



Coordinamento Territoriale Nord Est

Area Compartimentale Veneto

Via E. Millosevich, 49 - 30173 Venezia Mestre T [+39] 041 2911411 - F [+39] 041 5317321
Pec anas.veneto@postacert.stradeanas.it - www.stradeanas.it

Anas S.p.A. - Società con Socio Unico

Sede Legale

Via Monzambano, 10 - 00185 Roma T [+39] 06 44461 - F [+39] 06 4456224

Pec anas@postacert.stradeanas.it

Cap. Soc. Euro 2.269.892.000,00 Iscr. R.E.A. 1024951 P.IVA 02133681003 - C.F. 80208450587



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

Piano straordinario per l'accessibilità a Cortina 2021

cortina 2021

Attraversamento dell'abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE ANAS S.p.A.

Coordinamento Territoriale Nord Est - Area Compartimentale Veneto

IL PROGETTISTA:

Ing. Pietro Leonardo CARLUCCI

IL GEOLOGO:

Geol. Emanuela AMICI

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Dott. Marco FORMENTELLO

Arch. Lisa ZANNONER

ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:



Ing. Geol. Massimo Pietrantoni
Ordine Ingegneri Roma n. A-36713
Ordine Geologi Lazio A.P. n. 738

visto: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Gabriella MANGINELLI

PROTOCOLLO:

DATA:

N. ELABORATO:

OPERE D'ARTE MAGGIORI GALLERIE ARTIFICIALI Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

MSVE14

D

1718

NOME FILE

TOOGA00STRRE01_A

REVISIONE

SCALA:

CODICE
ELAB.

T00GA00STRRE01

A

—

D

C

B

A

EMISSIONE

SETTEMBRE 2017

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Piano straordinario “Cortina 2021”
SS51 “di Alemagna” - Variante all’abitato di San Vito di Cadore

PROGETTO DEFINITIVO

OPERE D’ARTE MAGGIORI

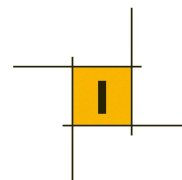
Gallerie artificiali

pk. 487.00 - 870.00 - 960.00 - 1+770.00

Relazione Tecnica e di calcolo

INDICE

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2	INTRODUZIONE	2
2.1	Descrizione delle opere.....	2
3	MATERIALI	6
3.1	Caratteristiche dei materiali impiegati.....	6
3.2	Resistenza dei materiali impiegati	6
4	ANALISI DEI CARICHI.....	7
4.1	Peso proprio della struttura.....	7
4.2	Azione del terreno	7
5	MODELLO DI CALCOLO DELLA STRUTTURA	9
6	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	11
6.1	Peso proprio	11
6.2	Carico verticale del terreno di ricoprimento	12
6.3	Spinta orizzontale del terreno.....	13
6.4	Sovraspinta sismica	14
7	COMBINAZIONI DI CARICO.....	15
8	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA GALLERIA	16
8.1	Sollecitazioni di verifica	16
8.2	Verifiche strutturali	19
9	MODELLAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE	25
9.1	Modello geotecnico	25
9.2	Criteri di calcolo delle fondazioni.....	25
9.1	Criteri di calcolo allo Stato Limite e in condizioni sismiche.....	27
9.1	Risultati delle verifiche	29
9.2	Tabulati verifiche geotecniche della fondazione	30

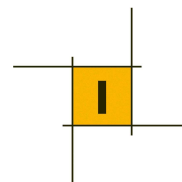


1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche contenute in questa relazione sono state effettuate in conformità alle normative nazionali vigenti, in particolare alle Nuove Norme Tecniche delle costruzioni di cui al DM 14.01.2008 ed alla circolare n.617 del 02.02.2009 contenente le istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni.

Inoltre in mancanza di specifiche indicazioni delle predette norme e per quanto con esse non in contrasto, sono stati utilizzati documenti di riferimento di comprovata validità, quali gli Eurocodici (comprese le eventuali appendici nazionali) le istruzioni ed i documenti tecnici del consiglio nazionale delle ricerche (CNR).

- [1]. Legge 5 Novembre 1971, n. 1086. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale precompresso ed a struttura metallica".
- [2]. Decreto ministeriale 14 Gennaio 2008. "Norme tecniche per le costruzioni".
- [3]. Circolare Ministeriale LL.PP. n. 617, 2 febbraio 2009. "Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008."



2 INTRODUZIONE

2.1 Descrizione delle opere

Il progetto prevede la realizzazione di 4 gallerie artificiali sulla viabilità principale, rispettivamente la :

- GA01 alla progressiva pk. 487 di lunghezza 183m;
- GA02 alla progressiva pk. 870 di lunghezza 90m ;
- GA03 alla progressiva pk. 1+450 di lunghezza 65m;
- GA04 alla progressiva pk. 1+770 di lunghezza 170m.

Le opere presentano la medesima configurazione strutturale realizzata in calcestruzzo armato in cui il muro lato monte ha spessore 1.0 m, mentre la parete lato valle è costituita da un colonnato di diametro 0.9 m ed interasse 3 m (eccezion fatta per la GA03 che risulta priva della parete sfinestrata).

La soletta superiore ha spessore 0.9 m e quella inferiore 1.0 m, le dimensioni lorde della sezione trasversale sono 11.9m con altezze variabili da 8.0 (GA01-04) a 8.50m (GA02-03) 8.9m.

Le gallerie ospitano un piattaforma stradale tipo extraurbano C2 lasciando un franco stradale di almeno 5.0 m ed una larghezza netta di 9.5m.

La galleria GA01 ha la particolarità che nel tratto iniziale (per 25m dei 183 m totali) presenta una sezione completamente scatolare, in quanto è sopra-attraversata da una strada della viabilità secondaria, di conseguenza per motivi di ordine statico la soletta superiore presenta uno spessore di 120 cm contro i 90 cm della parte restante sfinestrata.

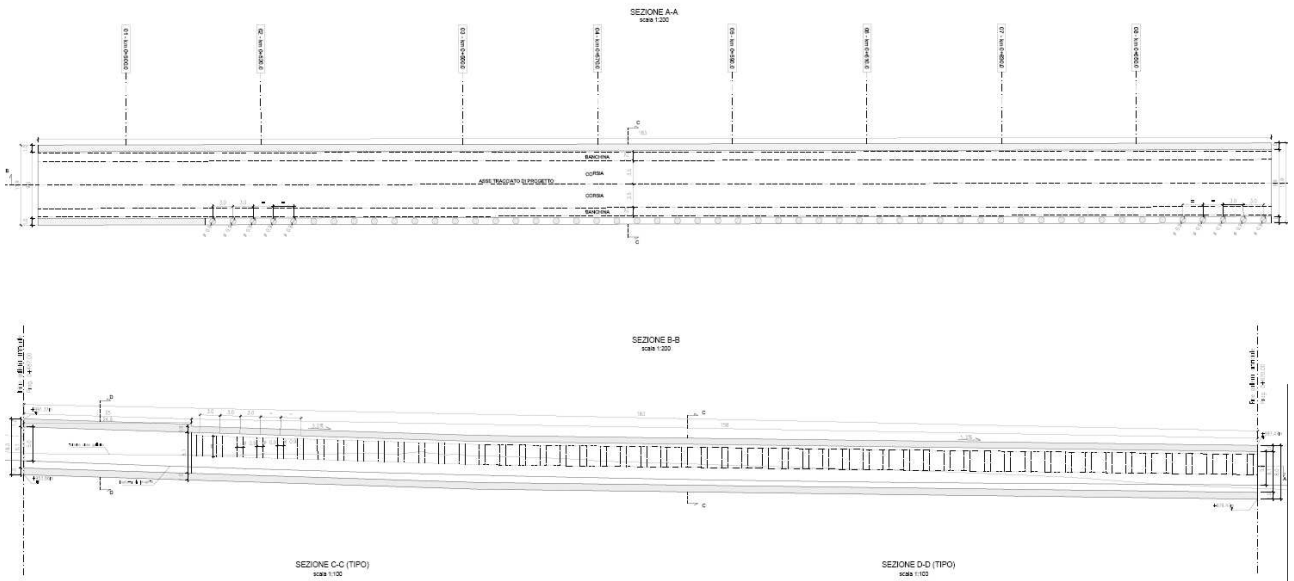
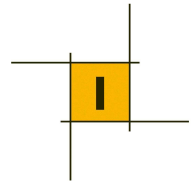


