

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. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA	10
3.7. ANALISI DEI CARICHI	11
3.8. VERIFICA REQUISITI S.T.I.	19
3.9. COMBINAZIONI DI CARICO	21
3.10. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	28
3.10.1. INVILUPPO SLU-SLV	28
3.10.2. INVILUPPO SLE (RARA)	32
3.11. VERIFICHE	35
3.12. VERIFICHE DELLE SEZIONI	36
3.13. VERIFICHE GEOTECNICHE	42
3.13.1. BASE REACTION	42
3.13.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE	46
3.13.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE	54
3.13.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE	60
3.13.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE	68
3.13.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO	74
3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO	75
3.14.1. GEOMETRIA	75

3.14.2.	ANALISI DEI CARICHI	75
3.14.3.	COMBINAZIONI DI CARICO	76
3.14.4.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	79
3.14.4.1.	INVILUPPO SLU-SLV	79
3.14.4.2.	INVILUPPO SLE (RARA)	83
3.14.5.	VERIFICHE	86
3.14.5.1.	VERIFICHE DELLE SEZIONI	87
3.14.5.2.	VERIFICHE GEOTECNICHE	90
3.14.5.2.1.	BASE REACTION	90
3.14.6.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE	94
3.14.7.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE	102
3.14.8.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE	108
3.14.9.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE	116
3.14.10.	TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO	122

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un sottopasso 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 7+848.

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:

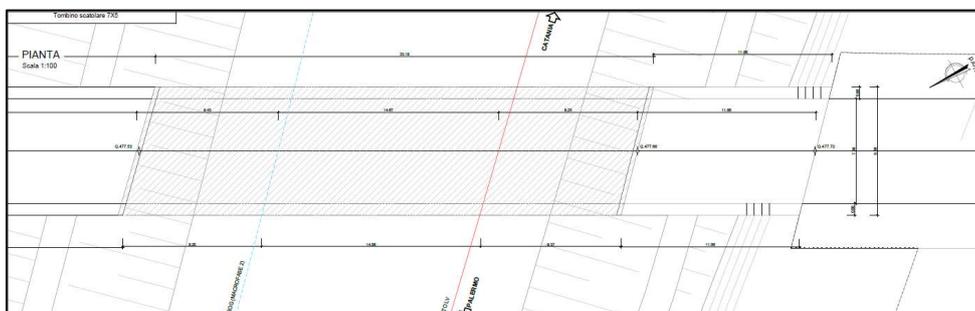


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare

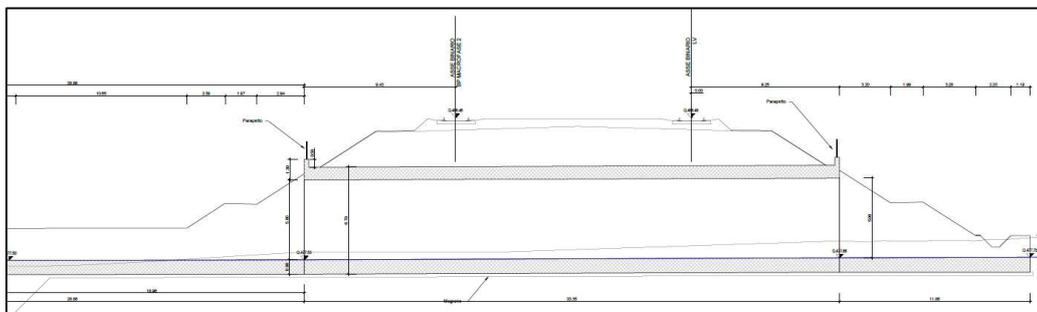


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

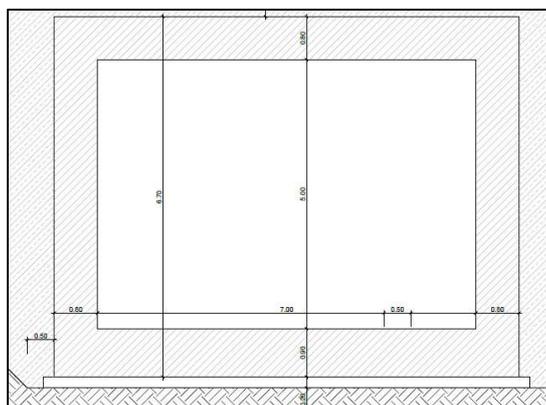


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare

2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Il tombino sottopassa la linea ferroviaria ad una distanza fra piano ferro ed estradosso soletta pari ad H_{ric} , di cui spessore medio ballast più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro. Esso ha dimensioni interne 7.00×5.00 m, con piedritti e soletta superiore di spessore 0.80 m, soletta inferiore di spessore 0.90 m. 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:

Spessore medio del ballast + armamento	H_b	[m]
Spessore traversina + rotaie (35 cm)	H_{tb}	[m]
Larghezza traversina	L_{tb}	[m]
Spessore del rinterro	H_r	[m]
Larghezza totale del sottopasso	L_{tot}	[m]
Larghezza utile del sottopasso	L_{int}	[m]
Spessore della soletta	S_s	[m]
Spessore piedritti	S_p	[m]
Spessore fondazione	S_f	[m]
Altezza libera del sottopasso	H_{int}	[m]
Altezza totale del sottopasso	H_{tot}	[m]
Larghezza striscia di calcolo	b	[m]

