

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE NORD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

INTERFERENZE IDRAULICHE: VIABILITA'

NI11 - Tombino Scatolare 2X3 su NV01

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 26 CL NI1100 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	M.Salleolini 	Gen-2020	A.Barreca 	Gen-2020	F.Sacchi Apr-2020
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Apr-2020	M.Salleolini 	Apr-2020	A.Barreca 	Apr-2020	

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	5
3. PROGETTO NUOVO TOMBINO.....	6
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	7
3.3. GEOMETRIA.....	7
3.4. MATERIALI	8
3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	9
3.6. MODELLO DI CALCOLO	11
3.7. ANALISI DEI CARICHI.....	13
3.8. COMBINAZIONI DI CARICO.....	20
3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	27
3.9.1. INVILUPPO SLU-SLV.....	27
3.9.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	31
3.10. VERIFICHE	34
3.11. ARMATURA DI RIPARTIZIONE.....	40
3.12. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE.....	43
3.13. VERIFICHE GEOTECNICHE	44
3.13.1. BASE REACTION.....	44
3.13.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	48
3.13.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	56
3.13.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	62
3.13.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	70
3.13.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO.....	76
3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO.....	77

3.14.1.	GEOMETRIA.....	77
3.14.2.	ANALISI DEI CARICHI.....	77
3.14.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	80
3.14.4.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	82
3.14.4.1.	INVILUPPO SLU-SLV	82
3.14.4.2.	INVILUPPO SLE (RARA).....	86
3.14.5.	VERIFICHE	89
3.14.5.1.	VERIFICHE DELLE SEZIONI	90
3.14.5.2.	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	93
3.14.5.2.1.	BASE REACTION.....	93
3.14.6.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	97
3.14.7.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	105
3.14.8.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	111
3.14.9.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	119
3.14.10.	TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO.....	125

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso stradale lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facente parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Lercara –Caltanissetta Xirbi (Lotto 3).

Lo scatolare in oggetto è situato alla progressiva 3+674.29.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all’opera.

Si riportano di seguito una sezione longitudinale, una trasversale e uno stralcio planimetrico dello scatolare:

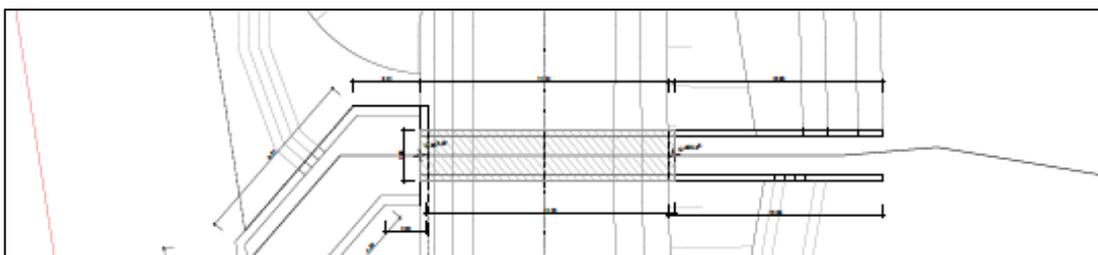


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare

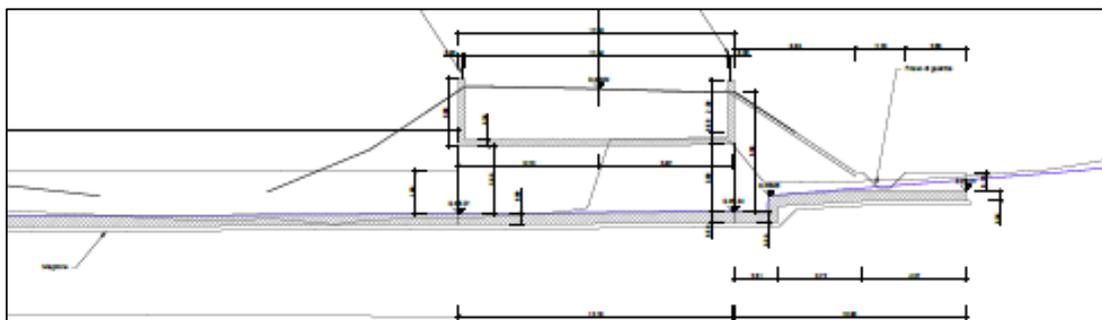


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

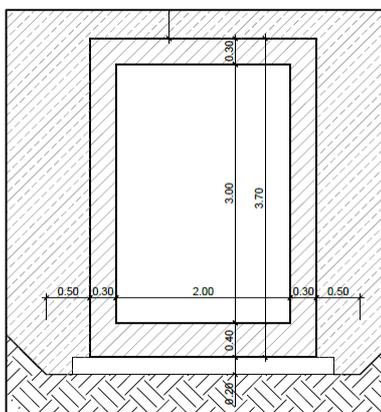


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la strada adiacente alla linea ferroviaria ad una distanza fra piano rotabile ed estradosso soletta pari ad H_{ric} . Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti e soletta superiore di spessore $S_p = S_s = L_{int}/10 + 10\text{cm}$, soletta inferiore di spessore $S_f = S_s + 10\text{cm}$. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] di cui al paragrafo precedente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

Le caratteristiche geometriche hanno la seguente simbologia (unità di misura metri):

Larghezza utile	L_{int}
Altezza libera	H_{int}
Spessore piedritti	S_p
Spessore soletta	S_s
Spessore fondazione	S_f
Altezza pacchetto stradale	H_s
Rinterro (superiore)	H_r
Ricoprimento	H_{ric}
Larghezza totale	L_{tot}
Altezza totale	H_{tot}

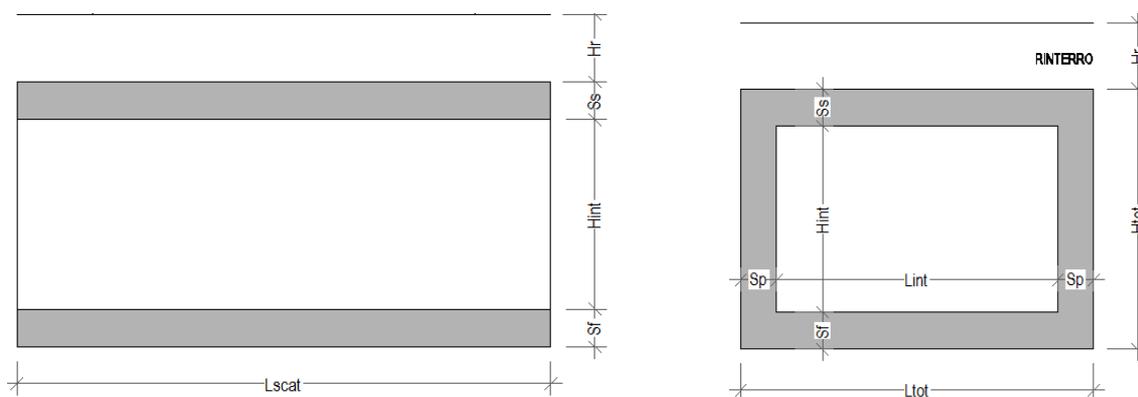


Figura 2. Simbologia adottata

3. PROGETTO NUOVO TOMBINO

Nel presente paragrafo si riportano i calcoli volti alla progettazione di un nuovo tombino nel rispetto della norma attualmente vigente NTC18.

3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Tutte le calcolazioni sono state eseguite nel rispetto delle normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7 Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al DM 17 gennaio 2018
- RFI DTC INC PO SP IFS 001 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sottobinario
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- EN 1992-1-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules of building
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - Sezione 2 Ponti e Strutture
- RFI DTC SI SP IFS 001 C Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili
- EC08 Eurocodice 8.
- Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della CE Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione Europea.

3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

- N (Newton)	unità di forza
- m (metro)	unità di lunghezza
- kg (kilogrammo)	unità di massa
- s (secondo)	unità di tempo

Unità di misura derivate da N

- (kiloNewton)	10^3 N
----------------	----------

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

γ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m ³)
σ (sigma)	tensione normale	(N/mm ²)
τ (tau)	tensione tangenziale	(N / mm ²)
ε (epsilon)	deformazione	(m/m) -
ϕ (fi)	angolo di resistenza	(°)

3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2,00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	3,00 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0,30 m	(consigliato: Sp = Ss)
Spessore soletta	Ss	0,30 m	(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)
Spessore fondazione	Sf	0,40 m	(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)
Altezza pacchetto stradale	Hs	0,20 m	
Rinterro (superiore)	Hr	5,80 m	
Ricoprimento	Hric	6,00 m	Hs+Hr
Larghezza totale	Ltot	2,60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	3,70 m	Hint+SPs+SPf

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

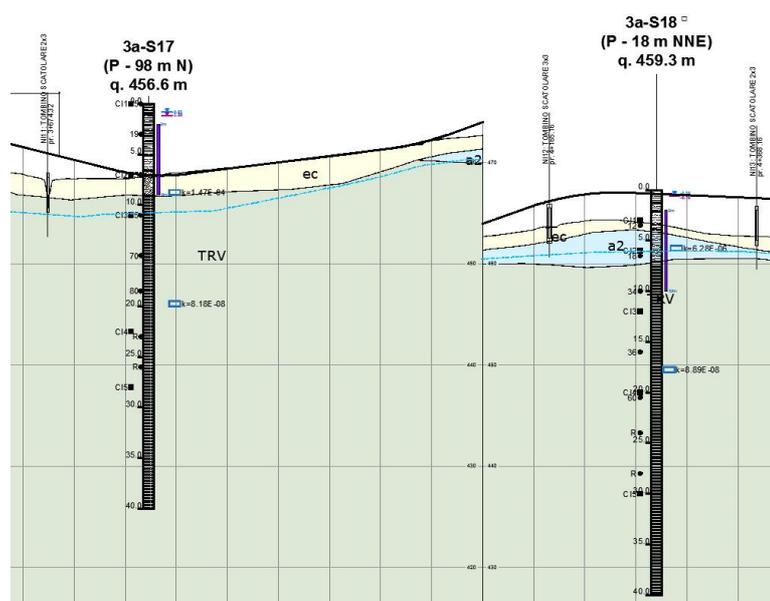
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, dove :
 - $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{ctd} = 1,35 \text{ N/mm}^2$.
- Modulo elastico: $E_c = 32836 \text{ N/mm}^2$
- Tolleranza di posa del copriferro = 10 mm;
- Classe di esposizione XA1
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Acciaio da cemento armato normale B450C controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ Nmm}^2$
- Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove:
 - $\gamma_s = 1.15 = 391 \text{ Nmm}^2$
- Allungamento $D1 > 12\%$
- Modulo di elasticità: $E_s = 206000 \text{ Nmm}^2$
- Sovrapposizioni barre $\geq 40\phi$

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito uno stralcio del profilo geotecnico (RS3T30D26F6GE0000001C) della zona di riferimento:



Per l'inquadramento geotecnico si fa riferimento alla relazione geotecnica, della quale si riportano gli stralci significativi del profilo geotecnico e dei parametri geotecnici del terreno di fondazione, del rinterro e del rinfianco.

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità

3) TRV

la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

Formazione Terravecchia in facies argillosa

Peso specifico terreno	γ_t	20,0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	25,0 [°]
coesione terreno	c	16,0 kN/m ²

I parametri geotecnici del rinterro e del terreno di rinfianco sono i seguenti:

Peso specifico rinterro	γ_t	19,0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro	ϕ'	35,0 [°]	0,611 [rad]
coesione rinterro	c	0,0 kN/m ²	
Peso specifico terreno di rinfianco	γ_t	20,0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco	ϕ'	35,0 [°]	0,611 [rad]
coesione terreno di rinfianco	c	0,0 kN/m ²	

Interazione terreno - struttura

Per la determinazione della costante di sottofondo si può fare riferimento alle seguenti formulazioni assimilando il comportamento del terreno a quello di un mezzo elastico omogeneo:

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_v0) \cdot (1 - \nu^2) / E$$

dove:

- s = cedimento elastico totale;
- B = lato minore della fondazione;
- ct = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960 (L = lato maggiore della fondazione):

$$ct = 0.853 + 0.534 \ln(L / B) \text{ rettangolare con } L / B \leq 10$$

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \text{ rettangolare con } L / B > 10$$

- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_v0 = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;
- E = modulo elastico medio del terreno sottostante.