Figura 1: Pianta e prospetto galleria GA01

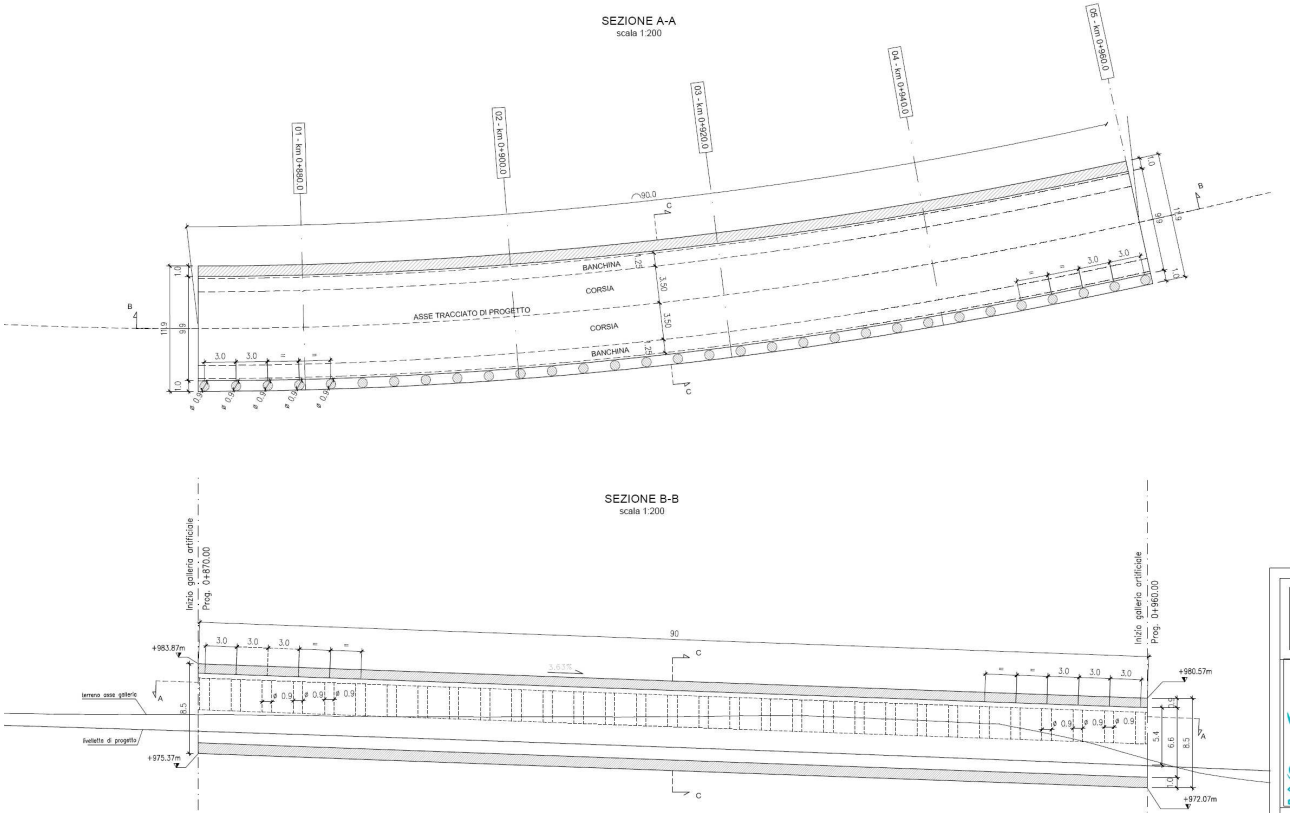


Figura 2: Pianta e prospetto galleria GA02

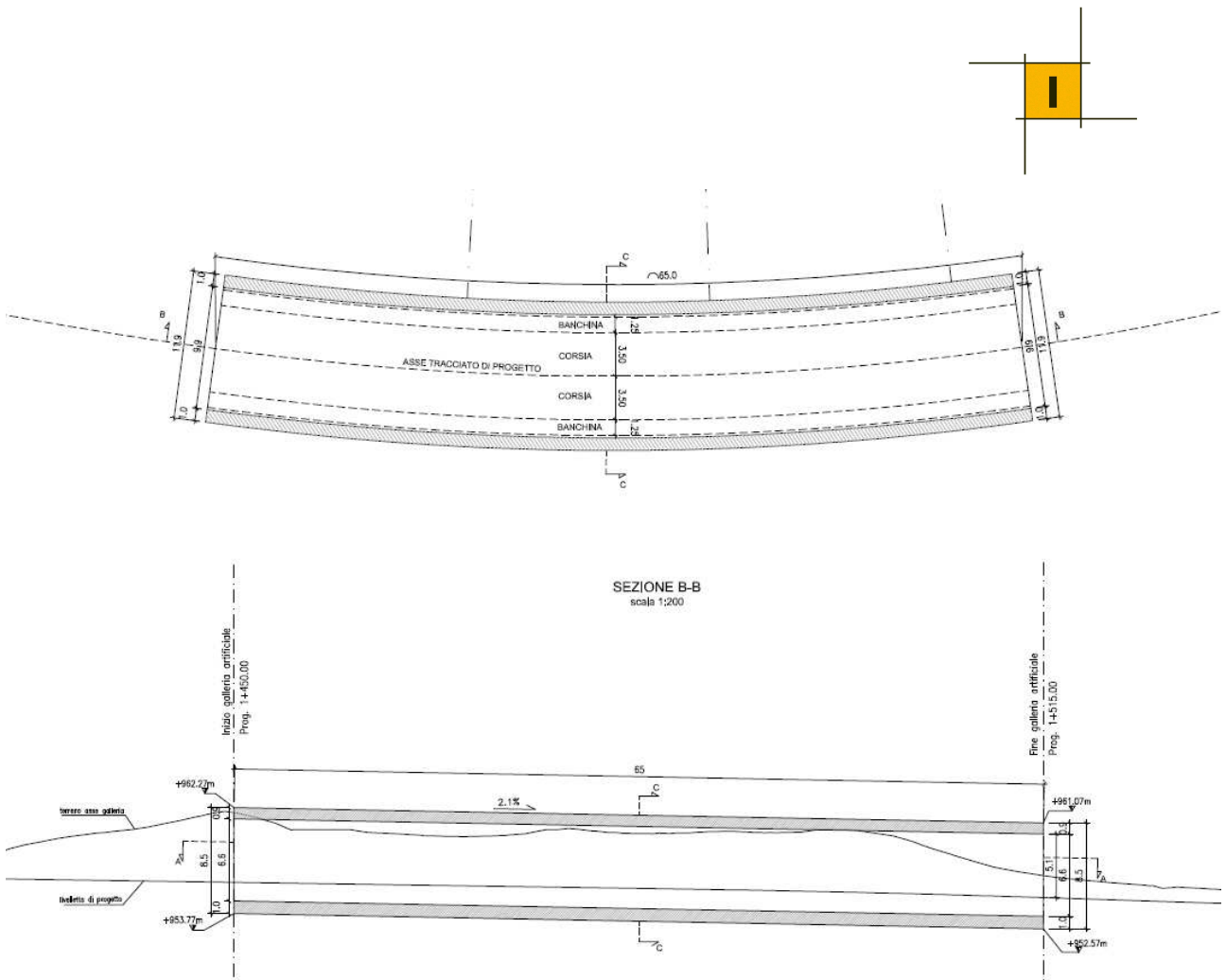


Figura 3: Pianta e prospetto galleria GA03

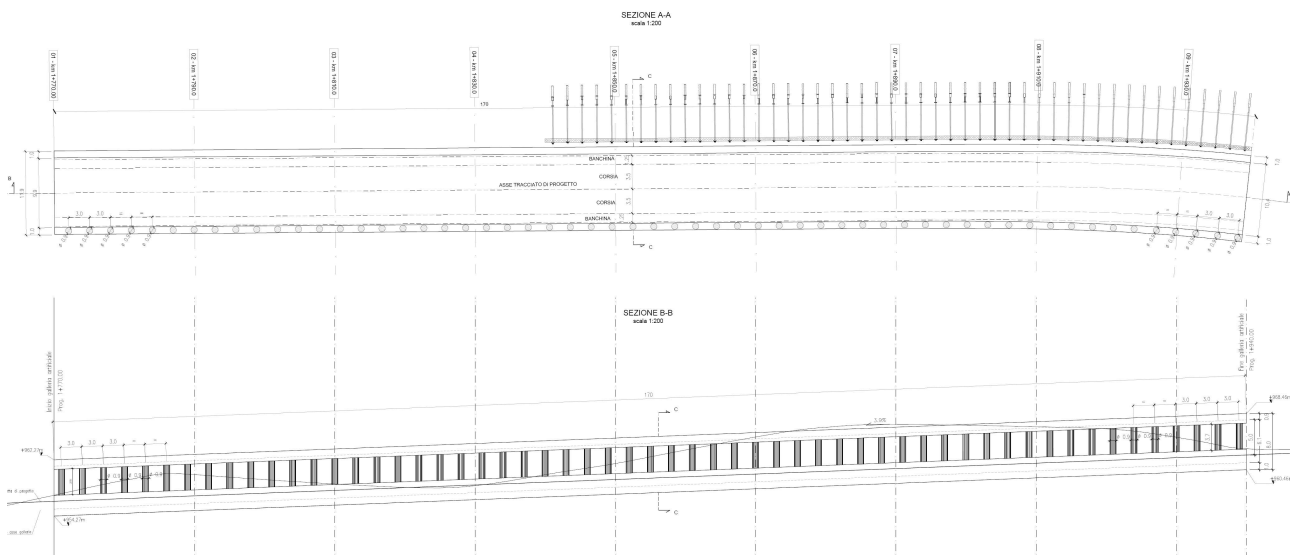
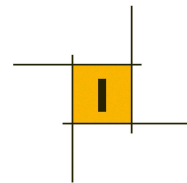


Figura 4: Pianta e prospetto galleria GA04



SEZIONE C-C (TIPO)

scala 1:100

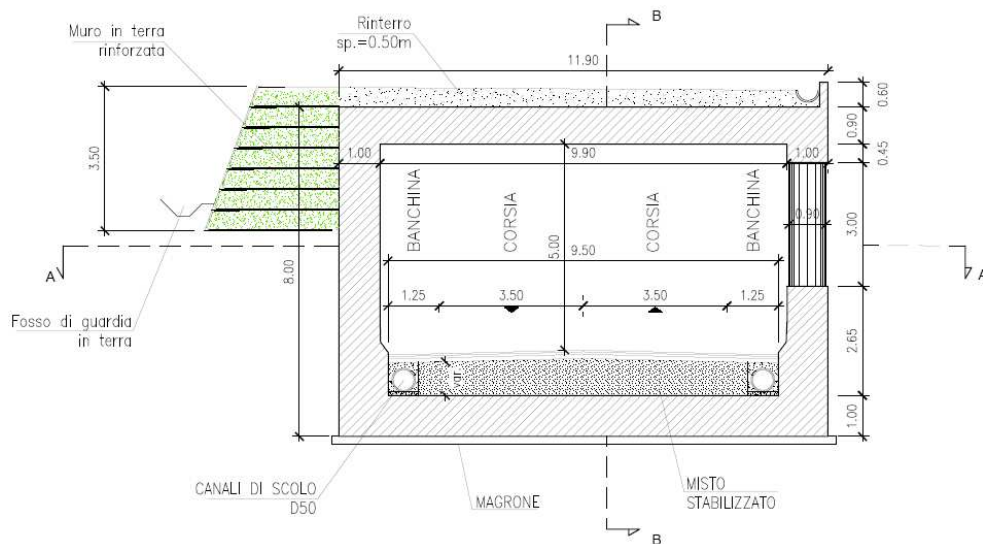


Figura 5: sezione trasversale tipo galleria sfinestrata da 8m

SEZIONE C-C (TIPO)

scala 1:100

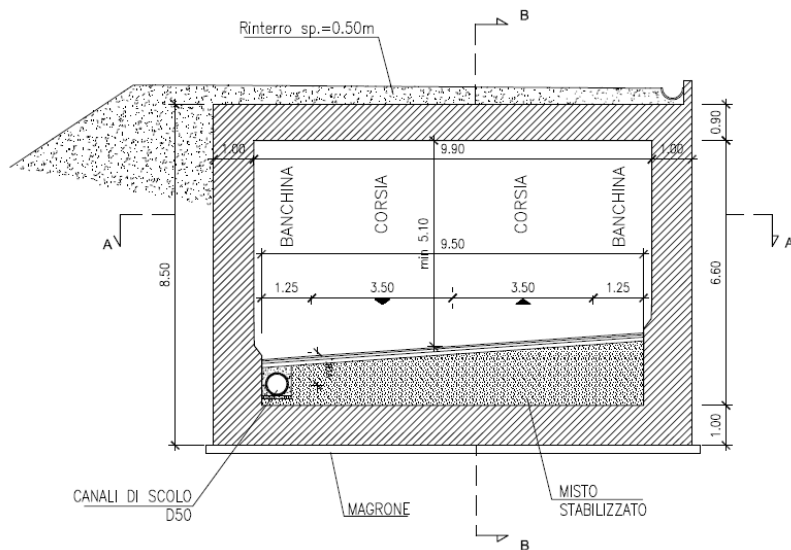
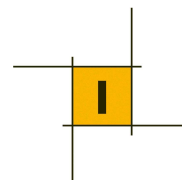


Figura 6: sezione trasversale galleria scatolare GA03 da 8.5m



3 MATERIALI

3.1 Caratteristiche dei materiali impiegati

Calcestruzzo per muri piedritti e pilastri

classe di resistenza C32/40 ($R_{ck} = 40$ MPa)

classe di esposizione XF2

Calcestruzzo per soletta superiore

classe di resistenza C35/45 ($R_{ck} = 45$ MPa)

classe di esposizione XF4

Acciaio armatura ordinaria

Barre ad aderenza migliorata tipo B450 C (controllato in stabilimento)

3.2 Resistenza dei materiali impiegati

Calcestruzzo

	C32/40	C35/45	
$f_{ck} \geq$	32	35	[MPa]
$R_{ck} \geq$	40	45	[MPa]
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	40	43	[MPa]
$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3}$	33346	34077	[MPa]
$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	2.95	3.13	[MPa]
$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm}$	2.07	2.19	[MPa]
$\gamma_c = 1.5$			[]
$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_c$	18.1	19.8	[MPa]
$f_{ctd} \geq f_{ctk} / \gamma_c$	1.38	1.46	[MPa]

Acciaio armatura ordinaria

$f_{tk} \geq 540$ MPa

tensione caratteristica di rottura

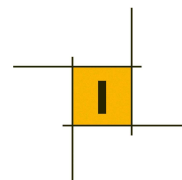
$f_{yk} \geq 450$ MPa

tensione caratteristica di snervamento

$\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_s = 450 \text{ MPa} / 1.15 = 391$ MPa

tensione di calcolo di snervamento



4 ANALISI DEI CARICHI

Come meglio specificato nel capitolo dedicato alla modellazione di calcolo, i carichi sono riferiti ad una porzione di galleria profonda 3m.

4.1 Peso proprio della struttura

Il peso specifico del calcestruzzo è $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$, il peso proprio viene calcolato in automatico dal programma di calcolo utilizzato, in base alle sezioni definite.

4.2 Azione del terreno

4.2.1 Carico verticale

spessore medio terreno sovrastante	γ terreno	B	q terreno superiore
[m]	[kN/m ³]	[m]	[kN/m]
1.0	20	3.0	60

4.2.2 Spinta orizzontale del terreno agente sul muro

Fase statica

Considerata la tipologia di opera la spinta orizzontale del terreno viene valutata in regime di spinta attiva (Coulomb):

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi')}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \epsilon)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \epsilon)}} \right]^2}$$

Nel caso in esame tale coefficiente vale:

$$K_a = 0.2444$$

La risultante della spinta è posta ad 1/3 dal basso rispetto all'altezza totale H.

Si calcola la seguente spinta del terreno sul muro laterale, con andamento trapezoidale:

spinta terreno superiore	spinta terreno inferiore
kN/m	kN/m
15	123

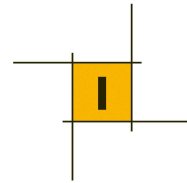
Fase sismica

Viene applicato il criterio di Mononobe-Okabe, che prevede un incremento della spinta valutato come differenza tra la spinta in fase sismica e quella in fase statica. Il punto di applicazione dell'incremento di forza è posto ad 1/2 dell'altezza totale di spinta H.

La spinta di Mononobe-Okabe (statica + sismica) è valutata attraverso la relazione:

$$S_{AE} = 0.5 \cdot \gamma_{\text{terr}} \cdot K_{AE} \cdot (1 \pm k_v) \cdot H^2$$

In cui:



K_{AE}	coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe
$k_v = \pm 0.5 * k_h$	coefficiente sismico verticale
k_h	coefficiente sismico orizzontale
H	altezza totale di spinta

Secondo il D.M. 2008, i valori di k_h e k_v , il coefficiente sismico orizzontale può essere calcolato come segue:

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g$$

Si adotta	β_m	= 0.24	(§7.11.6.2.1 del D.M. 2008)
	a_{max} / g	= 0.167	

Risulta dunque:

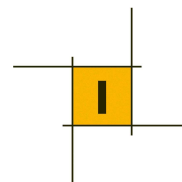
k_h	= 0.0481
k_v	= ± 0.0240

Il coefficiente di spinta in fase sismica vale:

K_{AE+}	= 0.3367
K_{AE-}	= 0.3383

Da cui risulta la seguente sovraspinta sismica del terreno sul muro laterale:

$q_{sovraspinta_sismica}$	= 8 kN/m
----------------------------	----------



5 MODELLO DI CALCOLO DELLA STRUTTURA

Per determinare le sollecitazioni di progetto agenti sugli elementi che compongono l'opera, è stato definito un modello bidimensionale con elementi "frame" impiegando il programma di calcolo Sap2000.

Considerato che il passo del colonnato rappresentante la parete di valle è pari a 3m, è stata modellata una fetta di galleria di profondità 3m.

Le dimensioni delle sezioni degli elementi del modello sono le seguenti:

- parete verticale: 3.0 m x 1.0 m,
- colonna: $D = 0.9$ m
- soletta superiore: 3.0 m x 0.9 m,
- soletta inferiore: 3.0 m x 1.0 m

Per simulare la presenza del terreno di fondazione sono state inserite delle molle con interasse di circa 1 m e di costante elastica 45000 kN/m (modulo di sottofondo 15000KN/m³).