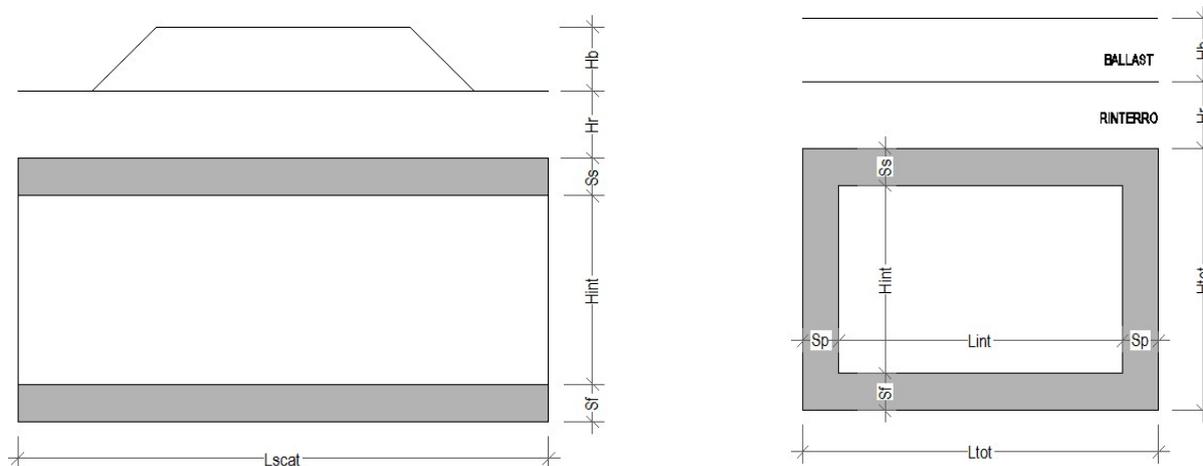


Figura 2. Simbologia adottata

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 normative NTC18 attualmente vigenti. In particolare si è fatto riferimento:

- D.M. 17.01.2018 Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- Circolare 21 Gennaio 2019, Istruzione per l'applicazione dell'Aggiornamento n. 7 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) Specifiche tecniche di interoperabilità per il N.1299/2014 del 18 novembre sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario 2014 della Commissione dell'Unione Europea.
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) 10³ 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	(° sessagesimali)

3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	7.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	5.00 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.80 m	
Spessore soletta	Ss	0.80 m	
Spessore fondazione	Sf	0.90 m	
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	2.20 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	3.00 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	8.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	6.70 m	Hint+SPs+SPf

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

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

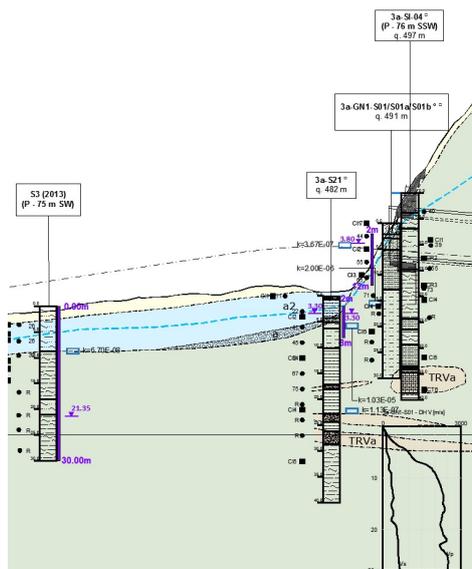
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_m$, 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 Nmm²
- 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
la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

1) a2

Alternanza di prevalenti argille e argille siltose di colore da bruno a bruno tabacco con silti e quarzoareniti torbiditiche

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	25.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	10.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	50.0 kN/m ²

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

Peso specifico rinterro	FERROVIARIO	γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito rinterro		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione rinterro		c_u	0.0 kN/m ²	
Peso specifico terreno di rinfianco		γ_t	20.0 kN/m ³	
angolo di attrito terreno di rinfianco		ϕ'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coesione terreno di rinfianco		c_u	0.0 kN/m ²	

3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA

Di seguito sono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti l'interazione terreno-struttura relativamente all'opera in esame.

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:

- $s = B \cdot c_t \cdot (q - \sigma_{v0}) \cdot (1 - \nu^2) / E$

dove:

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

$c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$	rettangolare con $L / B \leq 10$
$c_t = 2 + 0.0089 (L / B)$	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 k_w è valutato attraverso il rapporto tra il carico applicato ed il corrispondente cedimento pertanto, si ottiene:

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

Il litotipo presente nella zona oggetto di intervento è il seguente :

- **TERRENO a2** alluvioni (argilla e argilla limosa) E=20 MPa

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E un valore medio.

Terreno:	a2
E=	20000 kN/m ²
ν =	0.3
B=	7 m
L=	10 m
L/B=	1.428571
c_t =	1.043
Kw=	3009 kN/m ³

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 $\gamma=25\text{kN/m}^3$.

Il peso proprio della struttura viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzato.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	20.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	20.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	22.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Carichi permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico ballast	γ_b	18 kN/m ³	
altezza ballast	H_b	0.80 m	
peso ballast	P_b	14.40 kN/m	$\gamma_b \times H_b$
peso specifico rinterro	γ_r	19 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	2.20 m	
peso rinterro	P_r	41.80 kN/m	$\gamma_r \times H_r$
Permanente totale	G_{2p}	56.20 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	22.48 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

I carichi concentrati 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).