Il valore della costante di sottofondo kw è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

$$kw = E / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E un valore medio di quello indicato per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

Unità stratigrafica	1) a2	
Descrizione unità stratigrafica	alluvioni (argilla e argilla limosa)	
Modulo elastico medio terreno	E	20000 kN/m²
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	1.0 m
Lato maggiore della fondazione	L	2.6 m
Rapporto dei lati	L/B	2.6
Coefficiente adimensionale	ct	1.363
Costante di sottofondo	Kw	16122 kN/m³

3.6. MODELLO DI CALCOLO

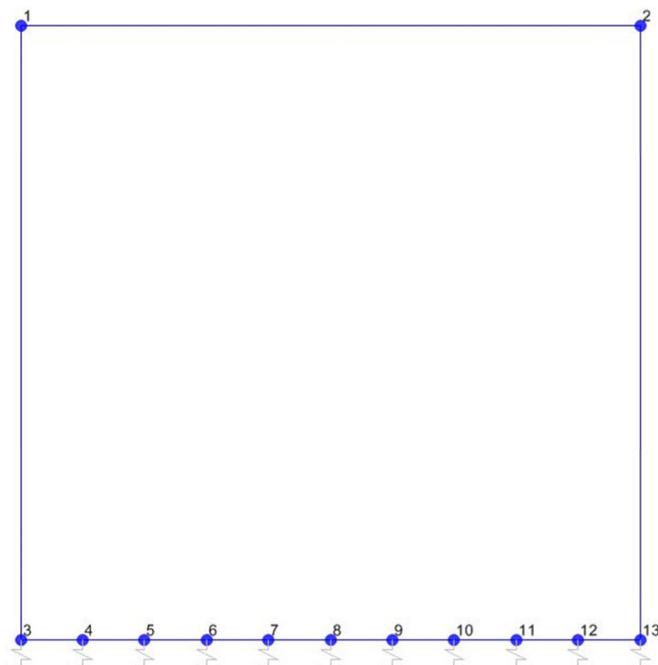
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

asta	base	altezza	descrizione
Asta 1	100 cm	40 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	30 cm	(Piedritti)
Asta 3	100 cm	30 cm	(soletta superiore)

Le caratteristiche geometriche del modello e le coordinate dei nodi sono le seguenti:

Linterasse	2.30 m
Hinterasse	3.35 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



Nodo	X	Z
1	0.000	3.350
2	2.300	3.350
3	0.000	0.000
4	0.230	0.000
5	0.460	0.000
6	0.690	0.000
7	0.920	0.000
8	1.150	0.000
9	1.380	0.000
10	1.610	0.000
11	1.840	0.000
12	2.070	0.000
13	2.300	0.000

Figura 10. Numerazione nodi modello SAP

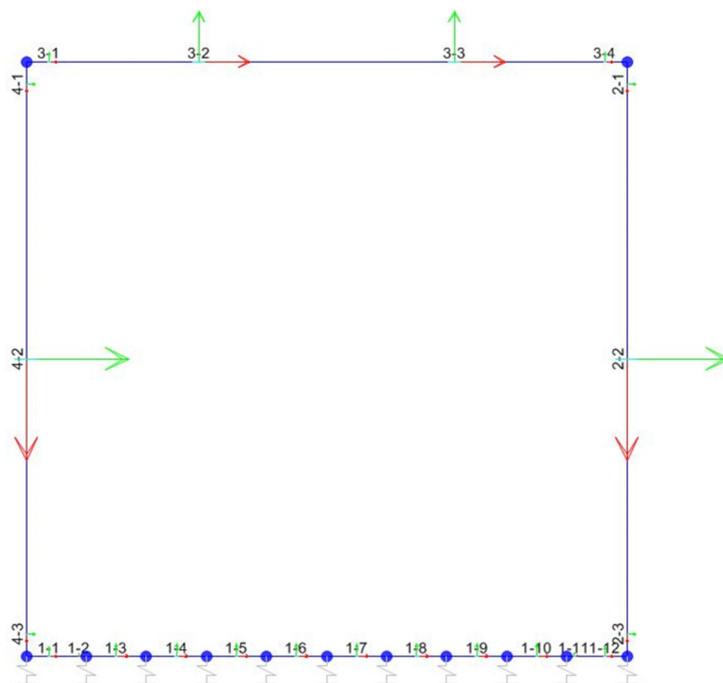


Figura 11: Individuazione elementi modello SAP

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo.

La soletta inferiore viene divisa in 10 elementi per poter schematizzare, tramite le molle applicate, l'interazione terreno-struttura. Per la rigidità delle molle, nel caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dai parametri della relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

ks		16122 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.230 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	3708 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.230 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	5562 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.265 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	8545 kN/m

3.7. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il peso proprio delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{ds}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	7.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	7.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Permanenti portati (condizione PERM-STR)

peso specifico pacchetto stradale	γ_s	24 kN/m ³	
altezza pacchetto stradale	H_s	0.20 m	
Permanente totale	G_{sp}	4.80 kN/m	$\gamma_b \times H_b$
peso specifico rinterro	γ_r	19.0 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	5.80 m	
peso rinterro	P_r	110.20 kN/m	$\gamma_r \times H_r$
Permanente totale	G_{2p}	115.00 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	17.25 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

I carichi concentrati verticali nei nodi 1 e 2 (i nodi tra la soletta superiore e i piedritti), rappresentano il carico permanente sulla soletta di copertura dovuto al peso della zona sovrastante la metà dello spessore del piedritto (la modellazione dello scatolare è stata fatta in asse piedritto).

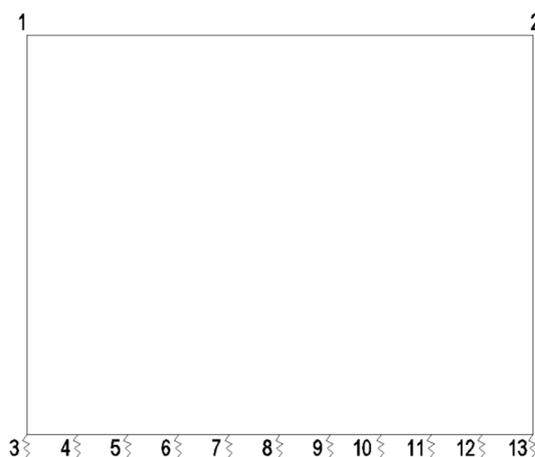


Figura 3. Numerazione dei nodi nel modello strutturale.

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

Peso specifico terreno di rinfianco	γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco	\varnothing'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 - \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$
Pressione estradosso soletta superiore	P_1	46.43 kN/m ²	$k_o \times (G_{sp} + P_r)$
Pressione asse soletta superiore	P_2	47.58 kN/m ²	$k_o \times (G_{sp} + P_r + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P_3	73.33 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P_4	74.87 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F_1	7.05 kN/m	$(P_1 + P_2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F_2	14.82 kN/m	$(P_3 + P_4) / 2 \times S_f / 2$

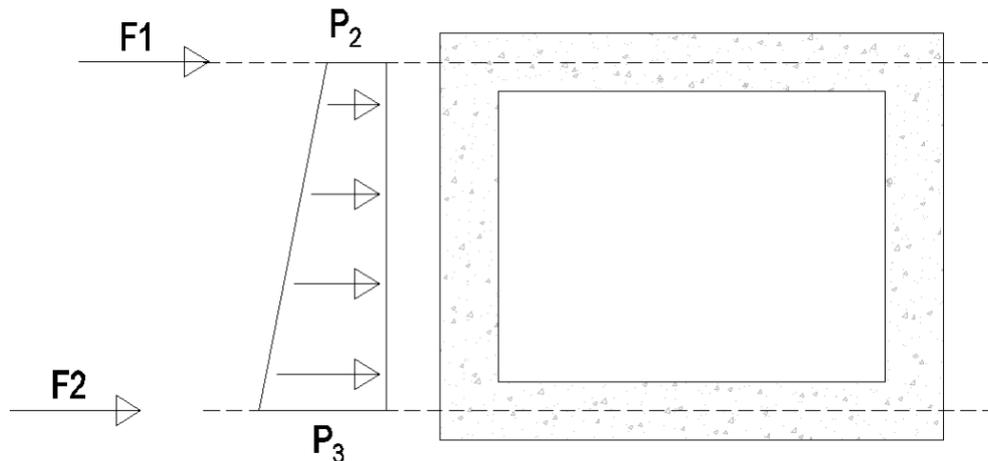


Figura 4. Spinte del terreno

I carichi concentrati nei nodi 1 e 3 (per la SPTSX) oppure 2 e 13 (per la SPTDX) rappresentano la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta sup. e su 1/2 spessore della soletta inferiore.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM-STR)

Si assume il più gravoso tra i seguenti due schemi di carico:

- carico distribuito uniforme stradale
- schema di carico 1 § 5.1.3.3.3 Cap.5 NTC2018

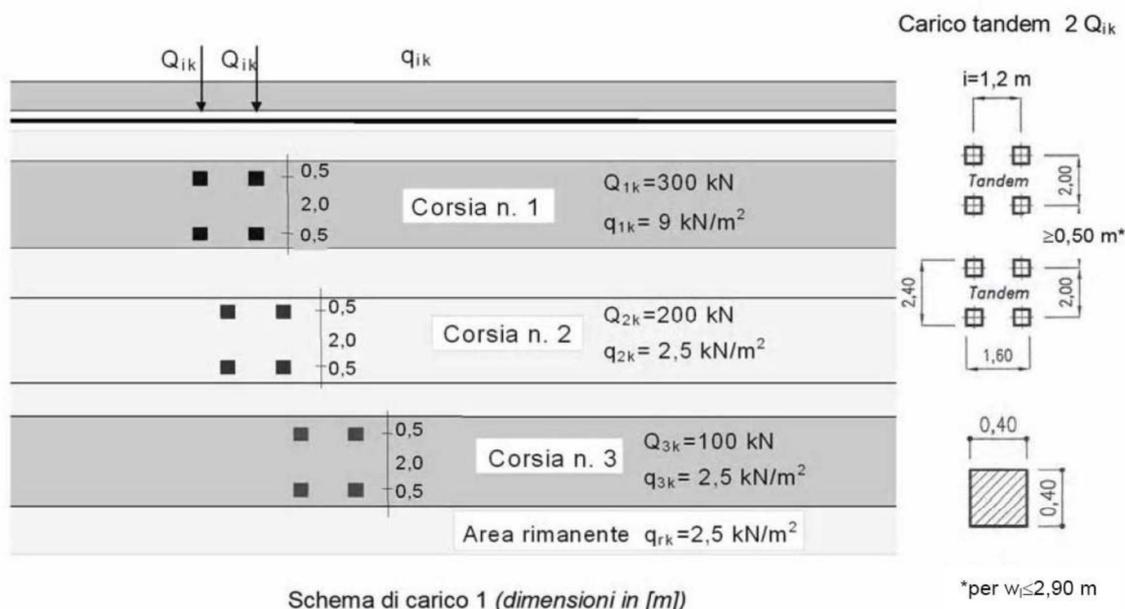


Figura 20 – Schema di Carico 1 del D.M. 17/01/2018

Carico distribuito per traffico stradale	qunif	20 kN/m ²	
Carico distribuito per corsia di carico	q _{1k}	9 kN/m ²	Schema di carico 1 NTC§5.1.3.3.3
Carico concentrato impronta di carico	Q _{1k}	150 kN	Schema di carico 1 NTC§5.1.3.3.3
N° Impronte di carico per asse	N _i	2	
N° Assi	N _a	2	
Dimensione trasversale impronta di carico	B _{ti}	0,40 m	
Dimensione longitudinale impronta di carico	B _{li}	0,40 m	
Interasse trasversale strada impronte carico	i _{ti}	2,00 m	
Interasse longitudinale strada impronte carico	i _{li}	1,20 m	
Larghezza corsia di carico	w ₁	3,00 m	

Lo schema di carico 1, che prevede anche la presenza di carichi concentrati, viene ragguagliato allo schema di carico a) mediante una diffusione attraverso il pacchetto stradale e il rinterro fino alla linea d'asse della soletta superiore:

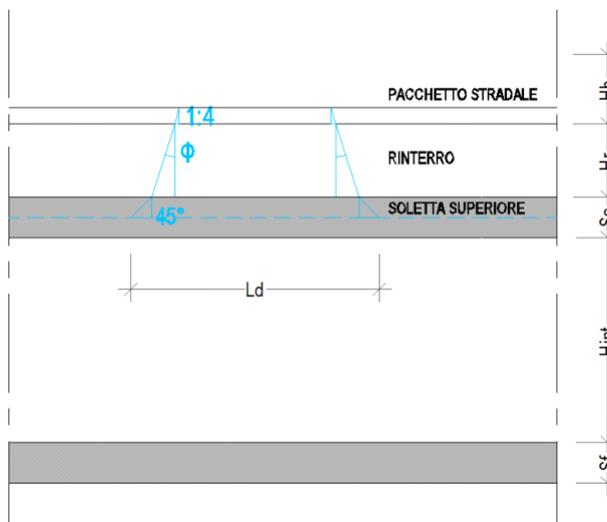


Figura 4. Diffusione dei carichi concentrati dello schema di carico 1

Ripartizione trasversale strada piano rotabile	r _{tr}	2.40 m	$B_{ti} + i_{ti} * (N_i - 1)$
Ripartizione longitudinale strada piano rotabile	r _{lr}	1.60 m	$B_{li} + i_{li} * (N_a - 1)$
Larghezza di diffusione nel pacchetto stradale	L _{ds}	0.10 m	Diffusione 1:4 nel pacchetto stradale
Larghezza di diffusione nel rinterro	L _{dr}	9.06 m	Diffusione secondo angolo attrito
Larghezza di diffusione nel cls	L _{dc}	0.30 m	Diffusione 45° nel cls
Larghezza trasv. di diffusione del carico	L _{dt}	11.86 m	$r_{tr} + L_{ds} + L_{dr} + L_{dc}$
Larghezza long. di diffusione del carico	L _{dl}	11.06 m	$r_{lr} + L_{ds} + L_{dr} + L_{dc}$
Carico ripartito verticale schema di carico 1	p _{sch1}	13.57 kN/m²	$[Q1k * N_i * N_a / (L_{dl} * L_{dt})] + q1k$
Carico distribuito massimo su soletta superiore	P _q	20.00 kN/m²	$\max(p_{sch1} ; q_{unif})$

Spinta sui piedritti prodotta dal sovraccarico STRADALE (condizioni SPACCSX e SPACCDX)

Carico distribuito massimo per traffico stradale	P _q	7.69 kN/m²	$P_q \times K_0$
Spinta semispessore soletta superiore	F _{qsup}	1.15 kN/m	$P_q \times S_{Ps} / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	F _{qinf}	1.54 kN/m	$P_q \times S_{Pi} / 2$

Frenatura e accelerazione (condizione AVV-STR)

La forza di frenamento, agente nella direzione dell'asse della strada ed al livello della superficie stradale, è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è pari a:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 * N_i * Q1k) + 0,10 \cdot q1k \cdot w1 \cdot L$$

Lunghezza zona caricata	L	2.60 m	$L_{int} + 2 * S_p$
Largh. diffusione sulla soletta superiore	L _{diff}	2.30 m	$L_{int} + S_p$
Acc. e fren. traffico stradale	Av	367.02 kN	$0,6 * (2 * N_i * Q1k) + 0,10 * q1k * w1 * L$
Acc. e fren. traffico stradale distribuiti	q ₃	25.91 kN/m	$Av / [L_{diff} + \max(L_{dt} ; w1)]$

Azioni termiche (condizione TERM)

Alla soletta superiore si applica una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^{\circ}\text{C}$ ed una variazione nello spessore tra estradosso ed intradosso pari a $\Delta t = \pm 5^{\circ}\text{C}$.

Variatione termica uniforme	ΔT_{unif}	+ -15.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Variatione termica differenziale	ΔT_{diff}	+ -5.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
	Gradiente	+ -16.67 [°/m]	$\Delta T_{diff} / S_s$

Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\epsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\phi(t, t_0)$, come definiti nell'EUROCODICE 2- UNI EN 1992-1-1 Novembre 2005 e D. M. 17-01-2018.

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

Variatione termica uniforme equivalente	ΔT_{ritiro}	- [11.29°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
---	---------------------	-------------------	--------------------------------

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$k_h = a_{max} / g$

$k_v = \pm 0,5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale V_N ed una classe d'uso C_u ; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U$.

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad ag , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * ag = S_s * S_t * ag$$

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,...) sono pari alle masse moltiplicate per kh e kv ove: $kh = \beta_M * S * ag/g$ e $kv = kh / 2$. Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, $\beta_M = 1$.

vita nominale	V_N	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	C_U	1,50
vita di riferimento = $C_U * V_N$	V_R	112,5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine	37,71669
Longitudine	13,72722

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0,109 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2,646 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T^*c	0,383
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S_T	1,000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per $\xi <> 5\%$	η	1,000

Tab.3.2.V	S_S	C_C	S_S	C_C
A	1,00	1,00	1,50	1,44
B	1,20	1,33		
C	1,50	1,44		
D	1,80	2,02		
E	1,60	1,69		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S_s	1,500
coefficiente di amplificazione	S	1,500
coefficiente categoria sottosuolo	C_c	1,441
periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$	T_B	0,184 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$	T_c	0,552 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$	T_D	2,032 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s * S_t * ag/g$	ago,max	0,162 g

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito	β	1,000
$ao = kh = ago,max = S * ag/g$	valore $PGA \times scatolare$	$ao = kh$ 0,1620 g
$av = kv = kh / 2$	valore $PGA \times scatolare$	$av = kv$ 0,0810 g

Forze di inerzia (condizione SismaH-STR)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	0%
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F^*h	29,69 kN/m $(P_{ss} + G_{sp} + Pr + \% * Pq) \times kh$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F^{*h}	1,22 kN/m ² $Pp \times kh$

Forze di inerzia (condizione SismaV-STR)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	0%
Forza verticale sulla soletta di copertura	F^{*v}	14,85 kN/m ² $(P_{ss} + G_{sp} + Pr + \% * Pq) \times kv$

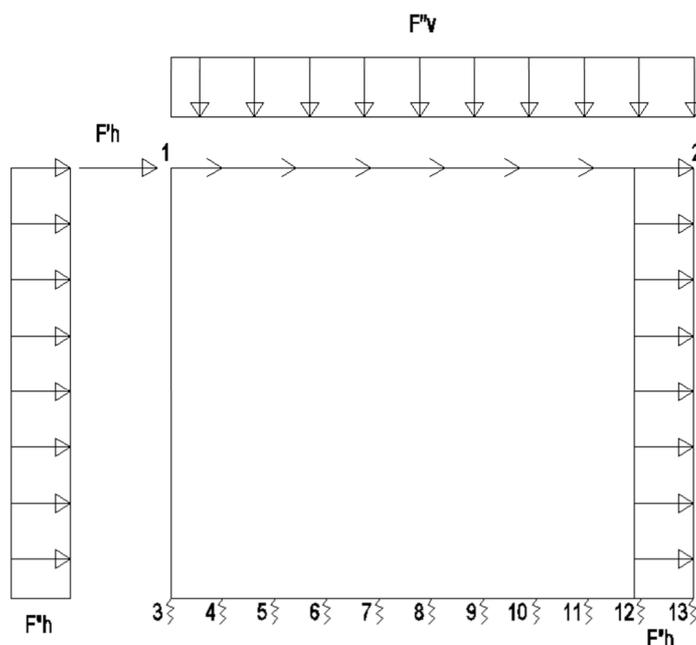


Figura 9. Forze sismiche agenti sulla struttura

Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSDX e SPSSX)

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	28,48 kN/m ²	$(\% * Pq + G, sp + Pr) \times (ago, max)$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QW_{sup}	4,27 kN	$qW \times Ss / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QW_{inf}	5,70 kN	$qW \times Sf / 2$

3.8. COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 le azioni di calcolo debbono essere cumulate secondo condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni accidentali con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico generiche sono le seguenti:

- 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:

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

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

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

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si considerano le combinazioni riportate in Tabella 5.1.IV:

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

<i>Carichi sulla carreggiata</i>						<i>Carichi su marciapiedi e piste ciclabili</i>
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3^a categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Per quel che riguarda i valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} , γ_{Qi} e $\gamma_{\epsilon i}$ si considerano i valori riportati in Tabella 5.1.V:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	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⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Per quel che riguarda i valori dei coefficienti di combinazione delle azioni variabili ψ si considerano i valori raccomandati per i ponti stradali:

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM-STR
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Variabile Stradale	ACCM-STR
Spinta del carico stradale Sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico stradale Sulla parete Dx	SPACCDX
Accelerazione e frenatura	AVV-STR
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TERM
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H-STR
Azione sismica verticale	Sisma V-STR
Incremento sismico della spinta	SPSDX/SX

La 4 condizioni di carico:

$$\Delta T_{\text{uniforme}} = \pm 15^\circ$$

$$\Delta T_{\text{differenziale}} = \pm 5^\circ$$

e le loro 4 combinazioni sono state preventivamente involuppate nella condizione ENV_TERM, la quale viene impiegata nelle successive combinazioni di carico per massimizzare gli effetti termici.

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza.

Combinazione fondamentale

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

Combinazioni di carico SLU (nonsismiche)													
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM-STR	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM-STR	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	1.35	1.35	1.08	1.08	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	1.35	0	0	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.08	1.08	1.015
AVV	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0	0	0	1.35
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche								
	sh1	sh2	sh3	sh4	sv1	sv2	sv3	sv4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM-STR	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
ACCM-STR	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AVV-STR	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
ENV_TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA H-STR	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
SISMA V-STR	0.3	-0.3	0.3	-0.3	-1	1	-1	1
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.

Combinazione rara

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

Combinazioni di carico SLE			
	1sle	2sle	3sle
DEAD	1	1	1
PERM-STR	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8
ACCM-STR	0.75	0.75	0.75
SPACCSX	0.75	0.75	0
SPACCDX	0.75	0.75	0.75
AVV-STR	-0.75	0.75	-0.75
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1

3.9. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

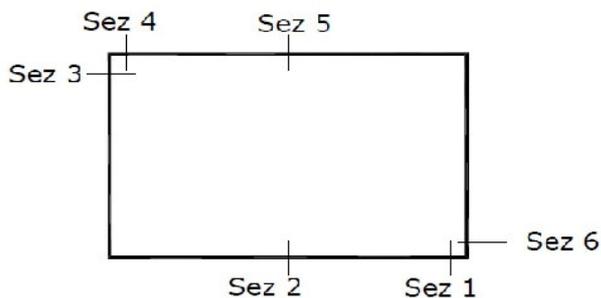
3.9.1. Inviluppo SLU-SLV

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3	
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	237.0	136.3
1	0.25526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	204.3	120.2
1	0.36053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	205.7	104.1
1	0.46579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	172.2	87.9
1	0.57105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	173.6	72.5
1	0.67632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	175.1	57.0
1	0.78158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	147.4	42.5
1	0.88684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	148.8	28.1
1	0.99211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	119.5	15.0
1	1.09737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	120.6	2.4
1	1.20263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	95.7	1.5
1	1.30789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	96.8	10.4
1	1.41316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	66.0	20.0
1	1.51842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	67.1	31.0
1	1.62368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	30.0	42.2
1	1.72895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	31.0	54.9
1	1.83421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	32.1	67.5
1	1.93947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	-33.8	82.1
1	2.04474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	-32.7	96.7
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max		0.0	-108.4	112.4
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	112.8	-15.9
1	0.25526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	51.3	-34.5
1	0.36053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	52.3	-46.3
1	0.46579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-3.2	-57.8
1	0.57105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-2.1	-61.5
1	0.67632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-1.1	-65.2
1	0.78158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-33.8	-64.6
1	0.88684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-32.7	-63.5
1	0.99211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-61.5	-59.3
1	1.09737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-60.5	-58.7
1	1.20263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-93.1	-68.3
1	1.30789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-91.6	-75.8
1	1.41316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-128.1	-81.9
1	1.51842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-126.7	-84.7
1	1.62368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-159.3	-87.0
1	1.72895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-157.9	-84.5
1	1.83421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-156.5	-82.1
1	1.93947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-200.4	-71.1
1	2.04474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-198.9	-59.7
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min		0.0	-237.0	-40.5

NI11 - Tombino Scatolare 2x3 (pk 3+674.29): Relazione di calcolo scatolare

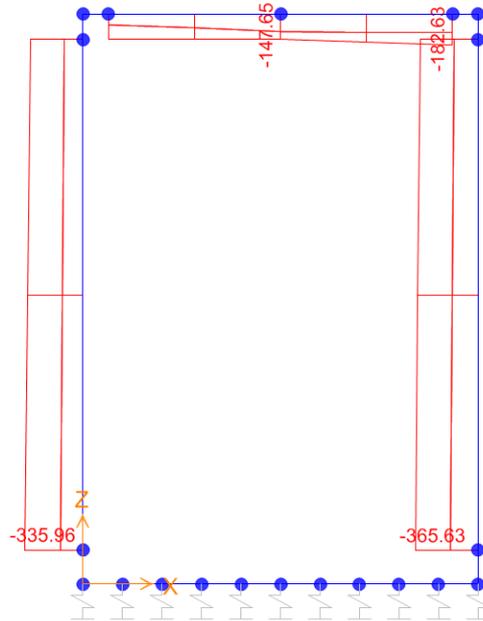
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO NI.11.0.0.001	REV. B	FOGLIO 28 di 125
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