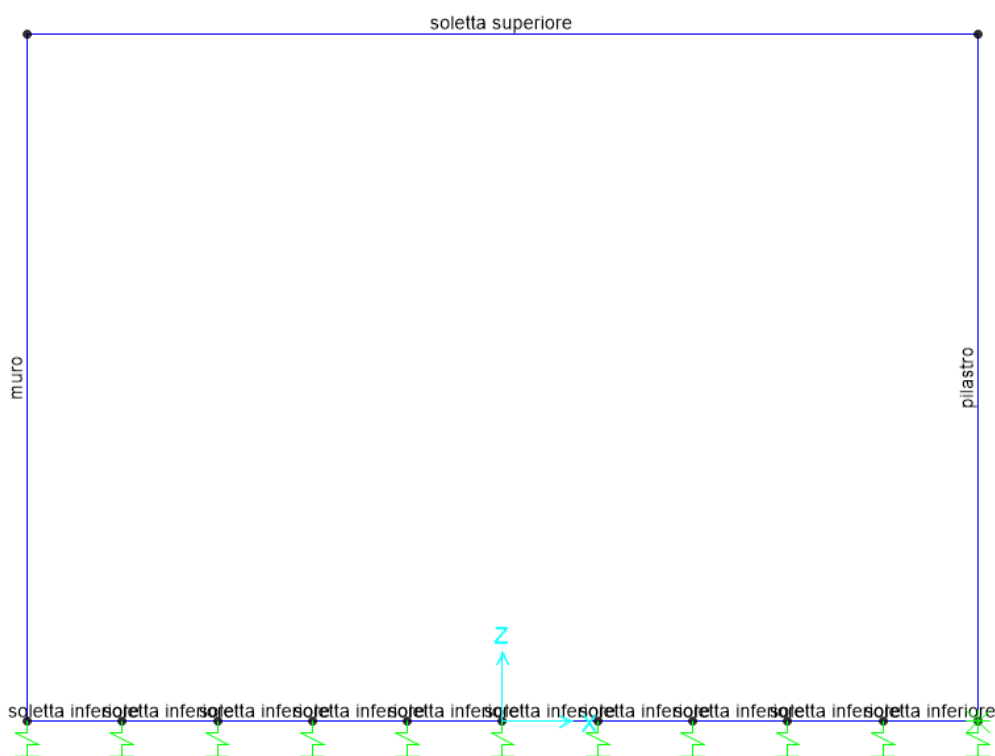


Figura 7: modello bidimensionale della porzione di galleria analizzato su Sap2000

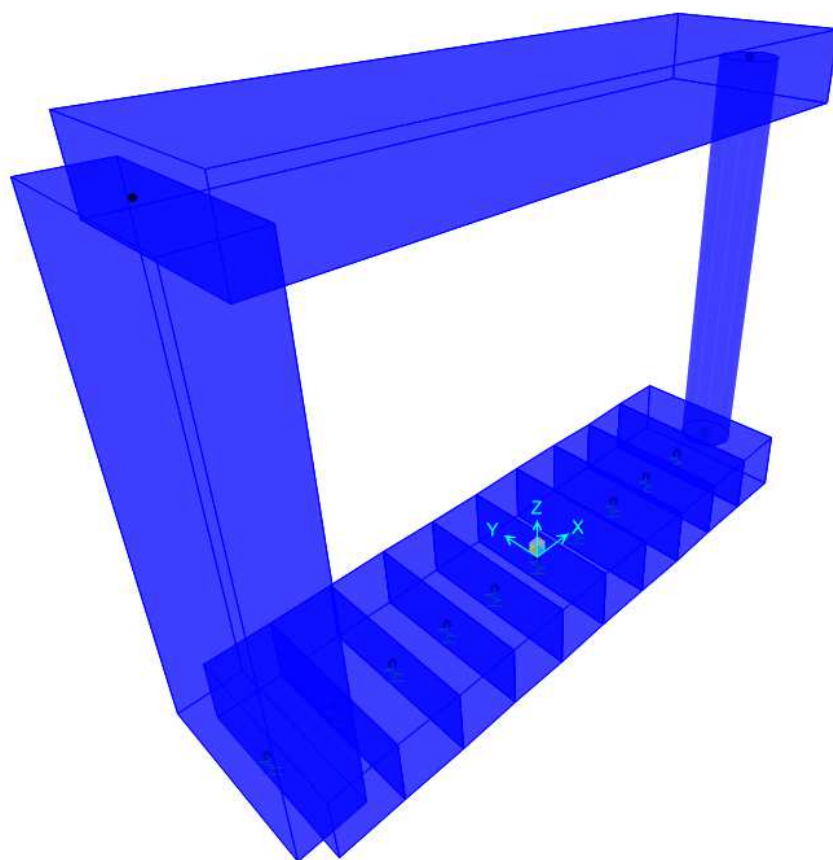
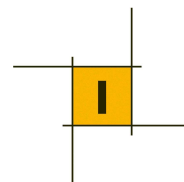
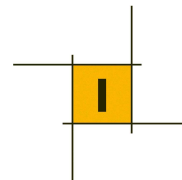


Figura 8: Modello bidimensionale, vista estrusa, della porzione di galleria analizzata su Sap2000



6 SOLLECITAZIONI ELEMENTARI

Nel seguito si riportano le sollecitazioni elementari dovute ai carichi applicati alla struttura.

6.1 *Peso proprio*

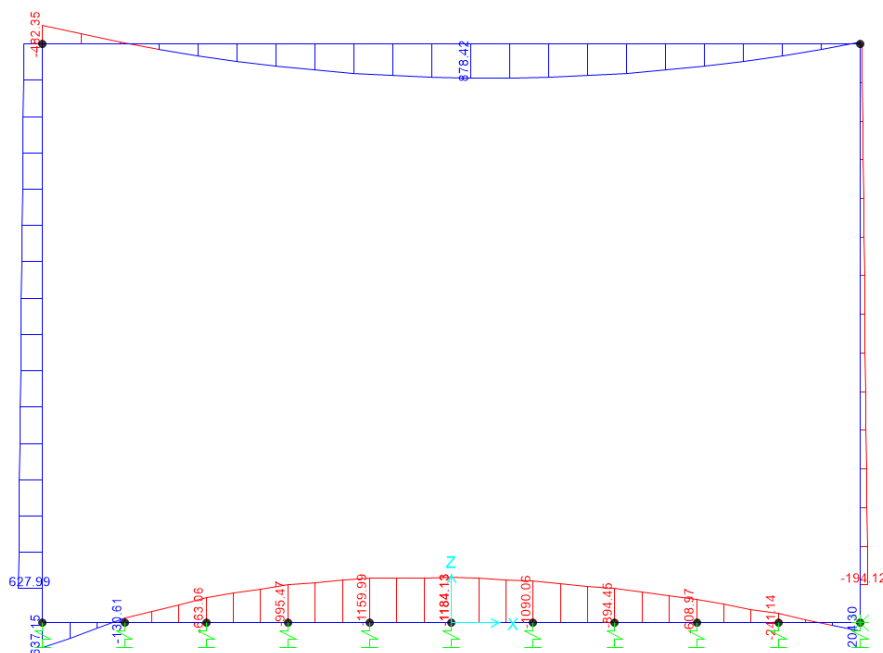


Figura 9: Momento flettente dovuto al peso proprio della struttura

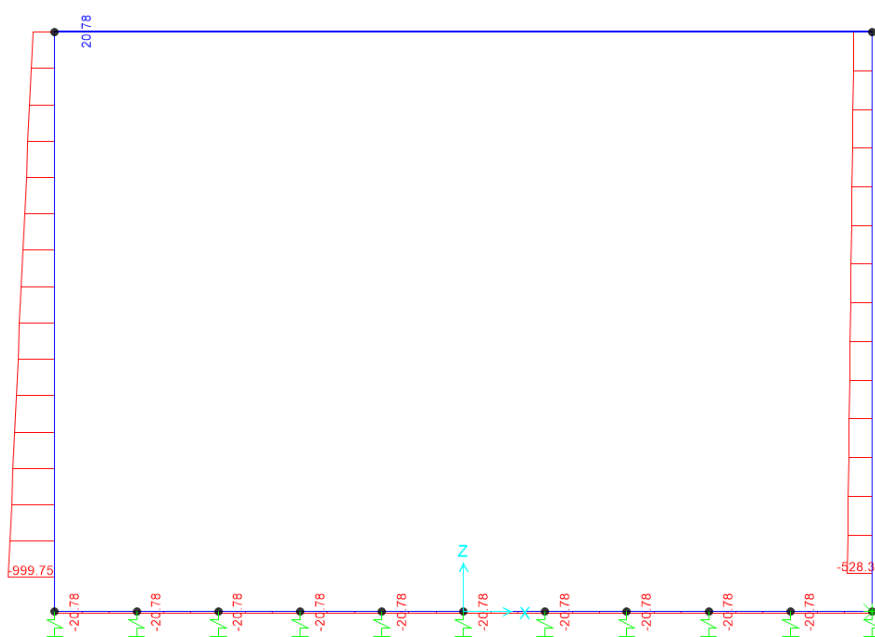
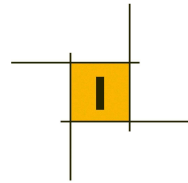


Figura 10: sforzo assiale dovuto al peso proprio della struttura



6.2 Carico verticale del terreno di ricoprimento

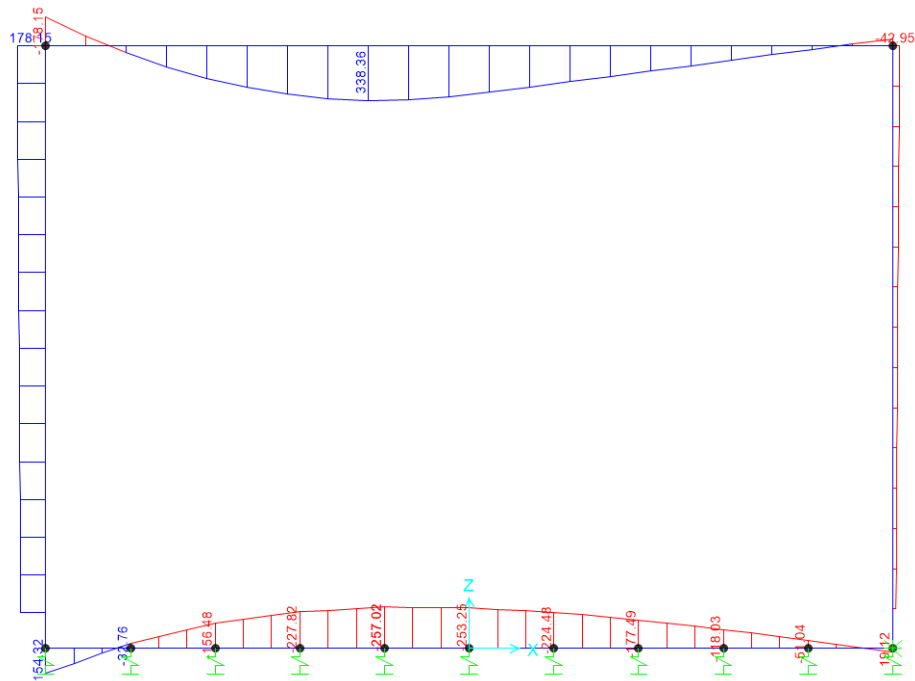


Figura 11: Momento flettente dovuto alla presenza del terreno superiore

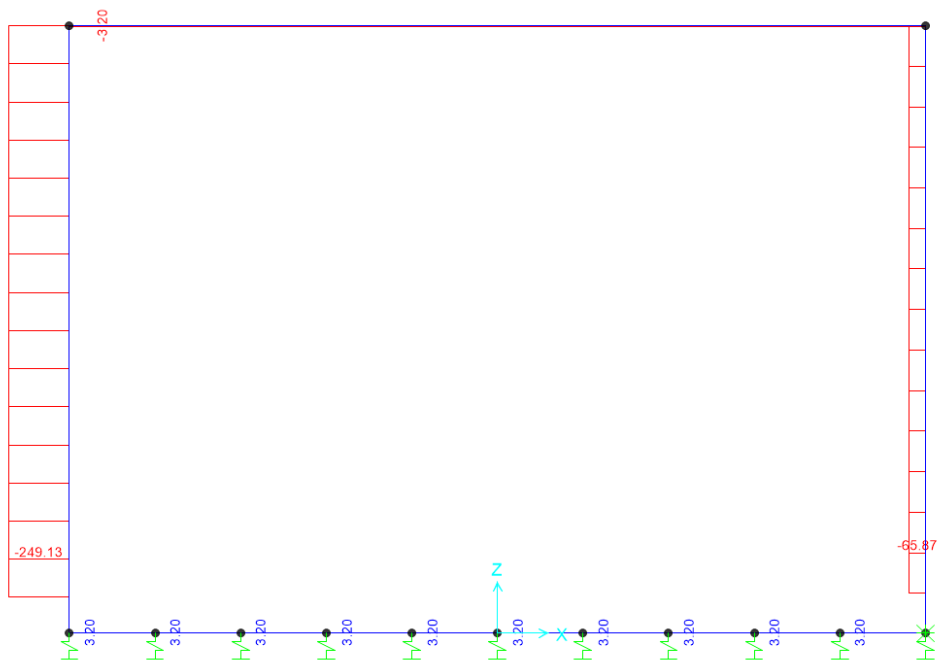
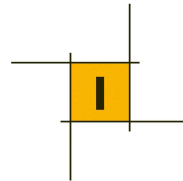