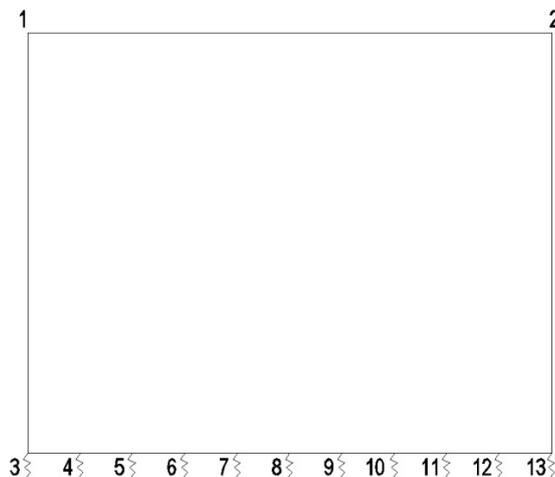


Figura 3. Numerazione dei nodi nel modello strutturale.

Spinta del terreno (condizioni SPTSX eSPTDX)

Le caratteristiche del rinterro, di seguito riportate, sono state determinate con indagini in sito SPT:

$\phi=38^\circ$ Angolo di attrito
 $\gamma_r= 19 \text{ kN/m}^3$ Peso specifico rinterro
 $C_u = 0$ Coesione non drenata

angolo di attrito rinterro	ϕ'	38 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 - \sin\phi)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	21.60 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r)$
Pressione asse soletta superiore	P2	24.52 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	67.24 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	70.53 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	9.22 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	31.00 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

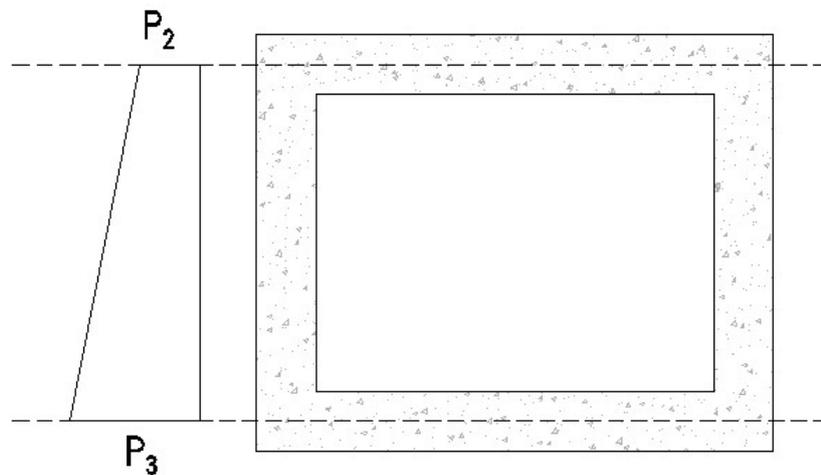


Figura 4. Spinte del terreno

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)

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'opera risulta più sfavorevole il carico dovuto al treno LM 71 rispetto al carico dovuto al treno SW/2.

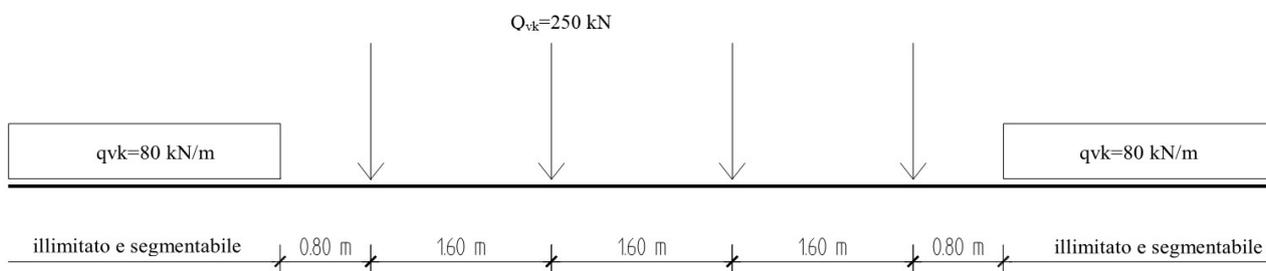


Figura 5. Treno LM71

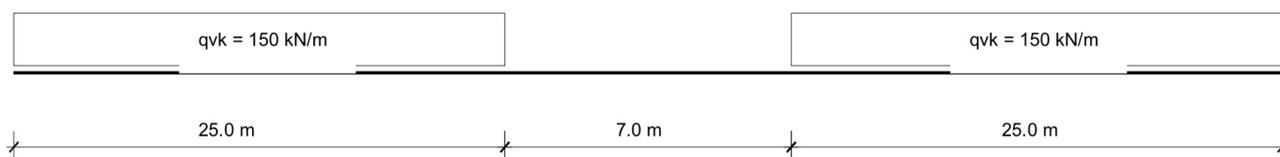


Figura 6. Treno SW/2

Per il calcolo del coefficiente dinamico Φ si fa riferimento al paragrafo 1.4.2 “effetti dinamici” delle istruzioni per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari.

poiché risulta:

$H_{int} < 5 \text{ m}$

$L_{int} < 8 \text{ m}$

Si ottiene considerando un ridotto standar manutentivo $\Phi_3 = 1.35$. In accordo al §5.2.2.2.3 NTC18 tale coefficiente dinamico nei casi di scatolari, con o senza solettone, aventi copertura $h > 1,0$ può essere ridotto nella seguente maniera:

$$\Phi_{rid} = \Phi - \frac{h - 1,00}{10} \geq 1,0$$

dove h , in metri, è l’altezza della copertura dall’estradosso della struttura alla faccia superiore delle traverse $[H_{ric}]$. Per le strutture dotate di una copertura maggiore di $2,50 \text{ m}$ può assumersi un coefficiente di incremento dinamico unitario.

Si riporta di seguito una schematizzazione della diffusione dei carichi ferroviari (LM71 e SW2) rispettivamente attraverso ballast, rinterro e soletta.