2	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-141.0	-94.0	-20.3
2	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-152.2	22.9	43.7
2	3.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-163.5	172.2	32.8
2	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-335.3	-165.5	-128.3
2	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-350.4	-52.6	13.3
2	3.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-365.6	46.5	-110.4
3	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-65.0	-72.4	22.6
3	0.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-82.5	-9.8	76.7
3	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-100.0	55.5	76.2
3	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-105.9	164.7	54.0
3	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-109.1	273.8	-14.9
3	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-145.9	-244.2	-83.6
3	0.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-145.9	-135.0	-10.5
3	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-147.6	-25.8	15.2
3	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-165.1	38.3	-26.8
3	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-182.6	102.5	-108.0
4	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-110.4	126.6	104.2
4	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-121.6	37.7	-8.2
4	3.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-132.9	-61.4	126.0
4	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-305.6	45.5	-14.0
4	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-320.8	-42.6	-37.5
4	3.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-336.0	-173.1	-2.7

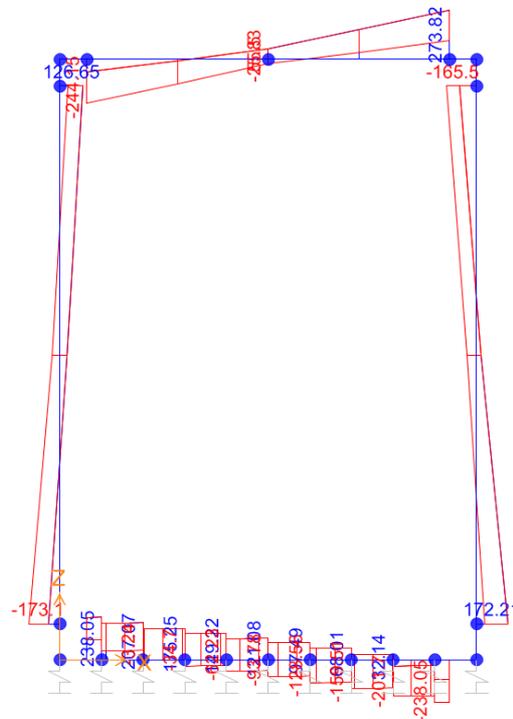


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	237.0	136.3
02	0.0	0.0	87.0
03	-110.4	173.1	128.3
04	0.0	273.8	108.0
05	0.0	0.0	76.7
06	-132.9	173.1	126.0

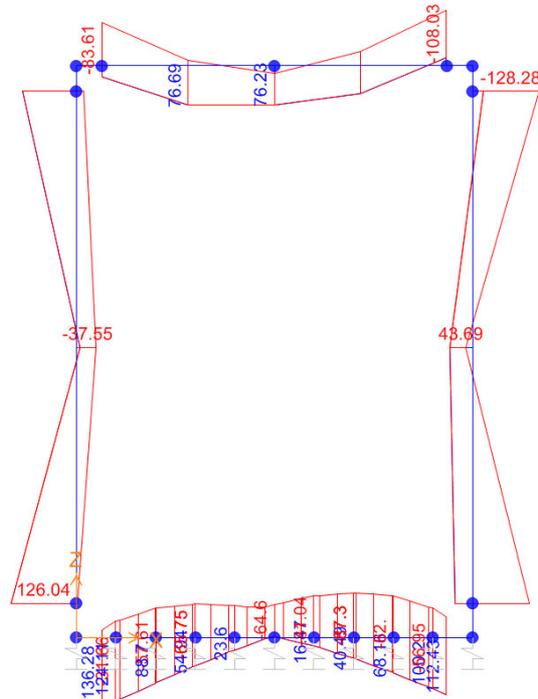
Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



Sforzo normale



Taglio



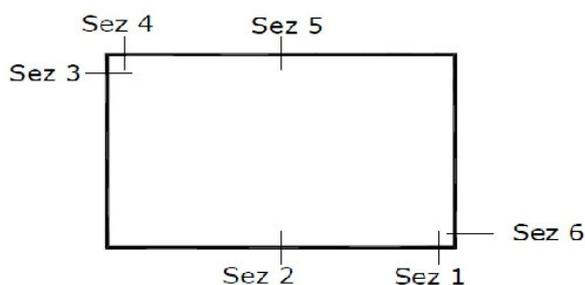
Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

3.9.2. Involuppo SLE (rara)

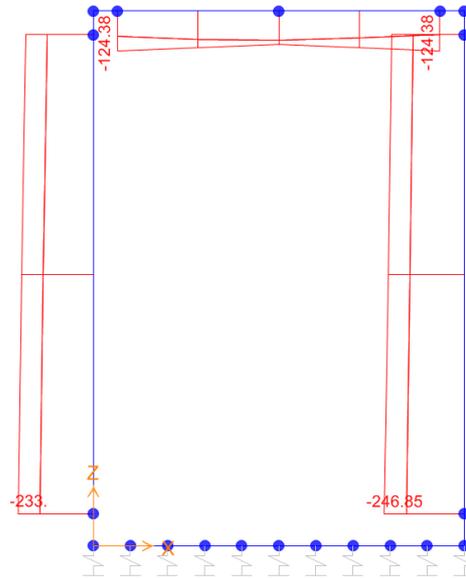
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	158.9	102.2
1	0.25526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	145.9	85.7
1	0.36053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	147.0	70.3
1	0.46579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	126.9	54.9
1	0.57105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	128.0	41.5
1	0.67632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	129.1	28.0
1	0.78158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	111.4	16.0
1	0.88684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	112.4	4.3
1	0.99211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	90.1	-5.9
1	1.09737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	91.2	-15.5
1	1.20263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	64.2	-17.5
1	1.30789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	65.3	-12.2
1	1.41316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	33.7	-6.2
1	1.51842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	34.7	1.5
1	1.62368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-1.6	9.5
1	1.72895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-0.6	19.4
1	1.83421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	0.5	29.3
1	1.93947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-61.7	42.0
1	2.04474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-60.7	54.9
1	2.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-130.2	69.8
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	141.5	7.1
1	0.25526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	85.0	-6.4
1	0.36053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	86.1	-15.4
1	0.46579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	33.6	-24.2
1	0.57105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	34.7	-27.8
1	0.67632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	35.7	-31.5
1	0.78158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	3.7	-32.3
1	0.88684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	4.7	-32.7
1	0.99211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-24.7	-31.1
1	1.09737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-23.7	-28.5
1	1.20263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-50.6	-30.8
1	1.30789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-49.6	-37.6
1	1.41316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-74.0	-43.5
1	1.51842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-73.0	-47.1
1	1.62368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-95.0	-50.3
1	1.72895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-93.9	-50.2
1	1.83421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-92.9	-50.2
1	1.93947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-122.6	-44.0
1	2.04474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-121.6	-37.5

1	2.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-147.5	-25.6
2	0.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-157.6	-57.6	-13.3
2	1.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-168.8	16.5	23.6
2	3.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-180.1	104.4	17.0
2	0.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-224.4	-114.1	-96.4
2	1.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-235.6	-40.1	16.6
2	3.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-246.8	47.8	-69.7
3	0.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-80.0	-103.0	7.1
3	0.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-89.7	-31.3	40.7
3	1.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-93.1	40.3	41.9
3	1.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-83.3	112.0	37.2
3	2.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-73.6	183.6	-3.3
3	0.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-124.4	-169.8	-67.6
3	0.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-114.7	-98.1	-1.5
3	1.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-104.9	-26.5	27.1
3	1.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-114.7	45.2	-11.0
3	2.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-124.4	116.8	-84.9
4	0.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-143.7	111.3	78.1
4	1.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-155.0	24.9	-22.3
4	3.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-166.2	-74.1	96.9
4	0.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-210.5	61.0	0.2
4	1.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-221.8	-29.4	-29.0
4	3.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-233.0	-137.0	11.9

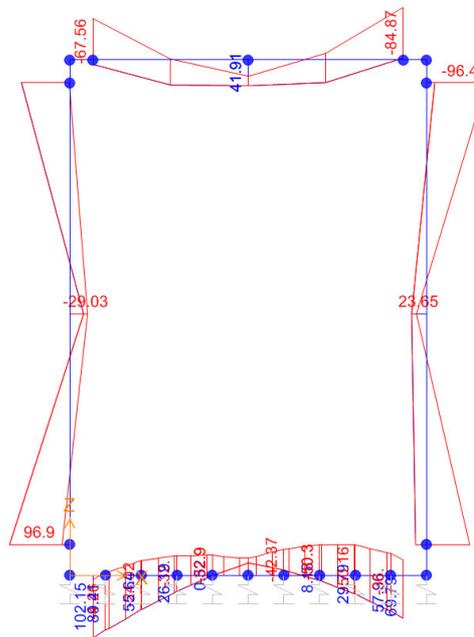


SEZIONE	P	M3
01	0.0	102.2
02	0.0	50.3
03	-143.7	96.4
04	0.0	84.9
05	0.0	41.9
06	-166.2	96.9

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

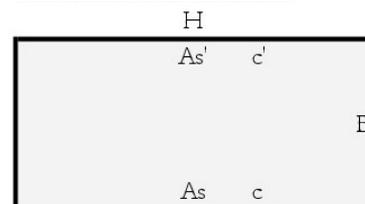
Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

3.10. VERIFICHE

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm
c'	Copniferro armatura sup. compressa	70 mm
c	Copniferro armatura inf. Tesa	70 mm
d	Altezza utile = H-c	330 mm
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	136.3 kNm
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	237.0 kN
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm
Fi1	1° diametro armatura tesa	20
Fi2	2° diametro armatura tesa	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm
s. Staffe	Passo staffe	150 mm
bracci	Numero Bracci staffe	2
cotθ	(proiez.onizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qpem)	R
Msle	Momento di esercizio [(+)]	102.2 kNm
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	38%
Vrd	Taglio ultimo resistente	438 kN	Coeff.Sfrutt.	54%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

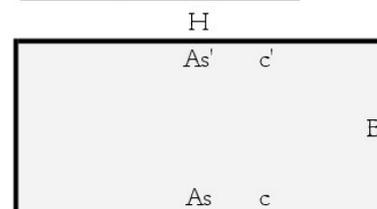
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-29 Mpa	Coeff.Sfrutt.	8%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	115 Mpa	Coeff.Sfrutt.	32%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	59%
			Coeff.Sfrutt.Max	59%

Sezione n°. 02

Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	87.0 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cot0	(proiez.oiizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qpem)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	50.3 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	24%
Vrd	Taglio ultimo resistente	438 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-14 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	57 Mpa	Coeff.Sfrutt.	16%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.05 mm	Coeff.Sfrutt.	27%
			Coeff.Sfrutt.Max	27%

NI11 - Tombino Scatolare 2x3 (pk 3+674.29): Relazione di calcolo scatolare

 COMMESSA
 RS3T

 LOTTO
 3 0 D 26

 CODIFICA
 CL

 DOCUMENTO
 NI.11.0.0.001

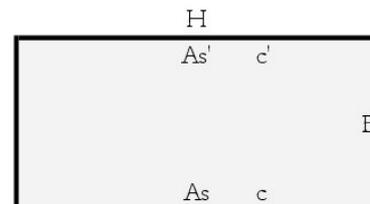
 REV.
 B

 FOGLIO
 36 di 125

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	230 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-110.4 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	128.3 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	173.1 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.onizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qpem)	R		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	96.4 kNm		
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-143.7 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	246 kNm	Coeff.Sfrutt.	52%
Vrd	Taglio ultimo resistente	197 kN	Coeff.Sfrutt.	88%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

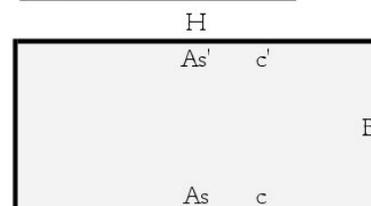
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-43 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	139 Mpa	Coeff.Sfrutt.	39%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-8 Mpa	Coeff.Sfrutt.	46%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	62 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	79%
			Coeff.Sfrutt.Max	88%

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	230 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	108.0 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	273.8 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.onizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	84.9 kNm		
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	237 kNm	Coeff.Sfrutt.	46%
Vrd	Taglio ultimo resistente	305 kN	Coeff.Sfrutt.	90%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

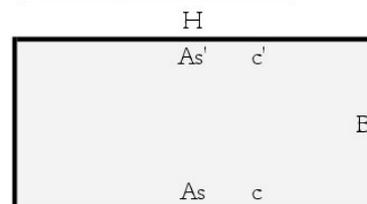
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-31 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	143 Mpa	Coeff.Sfrutt.	40%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-7 Mpa	Coeff.Sfrutt.	40%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	54 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.16 mm	Coeff.Sfrutt.	82%
			Coeff.Sfrutt.Max	90%