Figura 12: sforzo assiale dovuto alla presenza del terreno superiore



6.3 Spinta orizzontale del terreno

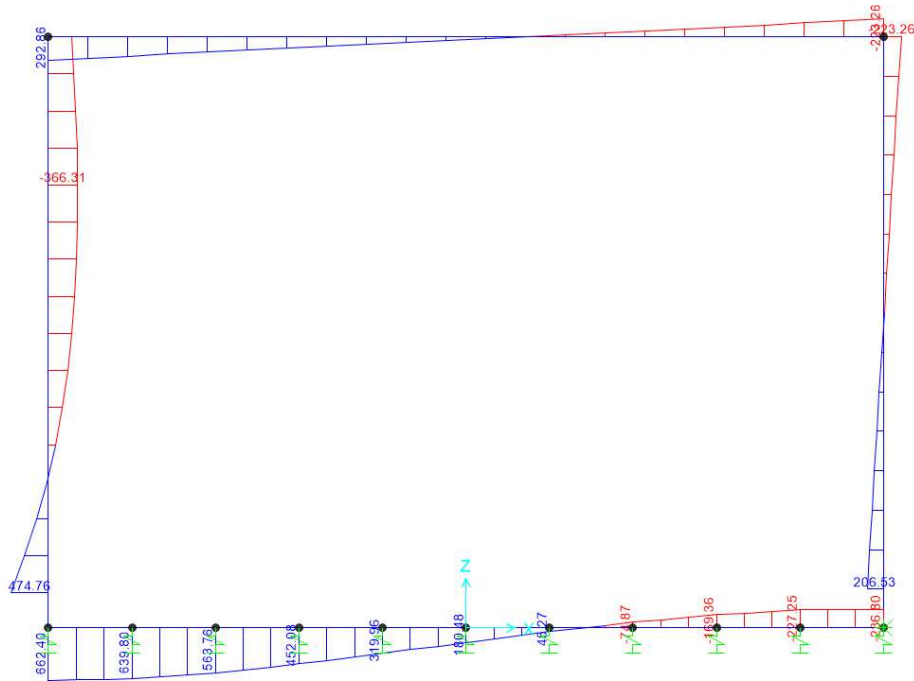


Figura 13: Momento flettente per la spinta orizzontale del terreno

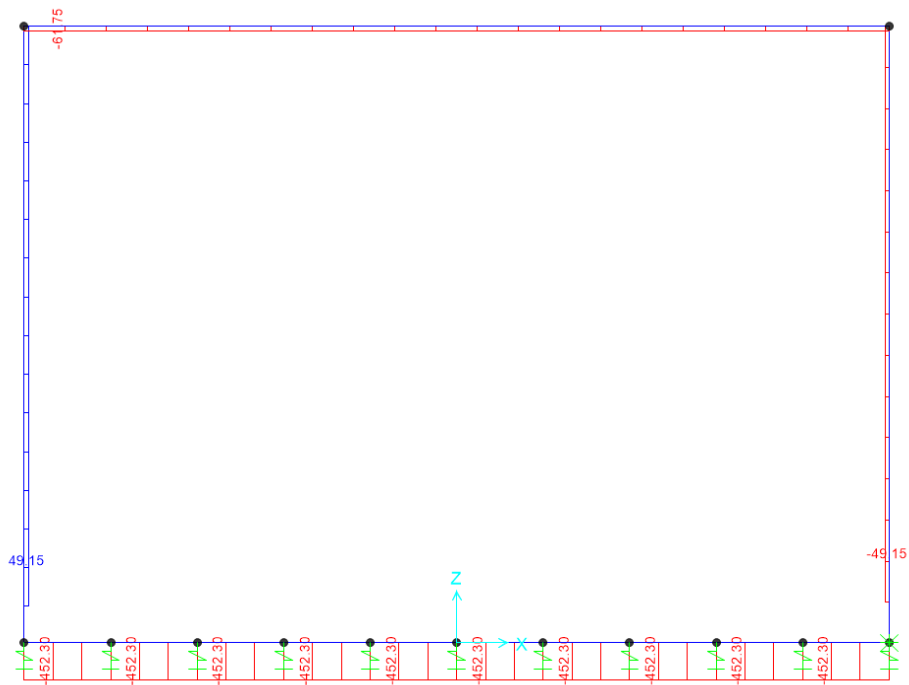
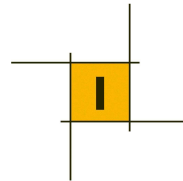


Figura 14: Sforzo assiale per la spinta orizzontale del terreno



6.4 Sovrappinta sismica

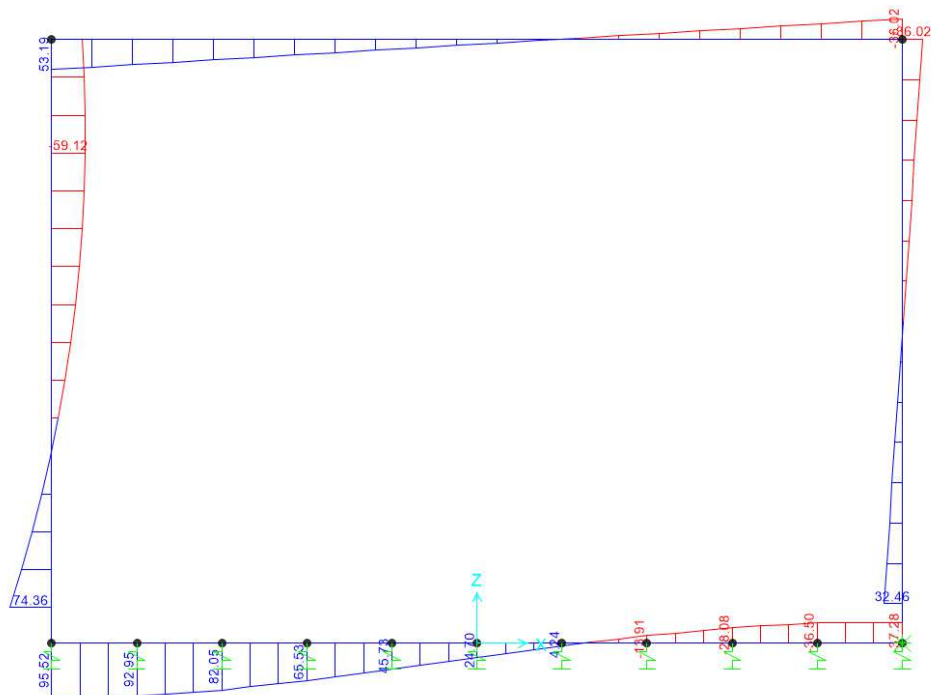


Figura 15: Momento flettente per la sovrappinta sismica

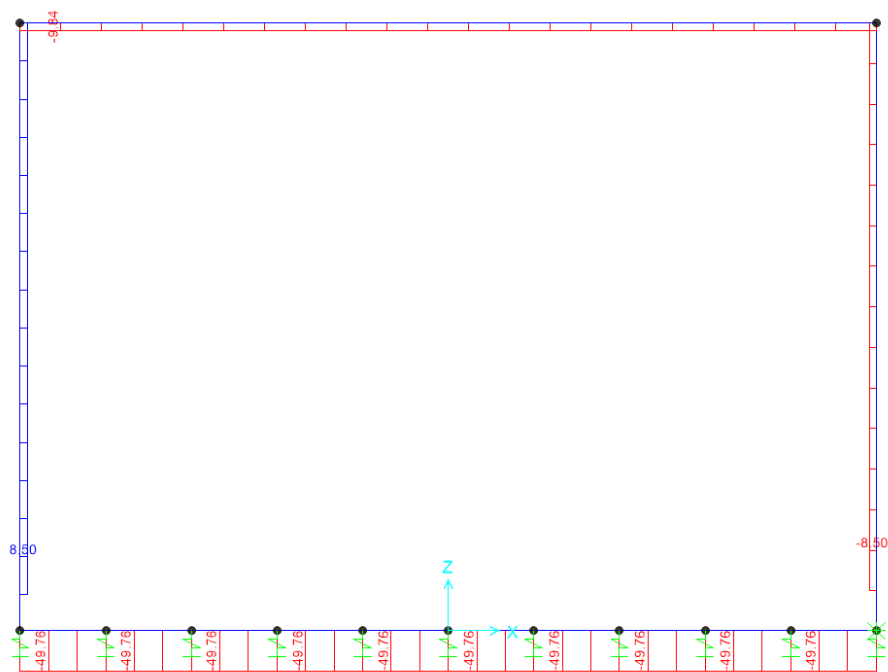
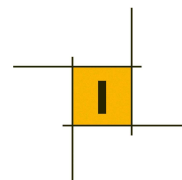


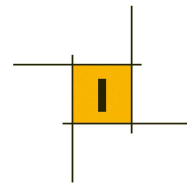
Figura 16: Sforzo assiale per la sovrappinta sismica



7 COMBINAZIONI DI CARICO

Si prendono in considerazione le combinazioni di carico seguenti:

	Peso proprio	q terreno superiore	Spinta orizzontale terreno	Sovrappinta sismica
SLU	1.35	1.35	1.35	0
SLV	1	1	1	1



8 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA GALLERIA

Nel presente capitolo si procede alla verifica strutturale dell'intera opera.

8.1 Sollecitazioni di verifica

L'immagine seguente indica le sezioni di verifica dei vari elementi della struttura.

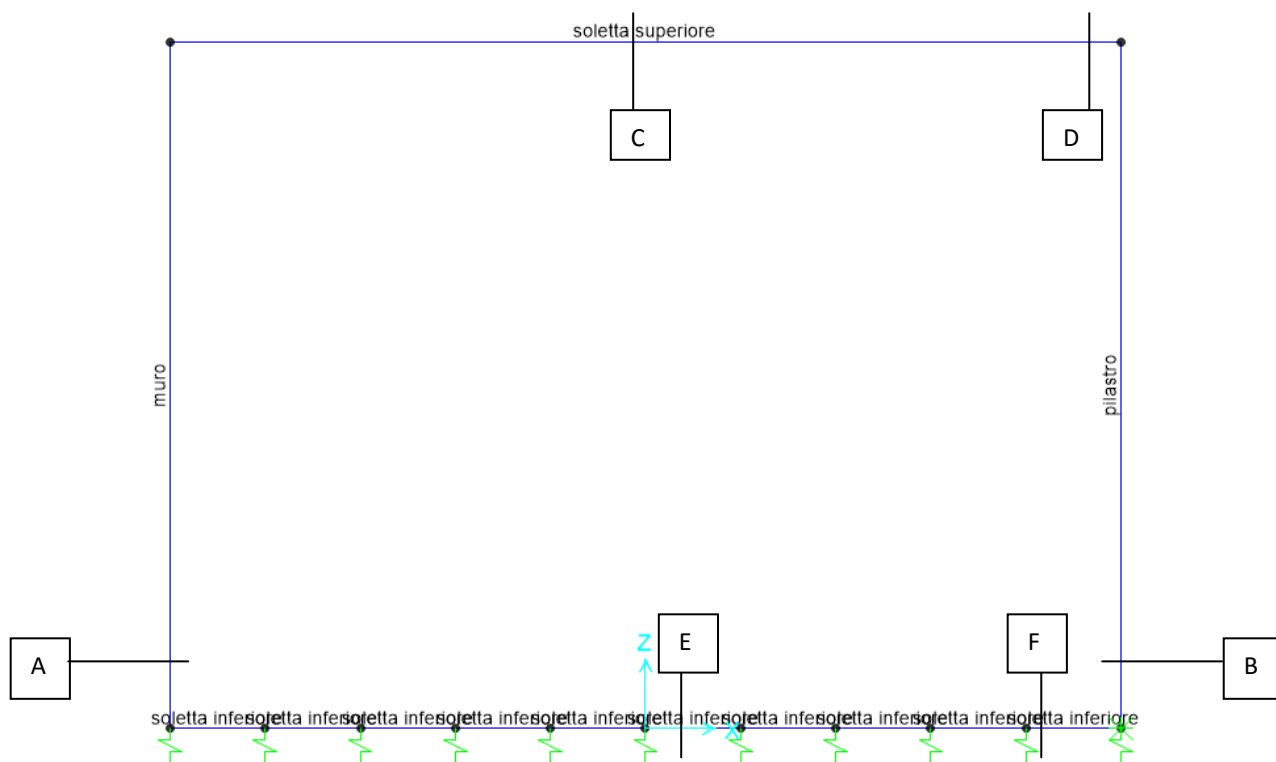
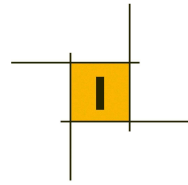


Figura 17: Sezioni di verifica degli elementi strutturali

Si seguenti riportano le massime sollecitazioni di verifica sugli elementi dello scatolare in combinazione statica SLU e sismica SLV.