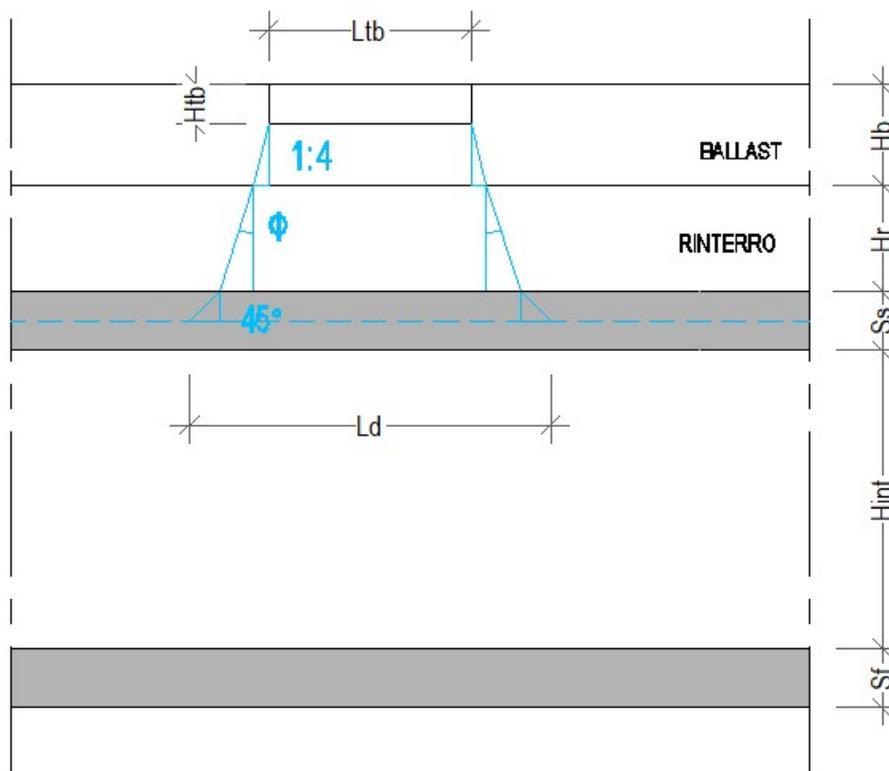


Figura 7. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

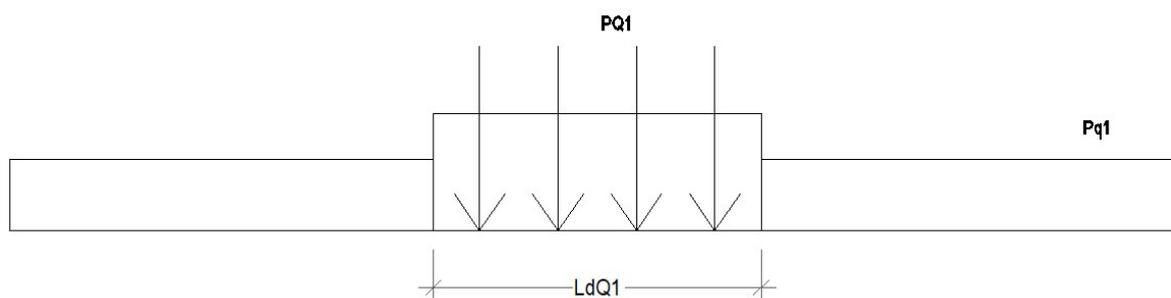


Figura 8. Carichi Treno LM71 su L_d

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzzeria della soletta superiore che per quelle massime all'incastro con i piedritti di detta soletta, il carico dovuto al treno LM71 viene distribuito per tutta la larghezza L_{dQ1} del treno di carico.

Incremento dinamico	$\Phi 3^*$	1.35	<i>* valido per $H_{int} < 5m$, $L_{int} < 8m$</i>
Incremento dinamico con ricoprimento	$\Phi 3$	1.00	<i>$\Phi 3 = 1$ per $H_{ric} > 2,5m$</i>
Lunghezza caratteristica	$L\phi$	7.00 m	<i>tab. 5.2.II - NTC2018</i>
Coefficiente di adattamento	α	1.10	
Larghezza di diffusione nel ballast	Ldb	0.20 m	<i>Diffusione 1:4 nel ballast</i>
Larghezza di diffusione nel rinterro	Ldr	3.44 m	<i>Diffusione secondo angolo attrito</i>
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.80 m	<i>Diffusione 45° nel cls</i>
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	6.84 m	<i>$Ldb + Ldr + Ldc$</i>
Carico distribuito per treno LM71	q1	80.00 kN/m	
Carico concentrato per treno LM71	Q1	250.00 kN	
N°. carichi concentrati per treno LM71	NQ1	4	
Larghezza applicazione carichi conc. Q1	LaQ1	6.40 m	
Larghezza distribuzione carichi conc. Q1	LdQ1	6.40 m	
Carico ripartito verticale per LM71 (q1)	Pq1	12.87 kN/m ²	<i>$q1 \times \Phi 3 \times \alpha / Ld$</i>
Carico ripartito verticale per LM71 (Q1)	PQ1	25.14 kN/m ²	<i>$Q1 \times NQ1 \times \Phi 3 \times \alpha / (Ld \times LdQ1)$</i>

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

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	4.95 kN/m ²	<i>$(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$</i>
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	9.66 kN/m ²	<i>$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$</i>
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	3.86 kN/m	<i>$SPQ1 \times SPs / 2$</i>
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	4.35 kN/m	<i>$SPQ1 \times SPi / 2$</i>