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	230 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	76.7 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.onizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qpem)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	41.9 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Pem)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Pem.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	237 kNm	Coeff.Sfrutt.	32%
Vrd	Taglio ultimo resistente	305 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

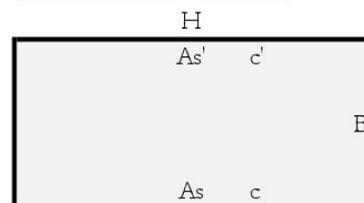
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-15 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	71 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	54 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.06 mm	Coeff.Sfrutt.	31%
			Coeff.Sfrutt.Max	32%

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm
d	Altezza utile = H-c	230 mm
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-132.9 kN
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	126.0 kNm
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	173.1 kN
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm
Fi1	1° diametro armatura tesa	20
Fi2	2° diametro armatura tesa	0
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq
Fi Staffe	Diametro staffe	0 mm
s. Staffe	Passo staffe	150 mm
bracci	Numero Bracci staffe	2
cotθ	(proiez.onizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qpem)	R
Msl	Momento di esercizio [(+)]	96.9 kNm
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-166.2 kN
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

Mrd	Momento ultimo resistente	248 kNm	Coeff.Sfrutt.	51%
Vrd	Taglio ultimo resistente	199 kN	Coeff.Sfrutt.	87%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-45 Mpa	Coeff.Sfrutt.	12%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	136 Mpa	Coeff.Sfrutt.	38%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-8 Mpa	Coeff.Sfrutt.	46%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	63 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.15 mm	Coeff.Sfrutt.	77%
			Coeff.Sfrutt.Max	87%

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	38%	24%	52%	46%	32%	51%
SLU	Ved/Vrd	54%	0%	88%	90%	0%	87%
SLE	(sigse/sigsr)s	8%	4%	12%	9%	4%	12%
SLE	(sigse/sigsr)i	32%	16%	39%	40%	20%	38%
SLE	(sigce/sigcr)s	25%	12%	46%	40%	20%	46%
SLE	wk/wklim	59%	27%	79%	82%	31%	77%
	MAX	59%	27%	88%	90%	32%	87%
	MAX	90%					

I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

3.11. ARMATURA DI RIPARTIZIONE

Le armature di ripartizione delle pareti e della soletta vengono dimensionate per sostenere gli effetti del ritiro igrometrico i quali generano una trazione pura per deformazioni impedita a causa della soletta inferiore gettata precedentemente e che può aver dissipato tali effetti.

La ϵ ritiro induce nel calcestruzzo una tensione di trazione superiore alla sua resistenza a trazione, ne deriva la fessurazione e il trasferimento di tutta la trazione sull'acciaio teso. Per ottenere delle fessure uniformemente distribuite e non concentrate in alcuni punti con ampiezze macroscopiche, si applica un principio di non plasticizzazione delle armature. Per limitare l'ampiezza delle fessure, pur distribuite, che si ottengono applicando tale principio, si applica quanto previsto al § 7.3.2 dell'Eurocodice 2 - UNI EN 1992 1-1: "Aree minime di armatura", in particolare la formula (7.1):

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$$

dove:

$A_{s,min}$ è l'area minima di armatura nella zona tesa;

A_{ct} è l'area di calcestruzzo nella zona tesa. La zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito dopo la formazione della prima fessura; è pari a tutta l'area della sezione per trazione pura, alla metà per flessione;

σ_s è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari alla tensione di snervamento f_{yk} dell'armatura. Può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure secondo il massimo diametro o la massima spaziatura tra le barre (vedere punto 7.3.3).

$f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure;

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ se la formazione delle fessure è prevista prima di $28d$;

k è il coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi, $k=1$

k_c è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva; $k_c=1$ per trazione, $k_c=0,4$ per flessione, $k_c = 0,4 \cdot (1 - \text{funz}(\sigma_c))$ nel caso flessione combinata con sforzo normale.

base della sezione		1000 mm
altezza della sezione		300 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	300000 mm ²
tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450 Mpa
resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione	f_{ck}	30 Mpa
tensione resistente cls a trazione	$f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$	2.90 Mpa
coefficiente k_c	k_c	1.00
coefficiente k	k	1.00
area minima acciaio teso nella sezione	$A_{s,min}$	1931 mm ²

P.to 7.3.3 EC2 1992:1-1): Dove è disposta l'armatura minima indicata al punto 7.3.2, le ampiezze delle fessure non dovrebbero essere eccessive se: per fessurazione causata principalmente da deformazioni impedito, il diametro delle barre non eccede quello dato nel prospetto 7.2N, dove la tensione nell'acciaio è quella che si ha subito dopo la fessurazione [cioè il termine σ_s nell'espressione (7.1)];

prospetto 7.2N

Diametri massimi delle barre ϕ_s^* per il controllo della fessurazione¹⁾

Tensione nell'acciaio ²⁾ [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_3 = 0,4$; $k = 1,0$; $k_1 = 0,4$ e $k' = 1,0$.

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

Il diametro massimo delle barre si raccomanda sia modificato come segue:

Trazione (la sezione è tutta tesa):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9) h_{cr} / (8(h-d)) \quad (7.7N)$$

dove:

 ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

 ϕ_s^* è il diametro massimo dato nel prospetto 7.2N;

 h è l'altezza totale della sezione;

 h_{cr} è l'altezza della zona tesa subito prima della fessurazione, considerando i valori caratteristici della forza di precompressione e delle forze assiali sotto la combinazione di azioni quasi-permanente;

 d è l'altezza utile valutata rispetto al baricentro dello strato più esterno di armatura ordinaria.

 Se tutta la sezione è tesa $h-d$ è la minima distanza tra il baricentro dello strato di armatura e il lembo esterno della sezione (considerare ciascun lembo se la barra non è disposta simmetricamente).

Verifica armatura trasversale:

diametro barre trasversali	Φ_{trav}	14 mm	< F_s	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	A_s	3079 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	282 mm ²	< f_{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ_s^*	8 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h_{cr}	300 mm		
altezza totale sezione	h	300 mm		
copri ferro (asse barre)	c	50 mm		
altezza utile sezione	d	250 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	24 mm	(= F_s)	

3.12. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	30 cm			
con armatura principale esterna		F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale interna		F20 /100		3142 mm ²
Soletta superiore di spessore	30 cm			
con armatura principale superiore		F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore		F20 /100		3142 mm ²
Soletta inferiore di spessore	40 cm			
con armatura principale superiore		F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore		F20 /100		3142 mm ²

Le pareti non hanno armatura a taglio.

La soletta superiore ha armatura a taglio **F12 /150** dir.princ. /500 dir.trasv.

La soletta inferiore ha armatura a taglio **F12 /150** dir.princ. /500 dir.trasv.

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:			
Pareti	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	49%	di	6283 mm ²	
Soletta superiore	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	49%	di	6283 mm ²	
Soletta inferiore	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	49%	di	6283 mm ²	

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	2.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.30 m
Altezza libera	Hint	3.00 m	Spessore soletta	Ss	0.30 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.40 m
			copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	20	100	0	1000	20	100	0	1000	0	1000	1000
soletta	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	500
fondaz.	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	500
ripartiz.	14	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incid [kg/m ³]	Inc%					
piedritto	3.88	0.36	0.9	230	255	40%					
soletta	2.78	0.36	0.8	178	228	15%					
fondaz.	2.98	0.46	1.0	193	186	17%					
ripartiz.			3.6	325	90	28%					
TOTALE			3.6	1155	319	100%					

3.13. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.13.1. *Base Reaction*

Le “base reaction” sono la risultante delle reazioni delle molle per ogni singola combinazione di carico:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFZ	GlobalFX	GlobalMY
Text	KN	KN	KN-m
SLU01	655,36	35,77	71,06
SLU01	655,36	35,77	71,06
SLU02	655,36	7,05	23,61
SLU02	655,36	7,05	23,61
SLU03	655,36	7,05	23,61
SLU03	655,36	7,05	23,61
SLU04	655,36	114,30	189,63
SLU04	655,36	114,30	189,63
SLU05	655,36	35,77	71,06
SLU05	655,36	35,77	71,06
SLU06	593,26	28,72	47,45
SLU06	593,26	28,72	47,45
SLU07	655,36	114,30	189,63
SLU07	655,36	114,30	189,63
SLU08	404,55	107,26	166,01
SLU08	404,55	107,26	166,01
SLU09	655,36	107,26	166,01
SLU09	655,36	107,26	166,01
SLU10	655,36	-107,26	-166,01
SLU10	655,36	-107,26	-166,01
SLU11	639,81	-57,01	-83,00
SLU11	639,81	-57,01	-83,00
SLU12	639,81	-57,01	-83,00
SLU12	639,81	-57,01	-83,00
SLU13	639,95	-51,65	-65,14
SLU13	639,95	-51,65	-65,14
SH1	411,79	-129,57	-296,19
SH1	411,79	-129,57	-296,19
SH2	397,32	-129,57	-296,19
SH2	397,32	-129,57	-296,19
SH3	411,79	16,58	-54,72
SH3	411,79	16,58	-54,72
SH4	397,32	16,58	-54,72
SH4	397,32	16,58	-54,72

SV1	380,43	-38,87	-88,86
SV1	380,43	-38,87	-88,86
SV2	428,68	-38,87	-88,86
SV2	428,68	-38,87	-88,86
SV3	380,43	4,97	-16,41
SV3	380,43	4,97	-16,41
SV4	428,68	4,97	-16,41
SV4	428,68	4,97	-16,41

Le terne di sollecitazioni N-H-M utilizzate nelle verifiche sono le seguenti, involuppate per combinazioni SLU e per combinazioni SLV:

SLU	
Nmax	655,36 kN/m
Nmin	404,55 kN/m
Hmax	114,30 kN/m
Mmax	189,63 kNm/m
SLV	
Nmax	428,68 kN/m
Nmin	380,43 kN/m
Hmax	129,57 kN/m
Mmax	296,19 kNm/m

Le terne di sollecitazioni sopra elencate sono utilizzate a seguire per le verifiche geotecniche GEO a carico limite e a scorrimento secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) di cui al punto 6.4.2.1 delle NTC2018.

Le caratteristiche geometriche e i coefficienti utilizzati nelle verifiche geotecniche vengono di seguito riportati:

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

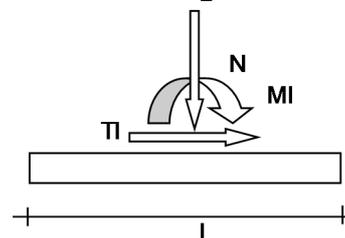
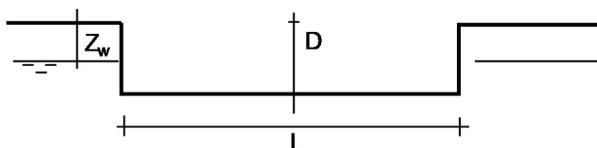
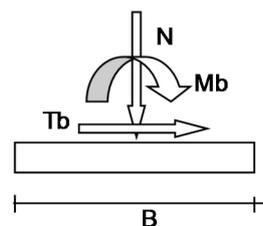
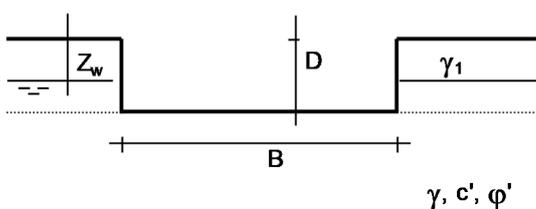
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

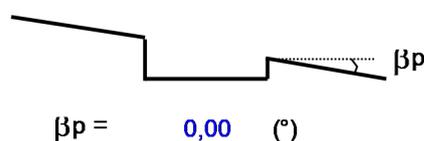
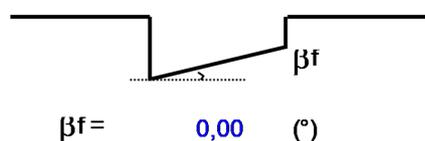
coefficienti parziali

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	
	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	●	1,00	1,00	1,00	1,00	2,30	1,10	



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2,60 (m)
L = 100,00 (m)
D = 9,50 (m)



Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula trinomia, in termini di tensioni efficaci per le condizioni drenate e in termini di tensioni totali per le condizioni non drenate:

CONDIZIONI DRENATE (TENSIONI EFFICACI):

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

CONDIZIONI NON DRENATE (TENSIONI TOTALI):

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica:

Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);

Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

3.13.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

• **SLU-Nmin**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	404,55		404,55
Mb [kNm]	189,63		189,63
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	114,30		114,30
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	114,30	0,00	114,30