	A - muro		B - pilastro		C, D - soletta superiore				E, F - soletta inferiore			
	N	M	N	M	N	V	M+	M-	N	V	M+	M-
SLU	-1620	1699	-869	18	-60	898	1652	-496	-634	1331	1963	-1714
SLV	-1191	1333	-652	25	-54	655	1239	-352	-520	989	1549	-1265



8.1.1 Combinazione SLU

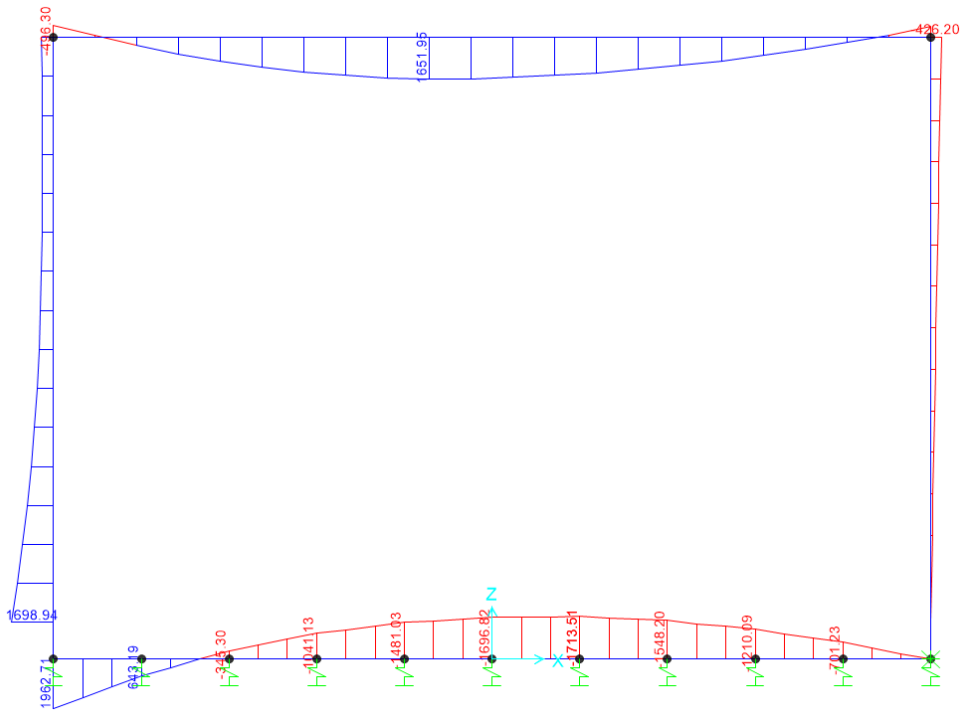


Figura 18: Momento flettente in combinazione SLU

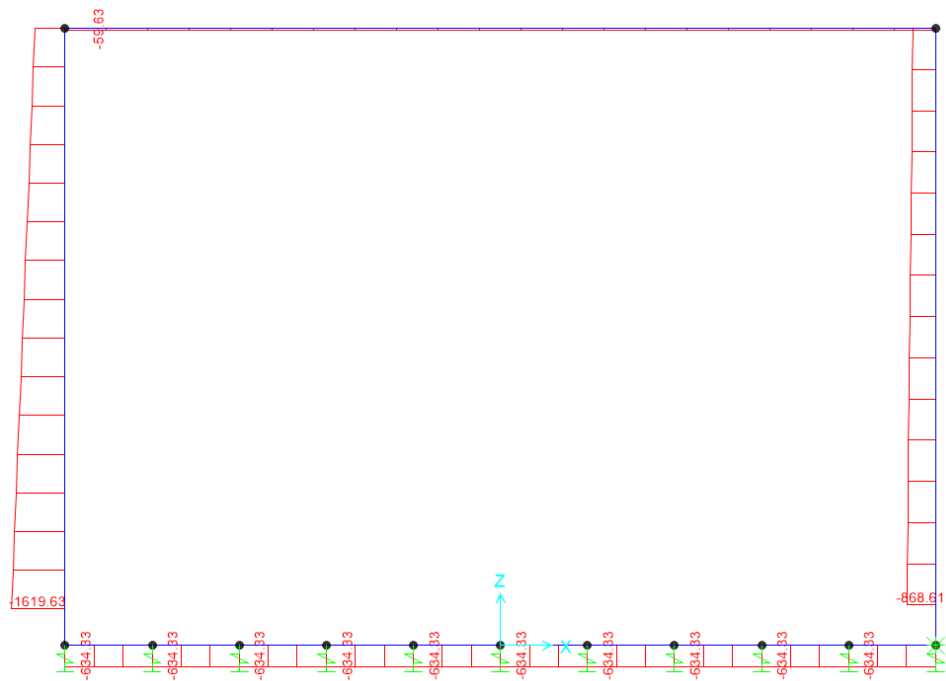
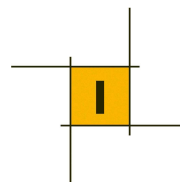


Figura 19: Sforzo assiale in combinazione SLU



8.1.2 Combinazione SLV

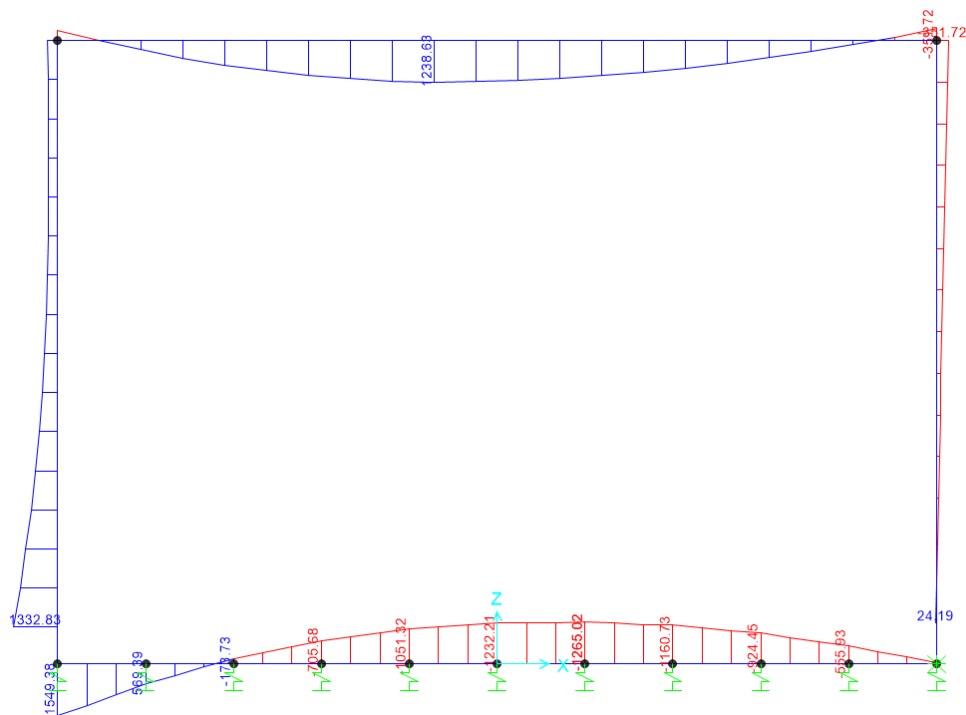


Figura 20: Momento flettente in combinazione SLV

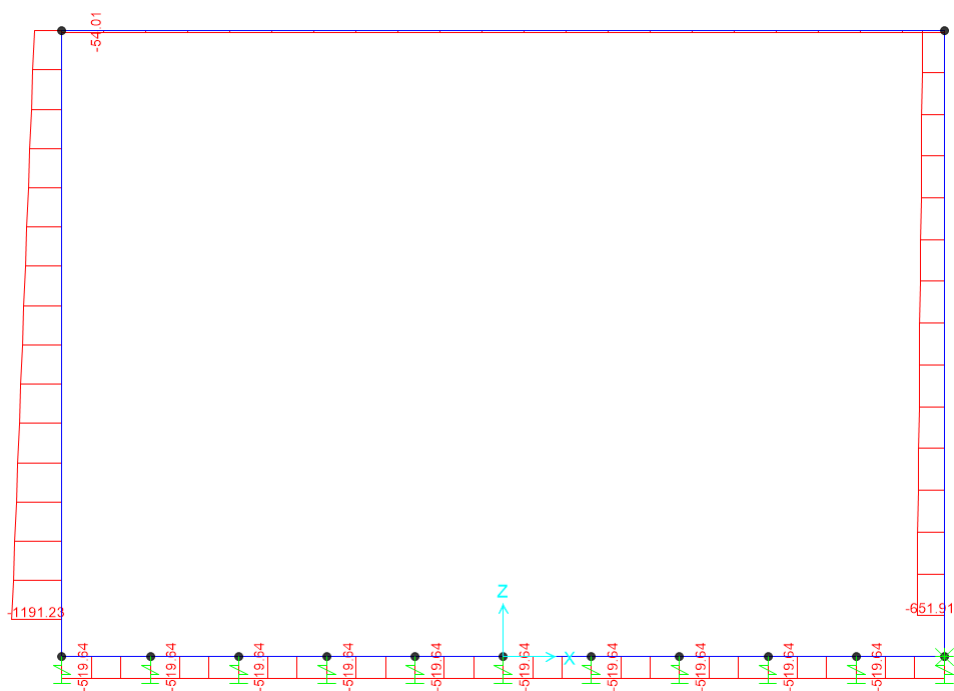
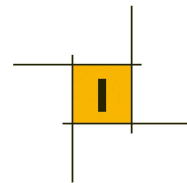


Figura 21: Sforzo assiale in combinazione SLV



8.2 Verifiche strutturali

8.2.1 Verifica a pressoflessione del muro - sezione A

L'armatura verticale è composta da ferri di diametro 24 con passo 20 cm ambo i lati.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

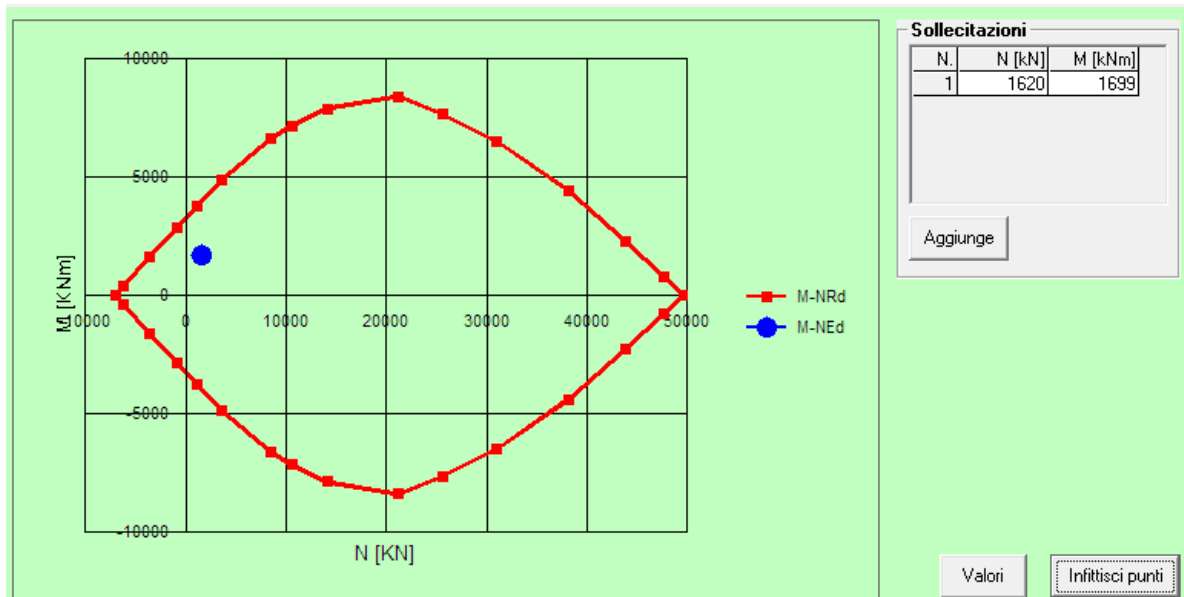


Figura 22: Combinazione SLU

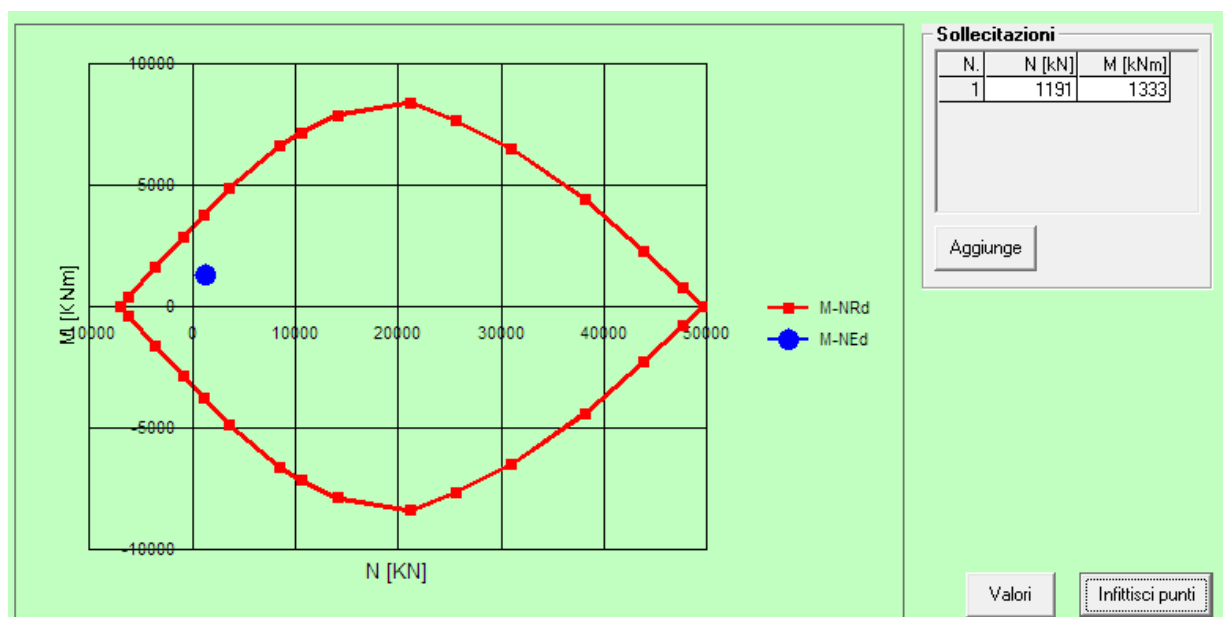
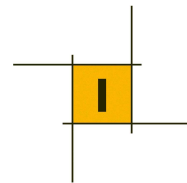


Figura 23: Combinazione SLV



8.2.2 Verifica a pressoflessione delle colonne – sezione B

L'armatura verticale è composta da 16 ferri di diametro 24.

