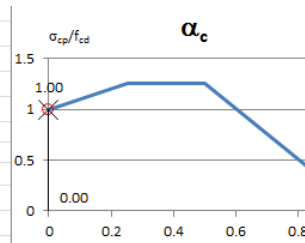


Figura 13 Verifica strutturale a taglio della sezione muro