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

La forza di frenatura del modello SW/2 agente su tutta la larghezza dello scatolare è pari a 35 kN/m, mentre quella di avviamento del modello LM71 è di 33 kN/m. Visto che il treno sfavorevole è quello LM71, anche per il calcolo della frenatura si considera il carico LM71 in avviamento. Distribuendo tale forza sulla larghezza di diffusione del carico si avrà:

Avviamento e frenatura LM71	Av	33.00 kN/m	
Avviamento e frenatura LM71 distribuiti	qAv	4.83 kN/m	<i>Av / Ld</i>

Azioni termiche (condizione:TERM)

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

Variazione termica uniforme	ΔT_{unif}	+15.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Variazione termica differenziale	ΔT_{diff}	+5.00 [°]	<i>Sulla soletta superiore</i>
Gradiente		+6.25 [°/m]	<i>$\Delta T_{diff} / Ss$</i>

Ritiro (condizione: RITIRO)

Gli effetti del ritiro vanno valutati a “lungo termine” attraverso il calcolo dei coefficienti di ritiro finale $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ e di viscosità $\varphi(t, t_0)$, 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:

Variazione termica uniforme equivalente $\Delta T_{\text{ritiro}} = -[12.18^\circ]$ *Sulla soletta superiore*

Azioni 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 $V_N \geq 75$ anni ed una III classe d'uso $C_U = 1,5$;

segue un periodo di riferimento $V_R = V_N * C_U = 112,5$ anni

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 può essere valutata con la relazione:

$$a_{\max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno del tipo ed in base al fattore di amplificazione del sito F_0 si ottiene:

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: $kh = \beta_M \times S \times ag/g$ 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	37.70982
Longitudine	13.74349

Parametri sismici di progetto

spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

accelerazione massima orizzontale al bedrock	a_{go}	0.110 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	F_o	2.647 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T^*c	0.381
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S_T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	β	5%
fattore di correzione per $\beta < 5\%$	β	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	2.03		
E	1.60	1.69		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S_S	1.500
coefficiente di amplificazione	S	1.500
coefficiente categoria sottosuolo	C_C	1.444
periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$	T_B	0.183 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$	T_C	0.550 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$	T_D	2.040 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s \times S_t \times ag/g$	$a_{go,max}$	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
$a_o = kh = a_{go,max} = S \times ag/g$	$a_o = kh$	0.1650 g
$a_v = kv = kh / 2$	$a_v = kv$	0.0825 g

valore PGA x scatolare

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F'h	13.40 kN/m	$(P_{sS}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times kb$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''h	3.30 kN/m ²	$P_p \times kb$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%	
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''v	6.70 kN/m ²	$(P_{sS}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times kv$

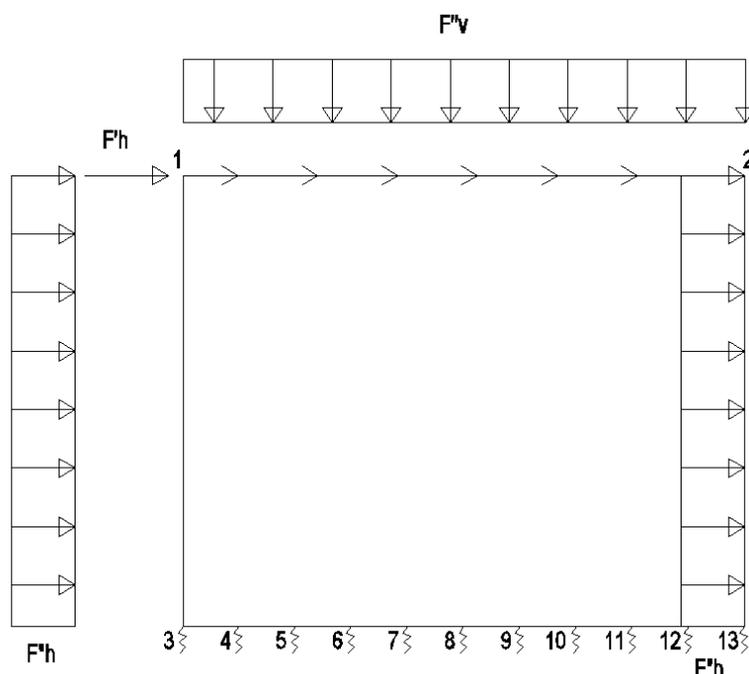


Figura 9. Forze sismiche agenti sulla struttura

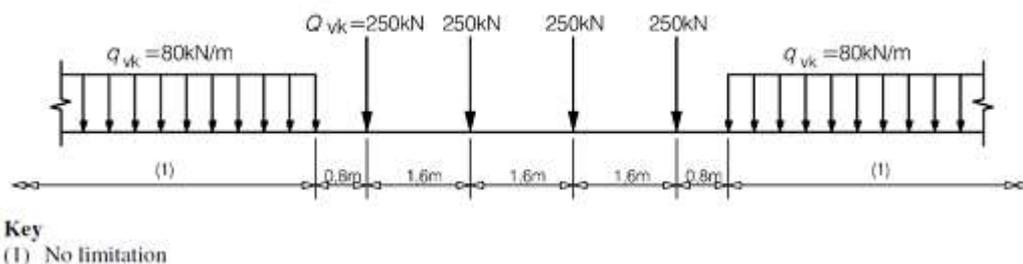
Spinta sismica terreno - Teoria di WOOD (condizioni SPSSX e SPSSX)

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	31.11 kN/m ²	$(\%P_{Q1}+G2p+\gamma r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QWsup	12.44 kN	$qW \times S_s / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QWinf	14.00 kN	$qW \times S_f / 2$