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

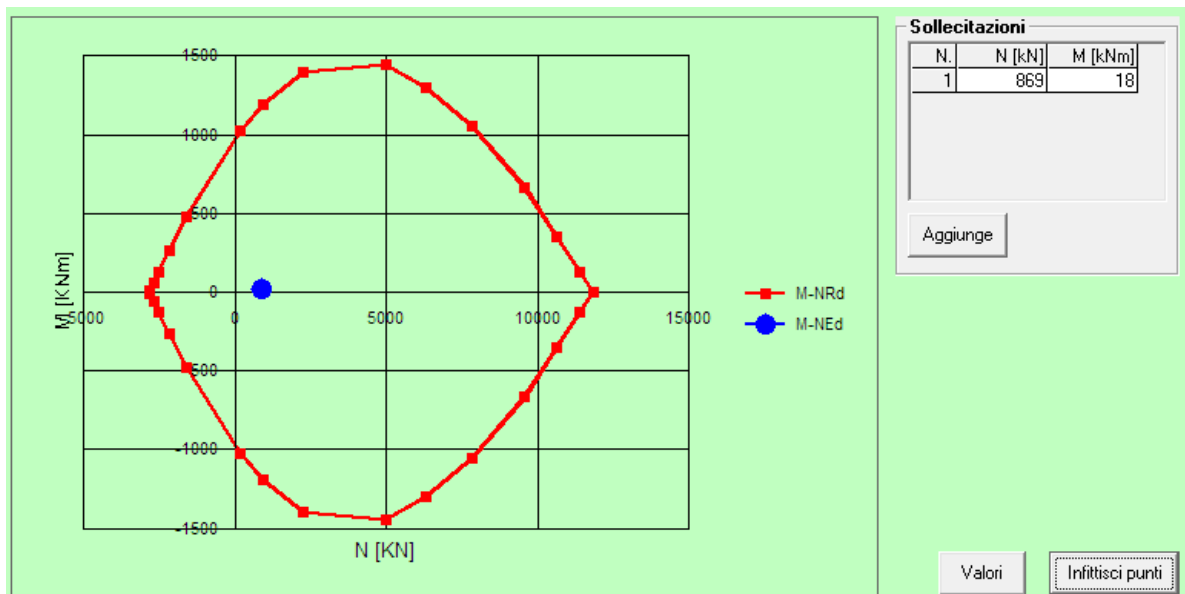


Figura 24: Combinazione SLU

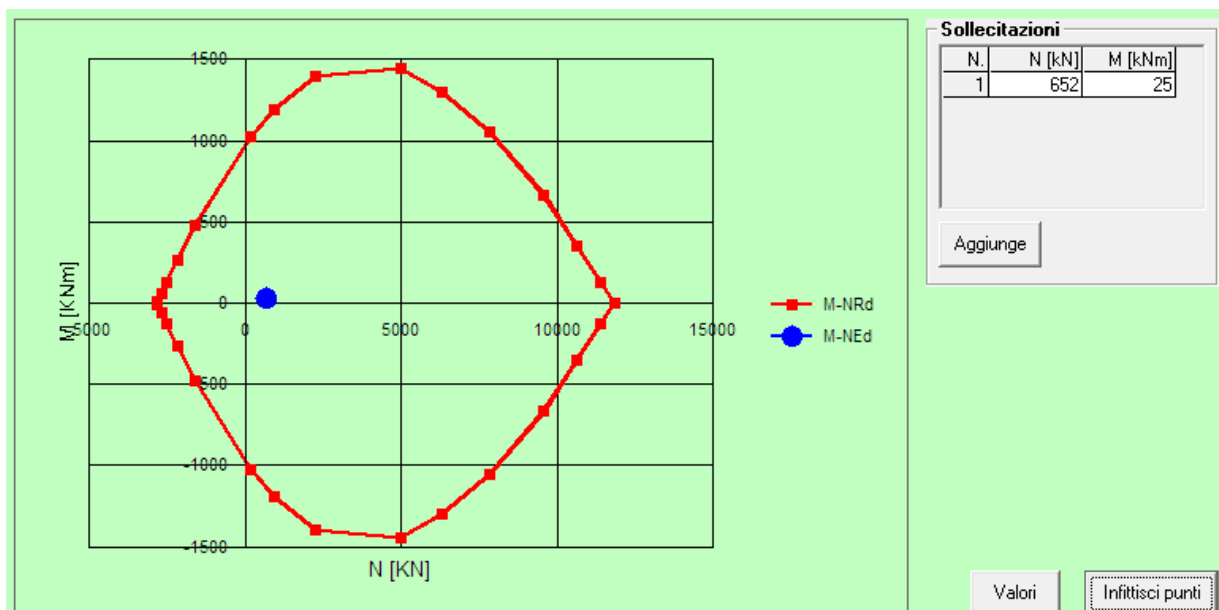
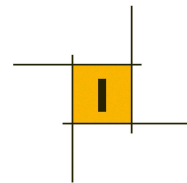


Figura 25: Combinazione SLV



8.2.3 Verifica a pressoflessione della soletta superiore

La sezione della soletta superiore è armata con ferri di diametro 24 con passo 20 cm ambi i lati.

Sezione di mezzeria - C

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

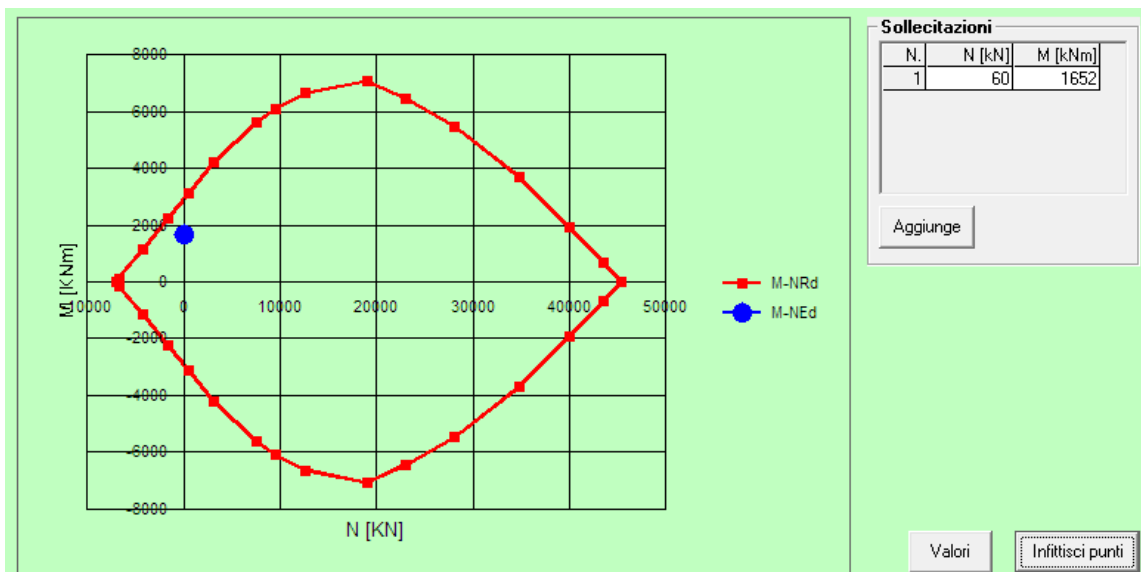


Figura 26: Combinazione SLU

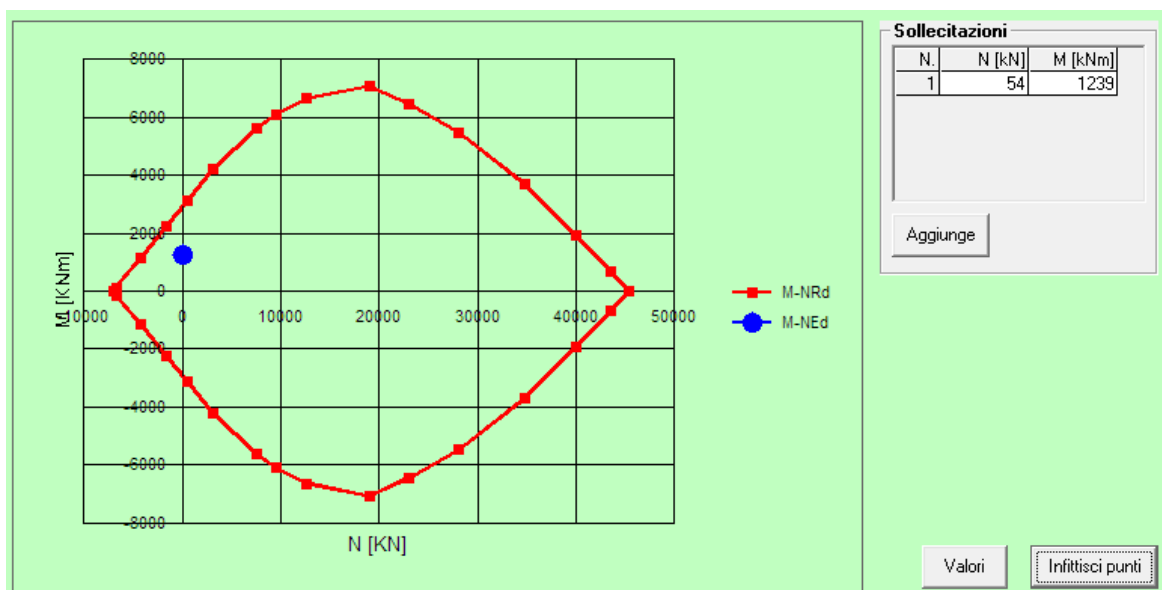
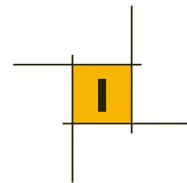