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 16,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 16,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5,33$ (m)

$e_B = 0,47$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 1,66$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 148,30$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10,66$

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

$N_c = 20,72$

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

$N_\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

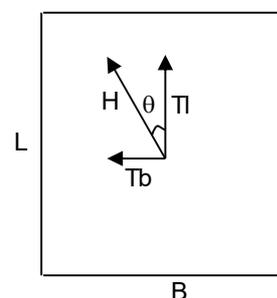
$$i_q = 0,55$$

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

$$i_c = 0,50$$

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

$$i_\gamma = 0,40$$



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

$$d_q = 1,46$$

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

$$d_c = 1,50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = 1530,09 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 243,33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 665,26 \geq q = 243,33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 215,25 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 195,68 \geq H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	655,36		655,36
Mb [kNm]	189,63		189,63
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	114,30		114,30
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	114,30	0,00	114,30

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 16,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 16,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5,33$ (m)

$e_B = 0,29$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 2,02$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 148,30$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10,00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10,66$

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

$N_c = 20,72$

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

$N_\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

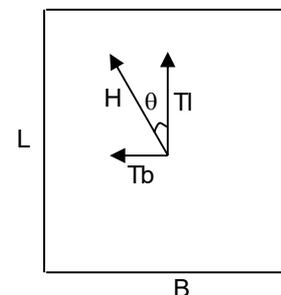
$$i_q = 0,70$$

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

$$i_c = 0,66$$

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

$$i_\gamma = 0,58$$



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

$$d_q = 1,46$$

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

$$d_c = 1,50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1964,76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 324,23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 854,24 \geq q = 324,23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 337,94 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 307,22 \geq H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

3.13.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

• **SLU-Nmin:**

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	404,55		404,55
Mb [kNm]	189,63		189,63
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	114,30		114,30
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	114,30	0,00	114,30

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,47$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$B^* = 1,66$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 190,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5,14$

sc : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1,00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

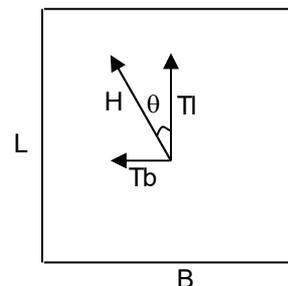
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0,82$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,59$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1194,96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 243,33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 519,55 \geq q = 243,33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 249,38 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 226,71 \geq H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	655,36		655,36
Mb [kNm]	189,63		189,63
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	114,30		114,30
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	114,30	0,00	114,30

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,29$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$B^* = 2,02$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 190,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5,14$

s_c : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1,00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

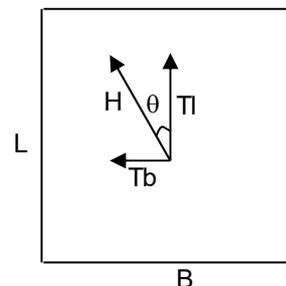
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0,85$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,59$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1233,67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 324,23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 536,38 \geq q = 324,23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 303,20 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 275,63 \geq H_d = 114,30 \text{ (kN)}$$

3.13.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

• SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	380,43		380,43
Mb [kNm]	296,19		296,19
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	129,57		129,57
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	129,57	0,00	129,57

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 20,00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 16,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 16,00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25,00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 5,33 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0,78 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1,04 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1,00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 148,30 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10,00 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10,66$$

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

$$N_c = 20,72$$

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

$$N_\gamma = 10,88$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

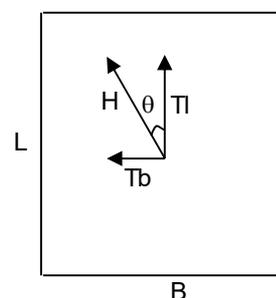
$$i_q = 0,47$$

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

$$i_c = 0,42$$

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

$$i_\gamma = 0,33$$



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

$$d_q = 1,46$$

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

$$d_c = 1,50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$q_{lim} = 1314,33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 364,80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 571,45 \geq q = 364,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 194,08 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 176,44 \geq H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

• ***SLV-Nmax:***

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	428,68		428,68
Mb [kNm]	296,19		296,19
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	129,57		129,57
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	129,57	0,00	129,57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 16,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 16,00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25,00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 5,33$ (m)

$e_B = 0,69$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

$B^* = 1,22$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 148,30$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10,00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 10,66$

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

$N_c = 20,72$

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

$N_\gamma = 10,88$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1,00$$

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

$$s_q = 1,00$$

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

$$s_\gamma = 1,00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 0,00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 0,00 \quad m = 2,00 \quad (-)$$

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

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

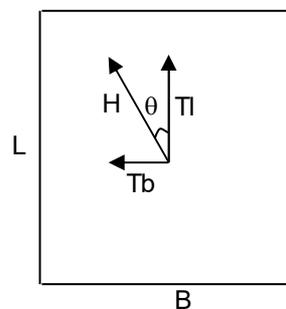
$$i_q = 0,52$$

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

$$i_c = 0,47$$

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

$$i_\gamma = 0,37$$



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

$$d_q = 1,46$$

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

$$d_c = 1,50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

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

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

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

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0,00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

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

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1447,67 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 351,92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 629,42 \geq q = 351,92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 219,39 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 199,45 \geq H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

3.13.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- **SLV-Nmin:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	380,43		380,43
Mb [kNm]	296,19		296,19
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	129,57		129,57
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	129,57	0,00	129,57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,78$ (m)

$e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$B^* = 1,04$ (m)

$L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 190,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5,14$

sc : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1,00$

•

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

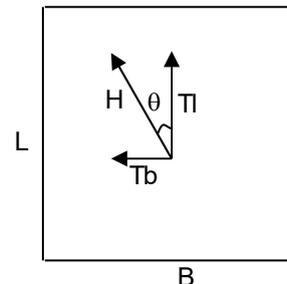
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0,68$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,59$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1018,89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 364,80 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 443 \geq q = 364,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 156,43 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 142,2 \geq H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

- ***SLV-Nmax:***

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	428,68		428,68
Mb [kNm]	296,19		296,19
MI [kNm]	0,00		0,00
Tb [kN]	129,57		129,57
TI [kN]	0,00		0,00
H [kN]	129,57	0,00	129,57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$e_B = 0,69$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100,00$ (kN/mq)

$B^* = 1,22$ (m)
 $L^* = 1,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 190,00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20,00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5,14$

s_c : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1,00$

•

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0,00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0,00$$

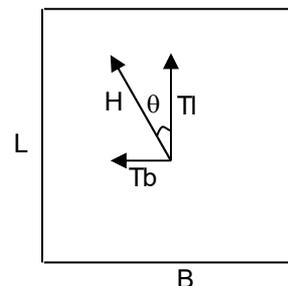
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0,00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2,00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0,72$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,59$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1075,61 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 351,92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 467,66 \geq q = 351,92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 182,72 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 166,11 \geq H_d = 129,57 \text{ (kN)}$$

3.13.6. *Tabella verifiche geotecniche GEO*

I coefficienti di sfruttamento che si ottengono per le verifiche geotecniche GEO sono i seguenti:

Coefficienti di sfruttamento			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	37%	58%	OK
SLU-CD_Nmax	38%	37%	OK
SLV-CD_Nmin	64%	73%	OK
SLV-CD_Nmax	56%	65%	OK
SLU-CND_Nmin	47%	50%	OK
SLU-CND_Nmax	60%	41%	OK
SLV-CND_Nmin	82%	91%	OK
SLV-CND_Nmax	75%	78%	OK

3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO

Per la verifica delle opere di imbocco e sbocco si riporta un calcolo tipologico per tutti i tombini aventi le stesse caratteristiche geometriche. Il calcolo strutturale verrà effettuato nelle condizioni più sfavorevoli possibile in termini di azione sismica; le verifiche geotecniche verranno effettuate considerando il terreno di fondazione con le minori caratteristiche di resistenza (TERRENO a2, $c'=18$ KPa, $C_u=50$ Kpa) e la quota della falda alla profondità minore tra quelle considerate.

3.14.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	3.30 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.30 m	(consigliato: $Sp = Ss$)
Spessore fondazione	Sf	0.40 m	(consigliato: $Sf = Ss + 10cm.$)
Larghezza totale	Ltot	2.60 m	$Lint + 2 \times Sp$
Altezza totale	Htot	3.70 m	$Hint + Sp$

3.14.2. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche delle sezioni della struttura in esame.

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

Il *peso proprio* delle solette e dei piedritti viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato considerando per il calcestruzzo $\gamma=25$ kN/m³.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{ds}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	Pp	7.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times Sp$
peso fondazione	Psf	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times Sf$

Spinta del terreno (condizioni SPTSX eSPTDX)

Le caratteristiche del rinterro, sono le medesime considerate per lo scatolare:

$\varnothing=38^\circ$	Angolo di attrito
$\gamma_r= 20$ kN/m ³	Peso specifico rinterro

$C_u = 0$ Coesione non drenata

angolo di attrito rinterro	\varnothing'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \sin\varnothing) / (1 + \sin\varnothing)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 + \sin\varnothing)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \sin\varnothing) / (1 - \sin\varnothing)$
Pressione cima piedritti	P2	0.00 kN/m ²	$Z=0$
Pressione asse soletta inferiore	P3	24.21 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	25.60 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times H_{tot}$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	4.98 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

Il carico concentrato nel nodo 3 (per la SPTSX) oppure 13 (per la SPTDX) rappresenta la parte di spinta del terreno esercitata su 1/2 spessore della soletta inferiore.

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

$k_h = a_{max} / g$

$k_v = \pm 0,5 \times k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale, ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale VN ed una classe d'uso C_u ; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_U$.

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari ad a_g , il cui valore è di seguito riportato, come desunto anche dalla relazione geotecnica.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima per la determinazione delle forze di inerzia può essere valutata con la relazione:

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

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per kh e kv ove: $kh = \beta M x S x ag/g$ e $kv = kh / 2$. Essendo lo scatolare non libero di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, $\beta M = 1$.

vita nominale	V_N	75 anni
classe d'uso	CL	III
coefficiente d'uso	C_U	1.50
vita di riferimento = $C_U * V_N$	V_R	112.5 anni
probabilità di superamento nel periodo di riferimento	P_{VR}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine	-]
Longitudine	-]

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.110 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	F_0	2.648 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T^*c	0.383
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S_T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per $\xi <> 5\%$	η	1.000

Tab.3.2.V	S_s	C_c	S_s	C_c
A	1.00	1.00	1.50	1.44
B	1.20	1.33		
C	1.50	1.44		
D	1.80	2.02		
E	1.60	1.69		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S_s	1.500
coefficiente di amplificazione	S	1.500
coefficiente categoria sottosuolo	C_c	1.441
periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$	T_B	0.184 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$	T_C	0.552 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$	T_D	2.040 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s x S_t x ag/g$	ago,max	0.165 g

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito	β	1.000
$ao = kh = ago,max = S x ag/g$	valore PGA x scatolare	$ao = kh$
$av = kv = kh / 2$	valore PGA x scatolare	$av = kv$
		0.1650 g
		0.0825 g

Forze di inerzia (condizione SismaH)

 Forza orizzontale su singolo piedritto $F''h$ **1.24** kN/m² $Pp \times kb$
Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSPDX e SPSSX)

 Forza distribuita su uno solo dei piedritti qW **10.99** kN/m² $(\gamma t \times H_{tot}) \times (ago, max)$

 Forza concentrata nodo inferiore piedritto QW_{inf} **2.20** kN $qW \times Sf / 2$

 3.14.3. COMBINAZIONI DI CARICO

Le azioni descritte nel paragrafo precedente ed utilizzate nelle combinazioni di carico vengono di seguito riassunte:

Peso proprio	DEAD
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSPDX/SX

Si riportano di seguito le combinazioni allo SLU di carico ritenute più significative in base all'esperienza.

Combinazione fondamentale

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

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)													
	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1

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

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

Combinazioni di Carico Sismiche								
	SH1	SH2	SH3	SH4	SV1	SV2	SV3	SV4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
Sisma H	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0

Le combinazioni sismiche vanno eseguite in entrambe le direzioni pertanto le combinazioni SH vanno ripetute per Sisma H = -1 e le combinazioni SV per Sisma V=-0.3.