3.8. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilita con cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

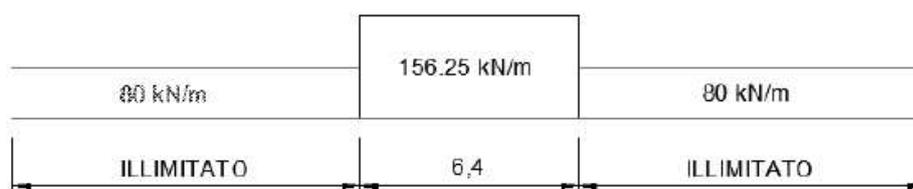
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



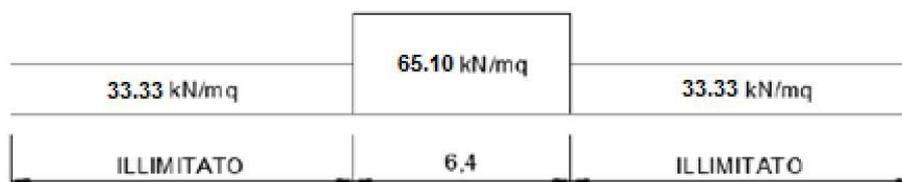
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

Considerando i 4 carichi assiali da 250 kN e la relativa distribuzione longitudinale, il carico verticale equivalente a metro lineare agente alla quota della piattaforma ferroviaria (convenzionalmente a 70 cm dal piano del ferro) risulta pari a:

$$p = \frac{4 \times 250}{4 \times 1.60} = 156.25 \text{ kPa}$$



Considerando che la distribuzione trasversale dei carichi è su una larghezza massima di 3 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si utilizza una larghezza di progetto pari a 2,40 m in quanto risulta cautelativo rispetto a quanto previsto dalla norma sopra citata. Si ricava, quindi, il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



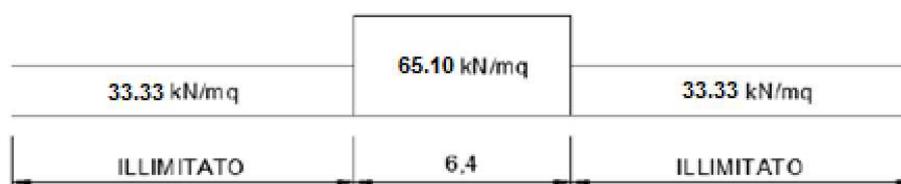
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P4 per il traffico passeggeri ed F2 per il traffico merci per cui alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



In conclusione nell'opera in oggetto la ripartizione del carico a quota del piano di regolamento è stata effettuata considerando una distribuzione in senso trasversale secondo una pendenza di 1 a 4 all'interno del ballast per cui risulta:

$$L_d = 2.4 + 0.40 / 4 * 2 = 2.60 \text{ m}$$

anziché:

$$L_d = 3.0 + 0.40 / 4 * 2 = 3.20 \text{ m}$$

come previsto dalla EN 1991 – 2:2003/AC:2010 che risulterebbe meno gravoso.

Longitudinalmente invece i carichi assiali sono stati distribuiti uniformemente su 6.4 m.

A tali carichi è stato applicato un coefficiente α pari a 1.1 come indicato nel manuale di

progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

- $q_1 = 4 \cdot 250 / 6.4 / 2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$
- $q_2 = 80 / 2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$

a vantaggio di sicurezza rispetto ai carichi calcolati con riferimento alle STI.

3.9. COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 17/01/2018 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tab. 5.2.III - Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante ⁽²⁾
		caso a ⁽¹⁾	caso b ⁽¹⁾	
1	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	-	1,0 (LM 71" + "SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	0,75 (LM 71" + "SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71" + "SW/0)	0,75 (LM 71" + "SW/0)	1,0 (LM 71" + "SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71" + "SW/0)	-

⁽¹⁾ LM71 "+" SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

⁽²⁾ Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Tab. 5.2.IV -Valutazione dei carichi da traffico

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

(1) Includendo tutti i valori (F; a; etc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1.0), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1,2 e 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali

I valori campiti in grigio rappresentano l'azione dominante.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

In fase di combinazione, ai fini delle verifiche degli SLU e SLE per la verifica delle tensioni, si sono considerati i soli Gruppo 1 e 3, mentre per la verifica a fessurazione è stato utilizzato il Gruppo 4. Nella tabella 5.2.III vengono riportati i carichi da utilizzare in caso di impalcati con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_k .

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

Tab. 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ce}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole	d	1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione Ψ delle azioni

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione SLU e SLE	0,80 0,0	0,0 0,0	0,0 0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

⁽¹⁾ 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Sx	SPACCSX

Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Dx	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_TER
Ritiro	RITIRO
Azione sismica orizzontale	Sisma H
Azione sismica verticale	Sisma V
Incremento sismico della spinta sul terreno	SPSDX/SX

La 4 condizioni di carico:

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

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

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 (non sismiche)													
	1s	2sl	3slu	4slu	5slu	6slu	7sl	8sl	9sl	10sl	11sl	12sl	13sl
DEAD	1.	1.3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.3	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.	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	1.3	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM	1.	1.4	1.45	1.45	1.45	0	1.4	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.01
SPACCS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCD	1.	0	0	1.45	1.45	1.45	1.4	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.01
AVV	1.	1.4	1.45	1.45	1.45	0	1.4	0	0	0	0	0	1.45
ENV_T	0	-	0	0	0	0	-	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	SH	SH	SH	SV1	SV2	SV3	SV4
DEAD	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	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	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
AVV	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
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	1	1	1	1	0.3	0.3	0.3	0.3
Sisma V	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	1	1	1
SPTSX	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8
ACCM	0.8	0.8	0.8
SPACCSX	0.8	0.8	0
SPACCDX	0.8	0.8	0.8
AVV	-0.8	0.8	-0.8
ENV_TER	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1