Figura 27: Combinazione SLV



Sezione di estremità - D

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

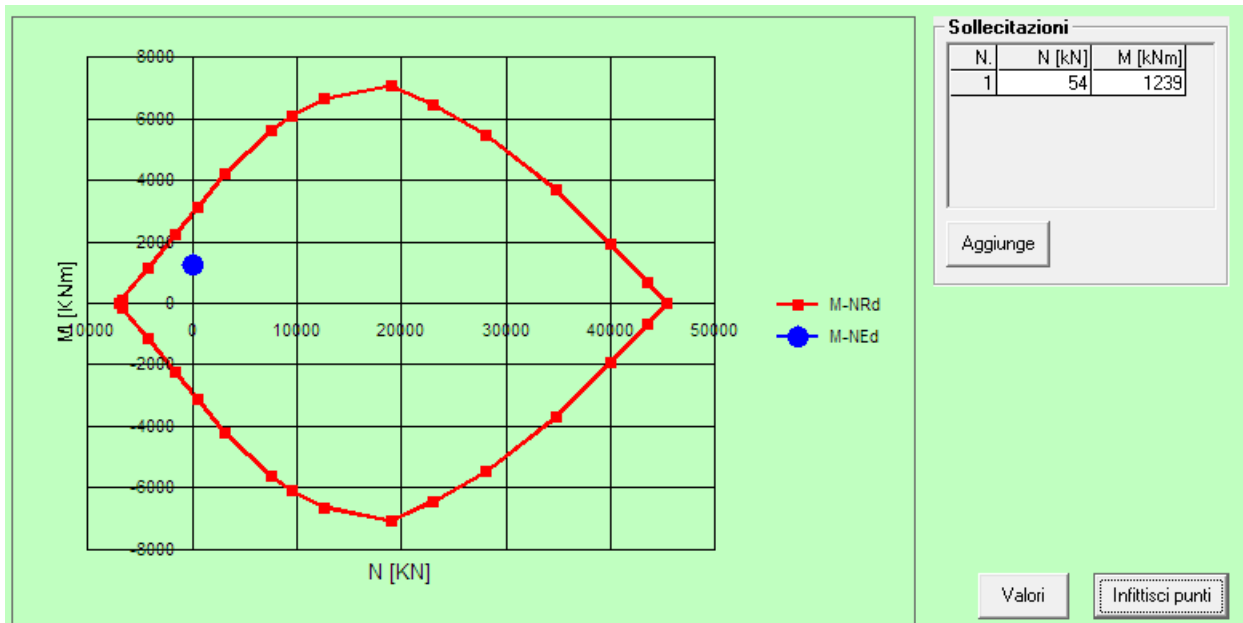


Figura 28: Combinazione SLU

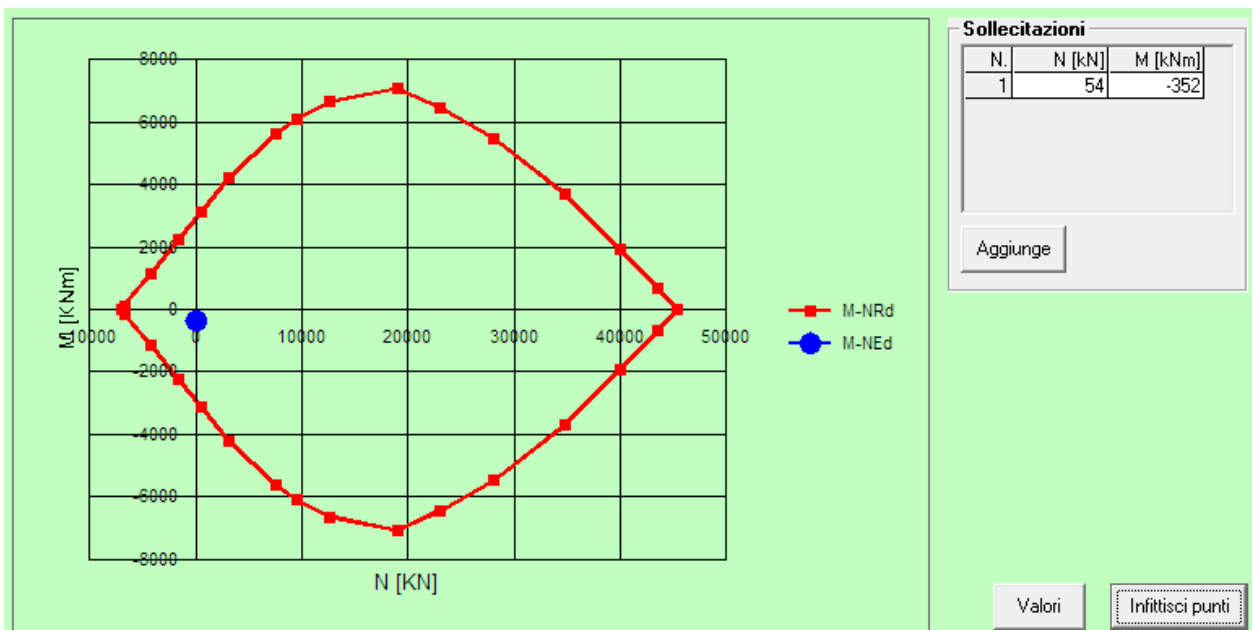
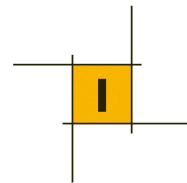


Figura 29: Combinazione SLV



8.2.4 Verifica a pressoflessione della soletta inferiore

La sezione della soletta inferiore è armata con ferri di diametro 24 con passo 20 cm ambo i lati.

Sezione di mezzeria - E

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

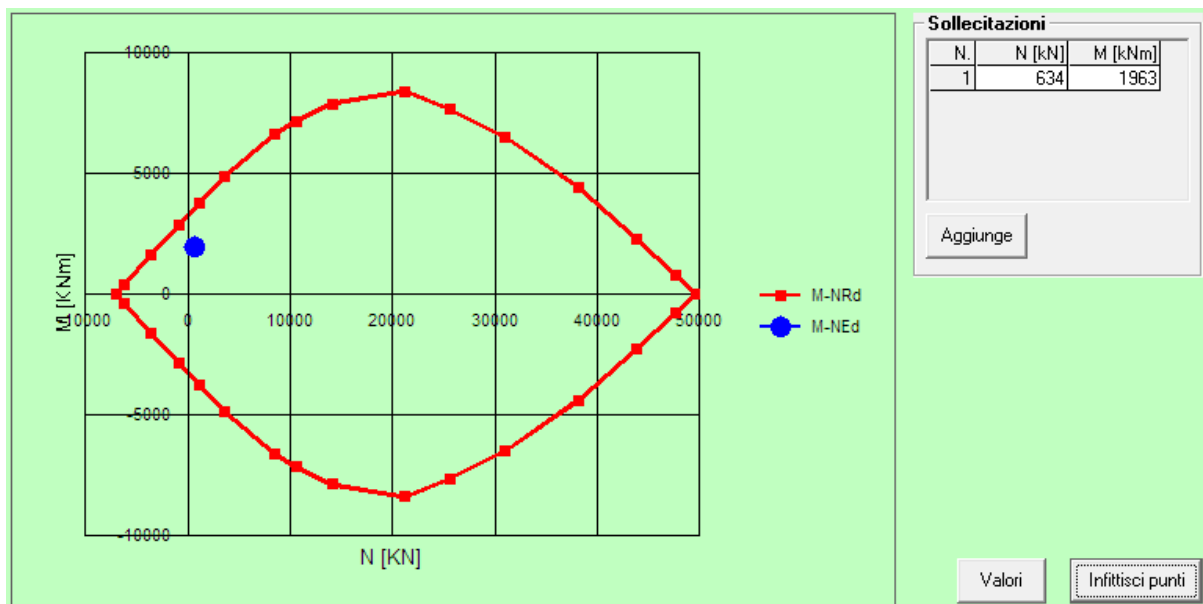


Figura 30: Combinazione SLU

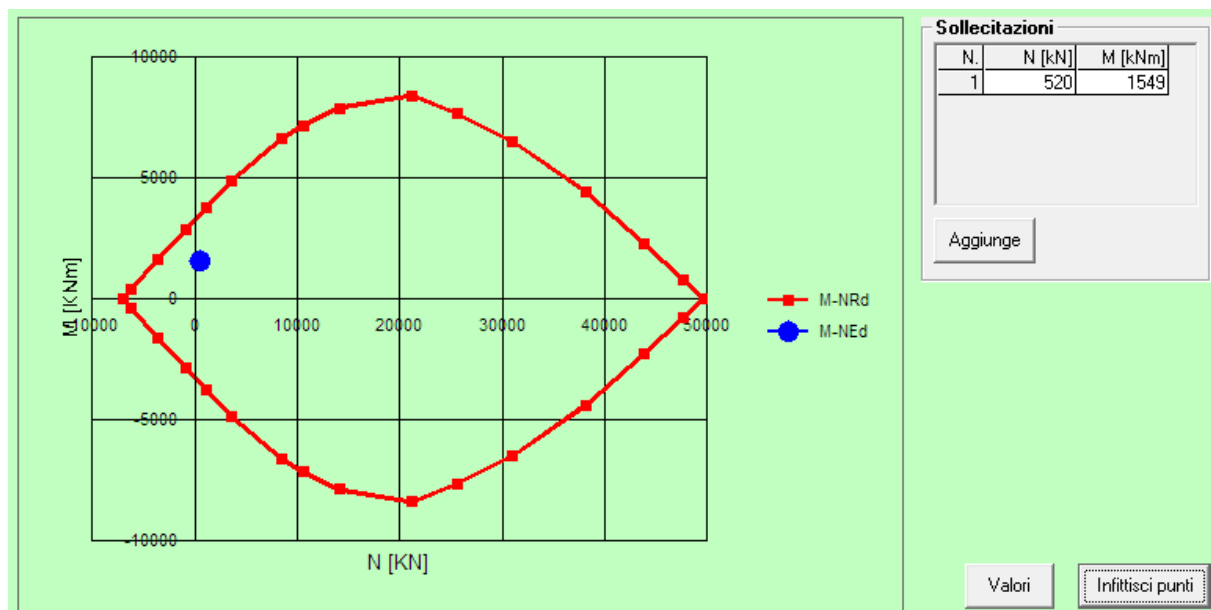
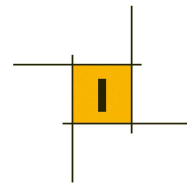


Figura 31: Combinazione SLV



Sezione di estremità - F

I seguenti diagrammi riassumono le verifiche a pressoflessione in termini di dominio di resistenza M-N:

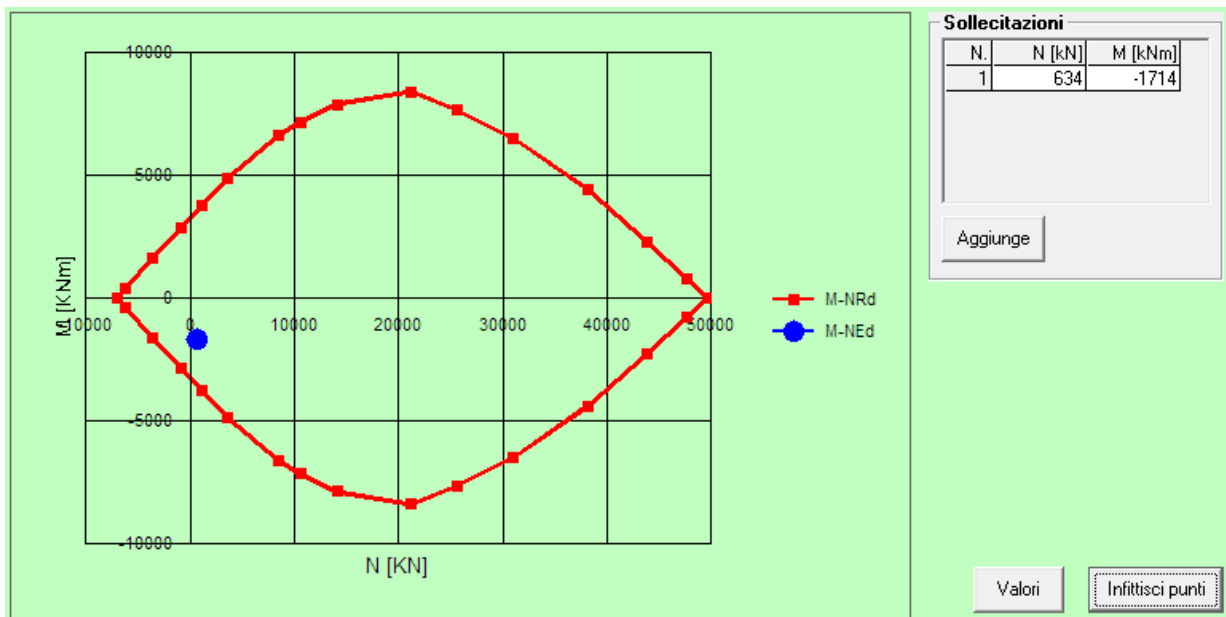


Figura 32: Combinazione SLU

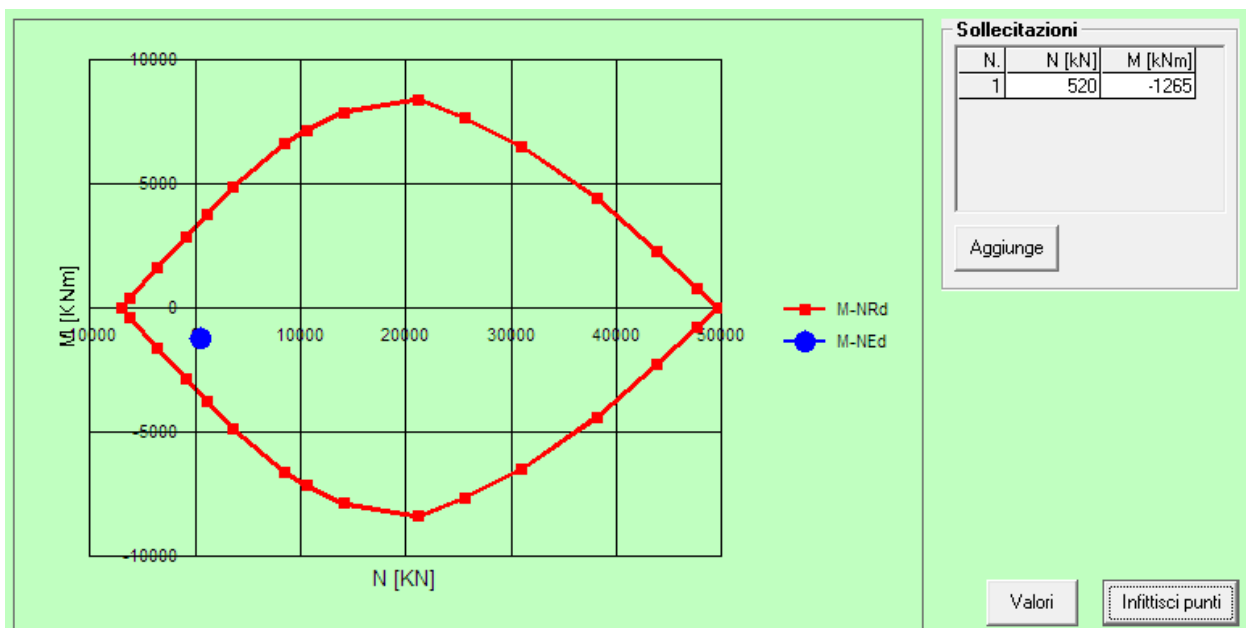
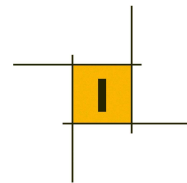


Figura 33: Combinazione SLV



9 MODELLAZIONE GEOTECNICA E VERIFICHE

9.1 Modello geotecnico

Si riassume il modello geotecnico, ricostruito a partire dai risultati delle indagini a disposizione ed utilizzato per il dimensionamento delle opere. Sono riportati dunque i parametri di resistenza (valori caratteristici) per le unità lito-stratigrafiche individuate; per ulteriori dettagli si rimanda alla Relazione Geotecnica (elaborato T00GE00GETRE01A).

Sulla base degli studi specialistici, sono state individuate due formazioni principali, le cui caratteristiche sono di seguito sintetizzate.