Si riportano infine, le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio SLE ritenute più significative.
Combinazione rara

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

Combinazioni di carico SLE			
	1sle	2sle	3sle
DEAD	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8

3.14.4. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

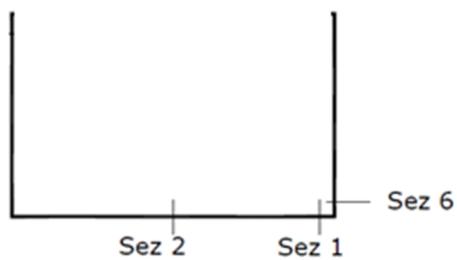
3.14.4.1. *Inviluppo SLU-SLV*

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	37.43	118.84
1	0.26	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	42.00	114.75
1	0.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	43.05	110.28
1	0.47	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	44.86	105.68
1	0.57	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	45.92	100.91
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	46.97	96.02
1	0.78	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	46.71	91.14
1	0.89	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	47.76	86.17
1	0.99	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	45.69	81.31
1	1.10	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	46.74	76.44
1	1.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	42.88	75.58
1	1.31	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	43.93	78.70
1	1.41	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	38.29	81.85
1	1.52	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	39.35	85.15
1	1.62	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	31.94	88.38
1	1.73	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	32.99	91.74
1	1.83	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	34.04	94.99
1	1.94	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	19.76	98.34
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	20.81	101.60
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	3.90	104.79
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	3.71	46.21
1	0.26	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-9.25	44.01
1	0.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-8.20	42.45
1	0.47	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-19.51	40.79
1	0.57	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-18.46	39.96
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-17.41	38.99
1	0.78	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-23.50	38.46
1	0.89	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-22.45	37.87
1	0.99	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-27.43	37.61
1	1.10	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-26.38	37.41
1	1.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-30.24	37.41
1	1.31	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-29.19	37.61
1	1.41	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-31.91	37.87
1	1.52	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-30.86	38.46
1	1.62	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-32.44	38.99
1	1.73	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-31.39	39.96
1	1.83	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-30.34	40.79
1	1.94	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-31.49	42.45
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-30.43	43.34
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-29.82	42.53

NI11 - Tombino Scatolare 2x3 (pk 3+674.29): Relazione di calcolo scatolare

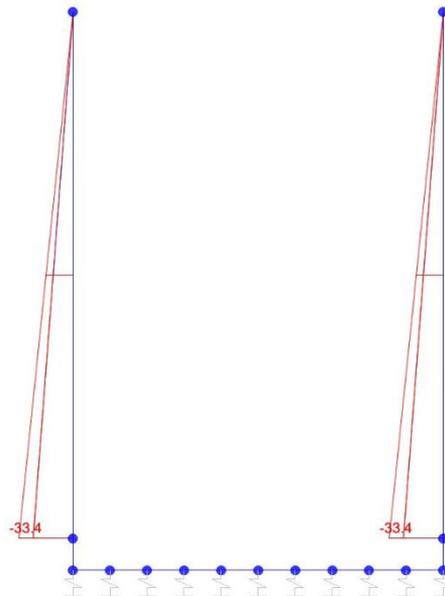
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO NI.11.0.0.001	REV. B	FOGLIO 83 di 125
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

2	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	0.00	0.00	0.00
2	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-12.37	25.50	-3.49
2	3.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-24.74	69.84	-34.68
2	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	0.00	0.00	0.00
2	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-16.70	7.37	-18.45
2	3.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-33.40	33.57	-94.52
4	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	0.00	0.00	0.00
4	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-12.37	-9.42	21.83
4	3.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-24.74	-37.66	108.02
4	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	0.00	0.00	0.00
4	1.65	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-16.70	-29.60	5.18
4	3.30	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-33.40	-78.02	41.43

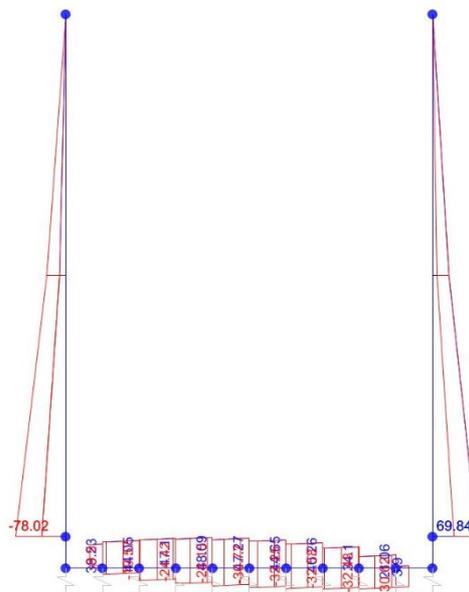


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	47.8	118.8
02	0.0	0.0	37.4
06	-24.7	78.0	94.5

Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



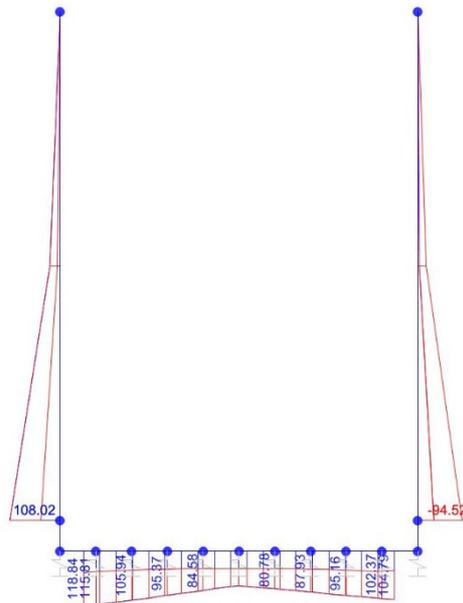
Sforzo normale



Taglio

NI11 - Tombino Scatolare 2x3 (pk 3+674.29): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO NI.11.0.0.001	REV. B	FOGLIO 85 di 125
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------



Momento Flettente

I valori V e M dei diagrammi corrispondono a quelli riportati nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

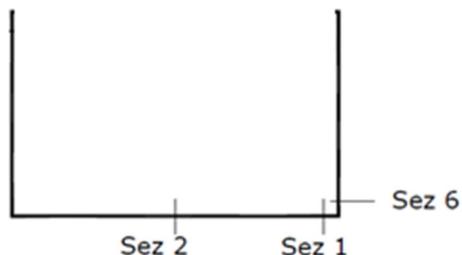
3.14.4.2. *Involuppo SLE (rara)*

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	19.15	46.67
1	0.26	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	14.25	44.75
1	0.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	15.31	43.19
1	0.47	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	10.05	41.56
1	0.57	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	11.11	40.45
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	12.16	39.22
1	0.78	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	8.78	38.29
1	0.89	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	9.83	37.31
1	0.99	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	6.23	36.56
1	1.10	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	7.28	35.85
1	1.20	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	3.46	35.28
1	1.31	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	4.51	34.86
1	1.41	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	0.48	34.50
1	1.52	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	1.53	34.40
1	1.62	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-2.70	34.25
1	1.73	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-1.65	34.48
1	1.83	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-0.60	34.60
1	1.94	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-7.78	35.43
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-6.73	36.19
1	2.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-14.20	37.53
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	19.15	46.67
1	0.26	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	14.25	44.75
1	0.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	15.31	43.19
1	0.47	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	10.05	41.56
1	0.57	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	11.11	40.45
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	12.16	39.22
1	0.78	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	8.78	38.29
1	0.89	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	9.83	37.31
1	0.99	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	6.23	36.56
1	1.10	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	7.28	35.85
1	1.20	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	3.46	35.28
1	1.31	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	4.51	34.86
1	1.41	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	0.48	34.50
1	1.52	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	1.53	34.40
1	1.62	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-2.70	34.25
1	1.73	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-1.65	34.48
1	1.83	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-0.60	34.60
1	1.94	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-7.78	35.43
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-6.73	36.19
1	2.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-14.20	37.53

NI11 - Tombino Scatolare 2x3 (pk 3+674.29): Relazione di calcolo scatolare

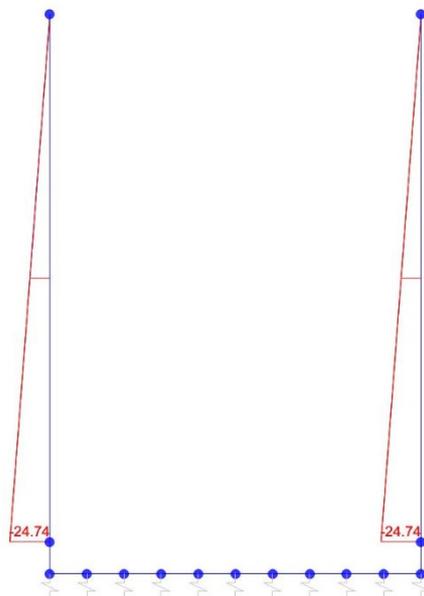
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO NI.11.0.0.001	REV. B	FOGLIO 87 di 125
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

2	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Max	0.00	0.00	0.00
2	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-12.37	7.53	-4.14
2	3.30	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-24.74	30.13	-33.14
2	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Min	0.00	0.00	0.00
2	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-12.37	7.53	-4.14
2	3.30	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-24.74	30.13	-33.14
4	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Max	0.00	0.00	0.00
4	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-12.37	-9.42	5.18
4	3.30	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-24.74	-37.66	41.43
4	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Min	0.00	0.00	0.00
4	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-12.37	-9.42	5.18
4	3.30	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-24.74	-37.66	41.43

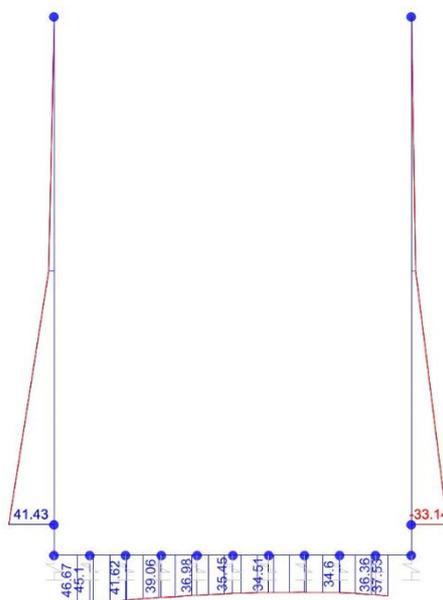


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	19.2	46.7
02	0.0	0.0	34.3
06	-24.7	37.7	33.1

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento flettente

Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

3.14.5. Verifiche

Si riportano i coefficienti di sfruttamento nelle sezioni notevoli per le verifiche SLU/SLV/SLE:

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:				
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ06
SLU	Med/Mrd	33%	10%	40%
SLU	Ved/Vrd	22%	0%	42%
SLE	(sigse/sigr)s	4%	3%	4%
SLE	(sigse/sigr)i	15%	11%	14%
SLE	(sigce/sigc)s	11%	8%	16%
SLE	wk/wklim	25%	19%	23%
	MAX	33%	19%	42%
	MAX	42%		

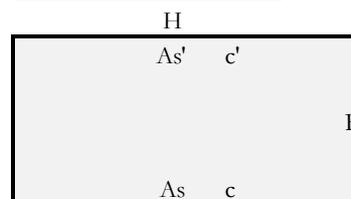
I coefficienti di sfruttamento sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

3.14.5.1. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	118.8 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	47.8 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	46.7 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	33%
Vrd	Taglio ultimo resistente	215 kN	Coeff.Sfrutt.	22%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

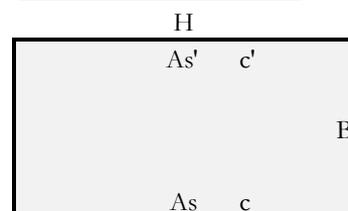
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-13 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	53 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	11%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.05 mm	Coeff.Sfrutt.	25%
			Coeff.Sfrutt.Max	33%

Sezione n° 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	37.4 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	34.3 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	10%
Vrd	Taglio ultimo resistente	215 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

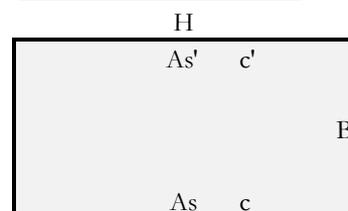
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-10 Mpa	Coeff.Sfrutt.	3%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	39 Mpa	Coeff.Sfrutt.	11%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	8%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.04 mm	Coeff.Sfrutt.	19%
			Coeff.Sfrutt.Max	19%

Sezione n° 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	230 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-24.7 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	94.5 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	78.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	mm		
s. Staffe	Passo staffe	150 mm		
bracci	Numero Bracci staffe	2		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.5 [range: 1,0-2,5]		
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	33.1 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-24.7 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	239 kNm	Coeff.Sfrutt.	40%
Vrd	Taglio ultimo resistente	187 kN	Coeff.Sfrutt.	42%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-14 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	52 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	16%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	55 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.05 mm	Coeff.Sfrutt.	23%
			Coeff.Sfrutt.Max	42%

3.14.5.2. VERIFICHE GEOTECNICHE

3.14.5.2.1. Base Reaction

Le “base reaction” sono la risultante delle reazioni delle molle per ogni singola combinazione di carico:

TABLE: Base Reactions			
OutputCase	GlobalFZ	GlobalFX	GlobalMY
Text	KN	KN	KN-m
SLU01	101.90	0.00	0.00
SLU01	101.90	0.00	0.00
SLU02	101.90	0.00	0.00
SLU02	101.90	0.00	0.00
SLU03	101.90	0.00	0.00
SLU03	101.90	0.00	0.00
SLU04	101.90	16.57	17.30
SLU04	101.90	16.57	17.30
SLU05	101.90	0.00	0.00
SLU05	101.90	0.00	0.00
SLU06	101.90	0.00	0.00
SLU06	101.90	0.00	0.00
SLU07	101.90	16.57	17.30
SLU07	101.90	16.57	17.30
SLU08	75.48	16.57	17.30
SLU08	75.48	16.57	17.30
SLU09	101.90	16.57	17.30
SLU09	101.90	16.57	17.30
SLU10	101.90	-16.57	-17.30
SLU10	101.90	-16.57	-17.30
SLU11	101.90	-16.57	-17.30
SLU11	101.90	-16.57	-17.30
SLU12	101.90	-16.57	-17.30
SLU12	101.90	-16.57	-17.30
SLU13	101.90	-16.57	-17.30
SLU13	101.90	-16.57	-17.30
SH1	75.48	-49.35	-82.50
SH1	75.48	-49.35	-82.50
SH2	75.48	-49.35	-82.50
SH2	75.48	-49.35	-82.50
SH3	75.48	31.99	52.12
SH3	75.48	31.99	52.12
SH4	75.48	31.99	52.12
SH4	75.48	31.99	52.12

SV1	75.48	-14.80	-24.75
SV1	75.48	-14.80	-24.75
SV2	75.48	-14.80	-24.75
SV2	75.48	-14.80	-24.75
SV3	75.48	9.60	15.64
SV3	75.48	9.60	15.64
SV4	75.48	9.60	15.64
SV4	75.48	9.60	15.64

Le terne di sollecitazioni N-H-M utilizzate nelle verifiche sono le seguenti, involuppate per combinazioni SLU e per combinazioni SLV:

SLU	
Nmax	101.90 kN/m
Nmin	75.48 kN/m
Hmax	16.57 kN/m
Mmax	17.30 kNm/m
SLV	
Nmax	75.48 kN/m
Nmin	75.48 kN/m
Hmax	49.35 kN/m
Mmax	82.50 kNm/m

Le terne di sollecitazioni sopra elencate sono utilizzate a seguire per le verifiche geotecniche GEO a carico limite e a scorrimento secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3) di cui al punto 6.4.2.1 delle NTC2018.

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica:

Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);

Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

Le caratteristiche geometriche e i coefficienti utilizzati nelle verifiche geotecniche vengono di seguito riportati:

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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

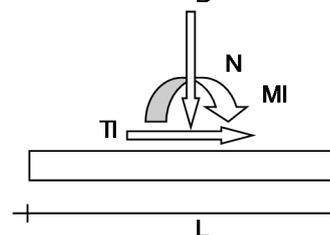
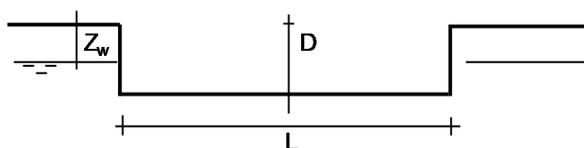
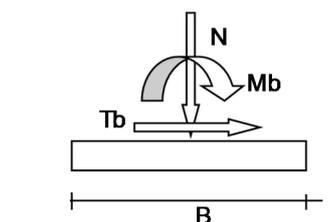
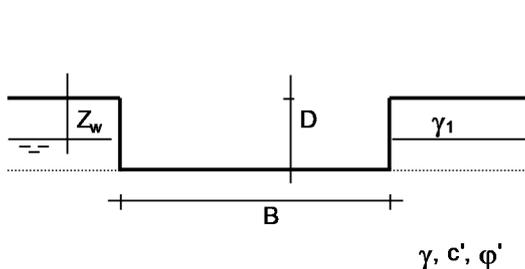
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

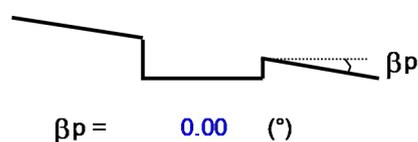
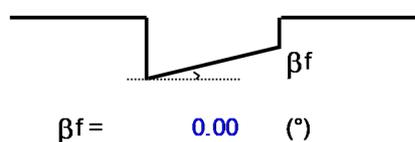
coefficienti parziali

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
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	SISMA	○	1.00	1.00	1.25	1.25	1.80
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
Tensioni Ammissibili	○	1.00	1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

$B = 2.60$ (m)
 $L = 100.00$ (m)
 $D = 3.70$ (m)



Per il calcolo del carico limite si è utilizzata la formula trinomia, in termini di tensioni efficaci per le condizioni drenate e in termini di tensioni totali per le condizioni non drenate:

CONDIZIONI DRENATE (Tensioni EFFICACI):

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

CONDIZIONI NON DRENATE (Tensioni TOTALI):

$$q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q$$

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica:

Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);

Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

3.14.6. *Verifiche SLU in condizioni drenate*

• **SLU-Nmin:**

	AZIONI		
	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	75.48		75.48
Mb [kNm]	17.30		17.30
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	16.57		16.57
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	16.57	0.00	16.57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0.00$ (m)

$e_B = 0.23$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.14$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 37.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : 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

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

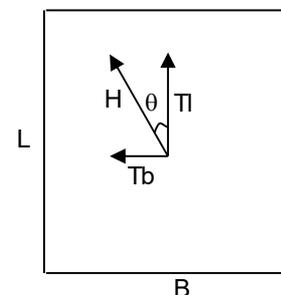
$$i_q = 0.69$$

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

$$i_c = 0.69$$

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

$$i_\gamma = 0.58$$



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

$$d_q = 1.30$$

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

$$d_c = 1.31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 2800.14 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 35.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1217.45 \geq q = 35.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 97.52 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 88.65 \geq H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	101.90		101.90
Mb [kNm]	17.30		17.30
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	16.57		16.57
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	16.57	0.00	16.57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0.00$ (m)

$e_B = 0.17$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.26$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 37.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8.00$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 48.93$

$Nc = (Nq - 1) / \tan \varphi'$

$Nc = 61.35$

$Ny = 2 \cdot (Nq + 1) \cdot \tan \varphi'$

$Ny = 78.02$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

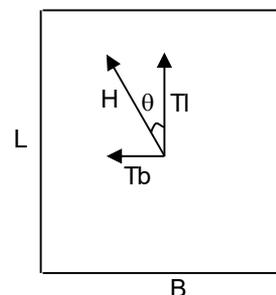
$$i_q = 0.75$$

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

$$i_c = 0.75$$

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

$$i_\gamma = 0.65$$



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

$$d_q = 1.30$$

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

$$d_c = 1.31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 3055.72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 45.08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1328.57 \geq q = 45.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 120.30 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 109.36 \geq H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

3.14.7. *Verifiche SLU in condizioni non drenate*

• ***SLU-Nmin:***

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	75.48		75.48
Mb [kNm]	17.30		17.30
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	16.57		16.57
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	16.57	0.00	16.57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.23$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$B^* = 2.14$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 74.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5.14$

s_c : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

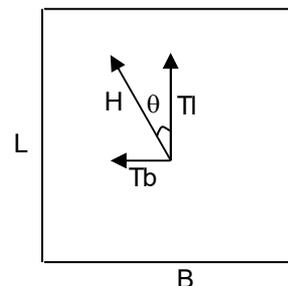
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0.98$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.52$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1224.46 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 35.24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 532.37 \geq q = 35.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 321.24 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 292.03 \geq H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

- *SLU-Nmax:*

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	101.90		101.90
Mb [kNm]	17.30		17.30
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	16.57		16.57
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	16.57	0.00	16.57

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.17$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$B^* = 2.26$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 74.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5.14$

s_c : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

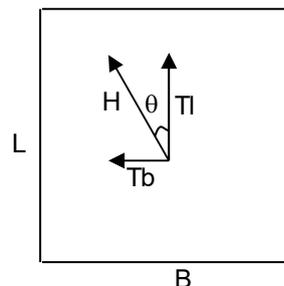
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 0.98$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.52$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1225.70 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 45.08 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 532.91 \geq q = 45.08 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 339.06 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 308.24 \geq H_d = 16.57 \text{ (kN)}$$

3.14.8. *Verifiche SLV in condizioni drenate*

• **SLV-Nmin:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	75.48		75.48
Mb [kNm]	82.50		82.50
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	49.35		49.35
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	49.35	0.00	49.35

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 38.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0.00$ (m)

$e_B = 1.09$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 0.41$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 37.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8.00$ (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

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

(m=2 nel caso di fondazione nastriforme e m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

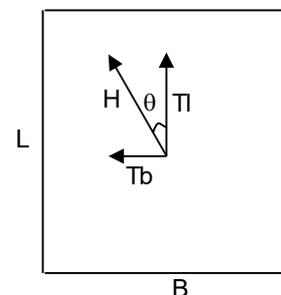
$$i_q = 0.18$$

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

$$i_c = 0.16$$

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

$$i_\gamma = 0.07$$



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

$$d_q = 1.34$$

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

$$d_c = 1.34$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 671.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 182.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 291.88 \geq q = 182.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 66.42 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 60.38 \geq H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

• ***SLV-Nmax:***

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	75.48		75.48
Mb [kNm]	82.50		82.50
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	49.35		49.35
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	49.35	0.00	49.35

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 18.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 38.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 18.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 38.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 0.00$ (m)

$e_B = 1.09$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 0.41$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 37.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 8.00$ (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

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00 \quad m = 2.00 \quad (-)$$

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

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

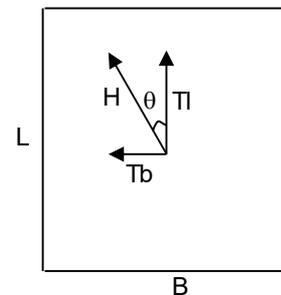
$$i_q = 0.18$$

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

$$i_c = 0.16$$

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

$$i_\gamma = 0.07$$



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

$$d_q = 1.34$$

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

$$d_c = 1.34$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\phi')^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 671.32 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 182.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 291.88 \geq q = 182.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 66.42 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 60.38 \geq H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

3.14.9. *Verifiche SLV in condizioni non drenate*

• **SLV-Nmin:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	75.48		75.48
Mb [kNm]	82.50		82.50
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	49.35		49.35
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	49.35	0.00	49.35

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$e_B = 1.09$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$B^* = 0.41$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 74.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

N_c : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

s_c : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

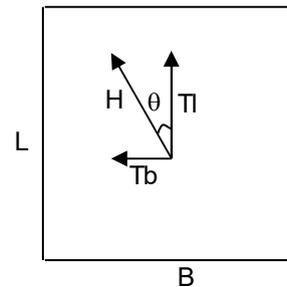
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0.69$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.58$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 917.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 182.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 398.86 \geq q = 182.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 62.07 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 56.43 \geq H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

• *SLV-Nmax:*

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	75.48		75.48
Mb [kNm]	82.50		82.50
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	49.35		49.35
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	49.35	0.00	49.35

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$e_B = 1.09$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 50.00$ (kN/mq)

$B^* = 0.41$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 74.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

N_c : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

s_c : fattori di forma

$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 0.00$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 0.00$$

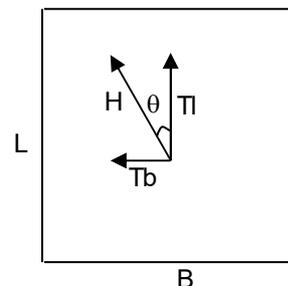
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u^* N_c))$$

$$i_c = 0.69$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.58$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 917.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 182.39 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 398.86 \geq q = 182.39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

$$S_d = c_u B^* L^*$$

$$S_d = 62.07 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 56.43 \geq H_d = 49.35 \text{ (kN)}$$

3.14.10. Tabella verifiche geotecniche GEO

I coefficienti di sfruttamento che si ottengono per le verifiche geotecniche GEO sono i seguenti:

Coefficienti di sfruttamento			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	3%	19%	OK
SLU-CD_Nmax	3%	15%	OK
SLV-CD_Nmin	62%	82%	OK
SLV-CD_Nmax	62%	82%	OK
SLU-CND_Nmin	7%	6%	OK
SLU-CND_Nmax	8%	5%	OK
SLV-CND_Nmin	46%	87%	OK
SLV-CND_Nmax	46%	87%	OK