Modellazione adottata

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 1 = Sezione 100 x 90 cmq (soletta inferiore)

Aste 2,4 = Sezione 100 x 80 cmq (piedritti)

Aste 3 = Sezione 100 x 80 cmq (soletta superiore)

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 il caso in esame, si assume il valore del Modulo di reazione verticale desunto dalla relazione geotecnica:

Rigidità molle nodali SAP

ks		3009 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.780 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	2347 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.780 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	3521 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.790 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	4754 kN/m

Nodi

N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10
Linterasse	7.80 m
Hinterasse	5.85 m

Nodo	X	Z
1	0.000	5.850
2	7.800	5.850
3	0.000	0.000
4	0.780	0.000
5	1.560	0.000
6	2.340	0.000
7	3.120	0.000
8	3.900	0.000
9	4.680	0.000
10	5.460	0.000
11	6.240	0.000
12	7.020	0.000
13	7.800	0.000

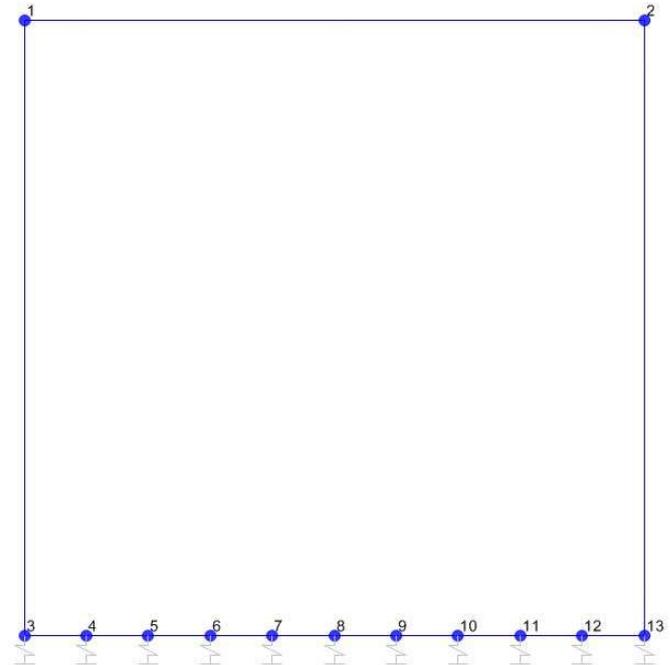


Figura 10. Numerazione nodi modello SAP

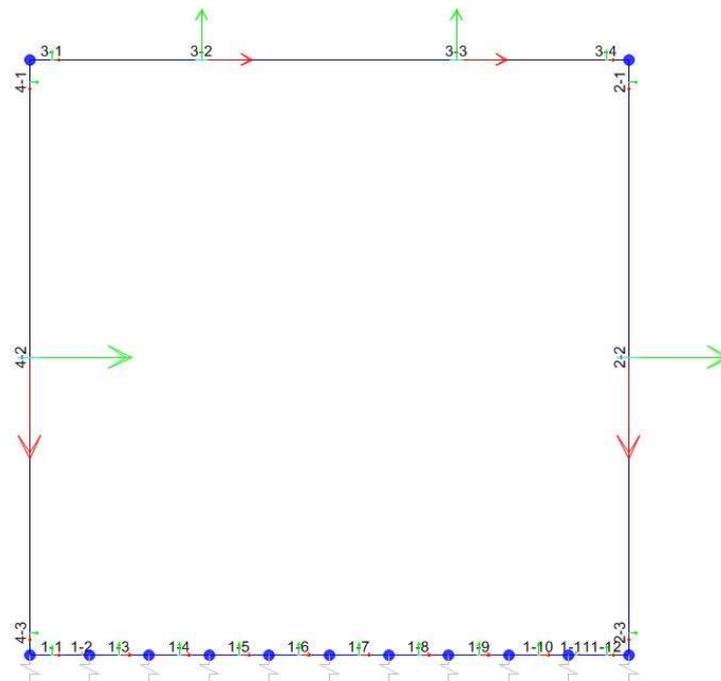


Figura 11: Individuazione elementi modello SAP

3.10. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

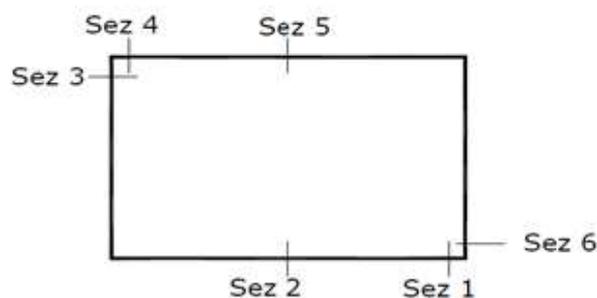
3.10.1. Inviluppo SLU-SLV

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.4	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	552.3	589.3
1	0.76842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	563.5	463.2
1	1.13684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	419.1	354.8
1	1.50526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	430.2	243.9
1	1.87368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	281.1	150.5
1	2.24211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	292.3	57.7
1	2.61053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	214.6	-23.8
1	2.97895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	222.9	-103.3
1	3.34737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	167.4	-171.8
1	3.71579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	175.7	-234.6
1	4.08421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	112.3	-261.1
1	4.45263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	120.6	-233.4
1	4.82105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	49.1	-195.2
1	5.18947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	57.4	-145.0
1	5.55789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-23.4	-91.8
1	5.92632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-15.1	-24.8
1	6.29474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-154.6	44.0
1	6.66316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-146.3	137.4
1	7.03158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-300.3	278.1
1	7.4	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-292.0	483.7
1	0.4	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	291.1	21.7
1	0.76842	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	299.4	-130.3
1	1.13684	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	181.3	-259.6
1	1.50526	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	189.6	-390.8
1	1.87368	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	77.4	-465.7