Unità geotecnica DT: Detrito a grana grossa e blocchi

peso di volume	$\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	$c' = 0$
angolo d'attrito	$\varphi' = 38^\circ$
modulo di deformabilità	$E' = 50-100 \text{ MPa}$ (per le porzioni più superficiali e con scarsi blocchi) $E' = 100-200 \text{ MPa}$ (per le porzioni profonde e/o con molti blocchi)

Unità geotecnica K: Formazione del substrato

peso di volume	$\gamma = 22-23 \text{ kN/m}^3$
coesione efficace	$c' = 50$
angolo d'attrito	$\varphi' = 45^\circ$
modulo di deformabilità	$E' = 400-500 \text{ MPa}$

9.2 Criteri di calcolo delle fondazioni

La capacità portante della fondazione è stata determinata attraverso l'espressione proposta da Brinch-Hansen (1970) in tensioni efficaci. La formula trinomia del carico limite, con l'aggiunta dei coefficienti correttivi, assume la seguente espressione:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

dove:

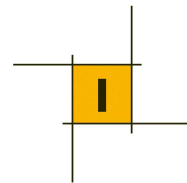
- N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

- s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione:



$$s_c = 1 + \frac{B^* \cdot N_q}{L^* \cdot N_c}$$

$$s_q = 1 + \frac{B^* \cdot \tan \varphi'}{L^*}$$

$$s_\gamma = 1 - \frac{0.4 \cdot B^*}{L^*}$$

Nel caso di fondazioni nastroformi, i coefficienti assumono valore pari a 1;

- d_c, d_q, d_γ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \frac{D}{B^*} \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \quad \text{per } D/B^* > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \varphi' \cdot (1 - \sin \varphi')^2 \cdot \arctan \left(\frac{D}{B^*} \right) \quad \text{per } D/B^* \leq 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$d_\gamma = 1$$

- i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c - 1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{N + B^* \cdot L^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{(m+1)}$$

- b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione alla base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \cdot \tan \varphi')^2;$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

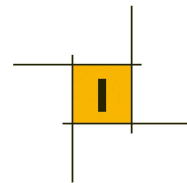
$$b_\gamma = b_c$$

- g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna.

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \cdot \tan \varphi'}$$

$$g_\gamma = g_q$$



9.1 Criteri di calcolo allo Stato Limite e in condizioni sismiche

Secondo quanto affermato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/08), le verifiche a rottura vengono effettuate allo Stato Limite Ultimo (SLU) sia in fase statica che in fase sismica, rispettando la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni agenti;

R_d è la corrispondente resistenza di progetto, che associa tutte le proprietà strutturali con i rispettivi valori di progetto.

Le verifiche sono eseguite con il "metodo dei coefficienti parziali" da applicare alle azioni esterne che agiscono nel modello e alle proprietà dei terreni interessati. Le caratteristiche geotecniche dei terreni, valutate attraverso opportune indagini geotecniche, sono definite "valori caratteristici".

Coefficienti sulle Azioni

γ_G sulle azioni permanenti (sfavorevoli o favorevoli): $G_d = \gamma_G \cdot G$

γ_Q sulle azioni variabili (sfavorevoli o favorevoli): $Q_d = \gamma_Q \cdot Q$

Coefficienti parziali sui Parametri dei Terreni

- γ_γ sul peso di volume: $\gamma_d = \frac{\gamma}{\gamma_\gamma}$
- γ_ϕ sull'angolo d'attrito (sulla tangente dell'angolo di attrito): $\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{\gamma_\phi}$
- γ_c sulla coesione efficace: $c'_d = \frac{c'}{\gamma_c}$
- γ_{cu} sulla coesione non drenata: $\gamma_{cu} c'_u = \frac{c_u}{\gamma_{cu}}$

Coefficienti parziali per le Resistenze

- $R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$ variabili a seconda del tipo di fondazione

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (14/01/2008) vengono indicati i seguenti coefficienti:

Tabella 9.1: DM 14/01/2008 - Coeff. Parziali allo SLU per i parametri del terreno (M)

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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	1,0	1,0

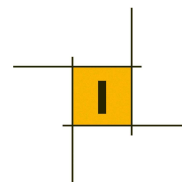


Tabella 9.2: DM 14/01/2008 - Coefficienti parziali per le azioni agenti (A)

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 9.3: DM 14/01/2008 - Coefficienti parziali per le azioni agenti per ponti (A)

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{E1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{E2}, \gamma_{E3}, \gamma_{E4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

Nelle condizioni di esercizio (SLE), devono essere verificati gli spostamenti dell'opera in questione, in modo tale da verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera stessa.

9.1.1 Fondazioni dirette

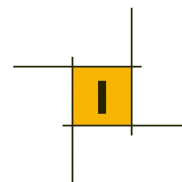
Le verifiche allo SLU devono essere effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 9.1, 9.2 e 9.4 seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1);
- Combinazione 2: (A2+M2+R2);

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).



Il valore di progetto R_d della resistenza per capacità portante si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della tabella seguente:

Tabella 9.4 - Norme Tecniche per le Costruzioni (2008)-Coeff. parziali per le resistenze (R) delle fondazioni dirette

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

9.1 Risultati delle verifiche

I risultati delle verifiche delle fondazioni sono riportati sinteticamente nelle tabelle che seguono e fanno riferimento ai tabulati riportati al paragrafo che segue. Per i carichi agenti all'intradosso della fondazione provenienti dalla sovrastruttura, si fa riferimento a quanto riportato nei capitoli precedenti.

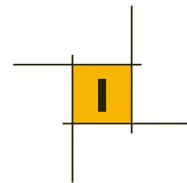
La verifica di capacità portante delle fondazioni dirette è stata effettuata nelle condizioni più gravose per la fase statica e per la fase sismica allo Stato Limite Ultimo; le sollecitazioni agenti al baricentro della fondazione fanno riferimento alle analisi riportate ai capitoli precedenti.

Nelle tabelle che seguono si riportano i valori della pressione agente in fondazione (q_a), della capacità portante (q_{lim}) ed il relativo fattore di sicurezza (FS), che, si ricorda, deve risultare superiore ad 1 affinché la verifica sia soddisfatta.

	Fondazione		
	q_{ag}	q_{lim}	FS
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	(-)
SLU - statica	322	689	2.14
SLU - sismica	318	650	2.06

Nella tabella che segue si mostra la verifica a scorrimento della fondazione diretta.

	Fondazione		
	H_{ag}	H_{lim}	FS
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	(-)
SLU - statica	668	2832	4.24
SLU - sismica	758	2832	3.74



9.2 Tabulati verifiche geotecniche della fondazione

CONDIZIONI STATICHE

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

Pista pedonale Latina. Scatolare su Fosso Fantacchiotto

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

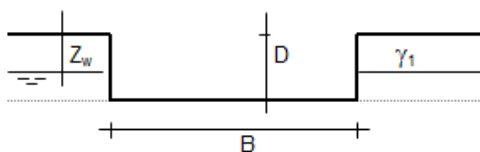
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

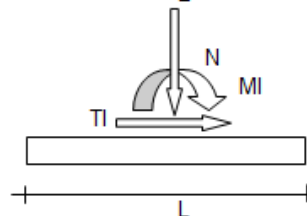
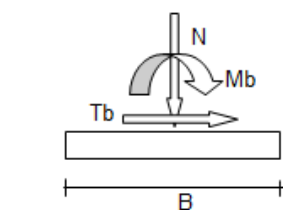
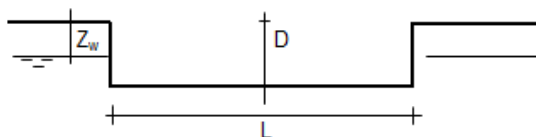
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

Metodo di calcolo			azioni		proprietà del terreno		resistenze	
			permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	⊙	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00

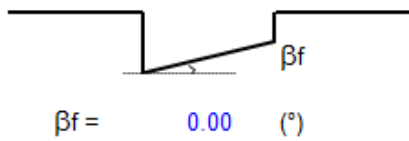
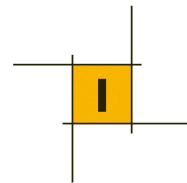


γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	11.90	(m)
L	=	1.00	(m)
D	=	1.50	(m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3067.00	0.00	3987.10
Mb [kNm]	-749.00	0.00	-973.70
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	514.00	0.00	668.20
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	514.00	0.00	668.20

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.50 \text{ (kN/mc)}$

$\gamma = 19.50 \text{ (kN/mc)}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 5.00 \text{ (m)}$

$e_B = -0.24 \text{ (m)}$

$e_L = 0.00 \text{ (m)}$

$B^* = 12.39 \text{ (m)}$

$L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 29.25 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 12.44 \text{ (kN/mc)}$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$

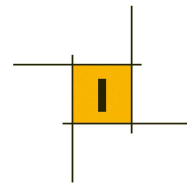
$N_q = 48.93$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 61.35$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 78.02$



s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.06$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1.06$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.97$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.93 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.07 \quad m = 1.93 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

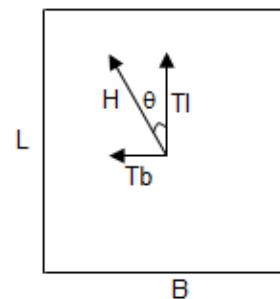
$$i_q = 0.70$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.70$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.58$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

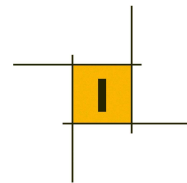
$$d_q = 1.23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.23$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1585.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 321.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 689.54 \geq q = 321.84 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 668.20 \quad (\text{kN})$$

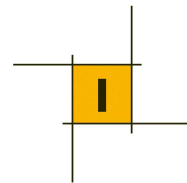
Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 3115.06 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 2831.87 \geq H_d = 668.20 \quad (\text{kN})$$



CONDIZIONI SISMICHE

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

Pista pedonale Latina. Scatolare su Fosso Fantacchiotto

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

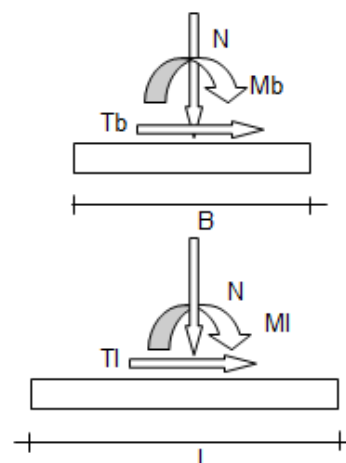
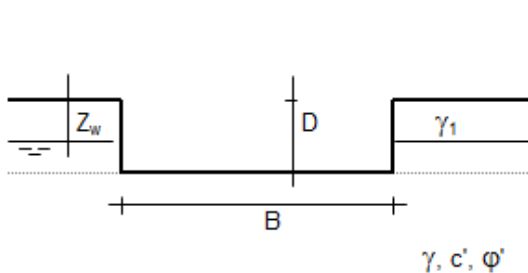
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

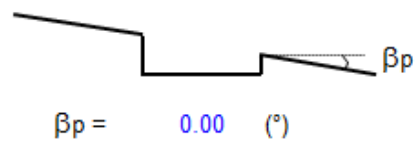
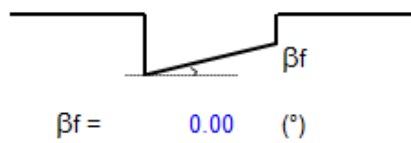
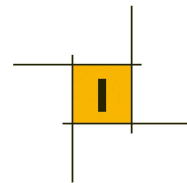
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze			
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr		
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00	
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80	1.00
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80	1.00
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00	
Definiti dal Progettista	○	1.35	1.50	1.00	1.00	1.40	1.00	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B	=	11.90	(m)
L	=	1.00	(m)
D	=	1.50	(m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	3067.00	0.00	3987.10
Mb [kNm]	-749.00	-222.00	-1306.70
MI [kNm]	0.00	0.00	0.00
Tb [kN]	514.00	60.00	758.20
TI [kN]	0.00	0.00	0.00
H [kN]	514.00	60.00	758.20

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 19.50 \text{ (kN/mc)}$

$\gamma = 19.50 \text{ (kN/mc)}$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 0.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 38.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 5.00 \text{ (m)}$

$e_B = -0.33 \text{ (m)}$

$e_L = 0.00 \text{ (m)}$

$B^* = 12.56 \text{ (m)}$

$L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 29.25 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 12.44 \text{ (kN/mc)}$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \gamma \cdot D \cdot \tan \varphi')}$

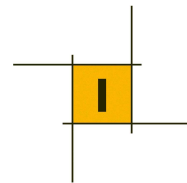
$N_q = 48.93$

$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$

$N_c = 61.35$

$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$

$N_\gamma = 78.02$



s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.06$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.06$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.97$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.93 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.07 \quad m = 1.93 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastroforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

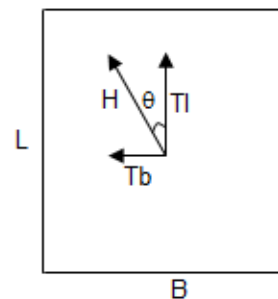
$$i_q = 0.67$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.66$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.54$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$

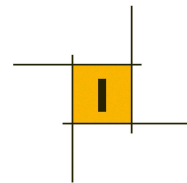
$$d_q = 1.23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.23$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$



b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1495.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 317.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 650.42 \geq q = 317.56 \quad (\text{kN/m}^2)$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 758.20 \quad (\text{kN})$$

Azione Resistente

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B^* L^*$$

$$S_d = 3115.06 \quad (\text{kN})$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 2831.87 \geq H_d = 758.20 \quad (\text{kN})$$