1	2.24211	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	85.7	-534.3
1	2.61053	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	17.5	-573.3
1	2.97895	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	25.8	-612.4
1	3.34737	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-38.7	-631.6
1	3.71579	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-30.4	-638.3
1	4.08421	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-113.6	-627.6
1	4.45263	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-102.4	-621.5
1	4.82105	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-204.6	-604.3
1	5.18947	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-193.4	-573.3
1	5.55789	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-292.3	-534.3
1	5.92632	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-281.1	-465.7
1	6.29474	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-430.2	-438.5
1	6.66316	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-419.1	-380.0
1	7.03158	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-563.5	-322.7

IN16 - Tombino Scatolare 7x5 (pk 7+848): Relazione di calcolo scatolare

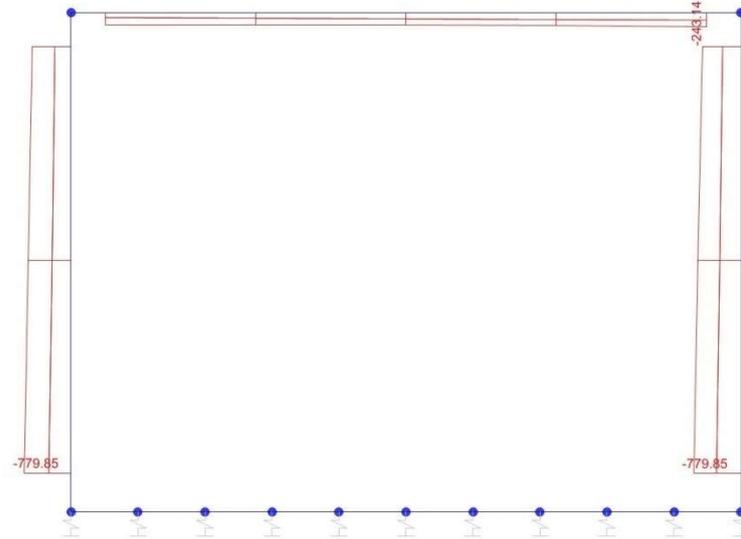
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.16.0.0.001	REV. B	FOGLIO 29 di 122
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

1	7.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-552.3	-211.6
2	0.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-303.5	-99.2	-159.4
2	2.9 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-353.5	47.0	-8.9
2	5.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-403.4	267.1	100.2
2	0.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-644.9	-229.0	-616.3
2	2.9 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-712.4	-141.0	-305.3
2	5.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-779.9	-7.4	-571.6
3	0.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-81.2	-203.8	98.1
3	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-93.5	-65.2	522.0
3	3.9 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-105.7	73.4	721.1
3	5.65 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-118.0	282.7	511.7
3	7.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-127.8	541.3	-112.6
3	0.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-201.5	-541.3	-459.6
3	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-201.5	-282.7	110.5
3	3.9 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-205.0	-24.2	227.1
3	5.65 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-218.0	109.2	-15.6
3	7.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-243.1	242.5	-515.3
4	0.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-266.0	175.0	616.3
4	2.9 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-316.0	82.3	307.5
4	5.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-365.9	-54.8	571.6
4	0.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-644.9	58.8	-41.2
4	2.9 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-712.4	-112.1	4.6
4	5.4 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-779.9	-335.2	93.9

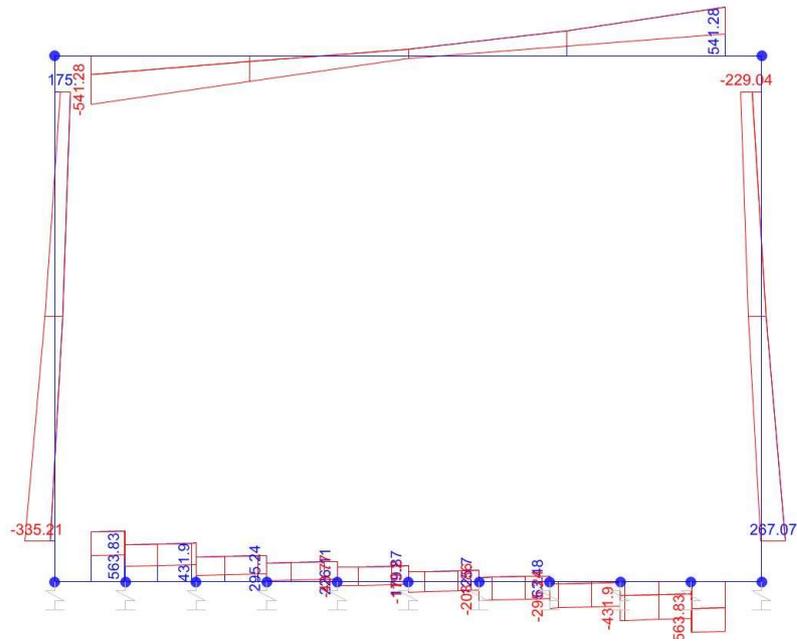


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	563.5	589.3
02	0.0	0.0	638.3
03	-266.0	335.2	616.3
04	0.0	541.3	515.3
05	0.0	0.0	721.1
06	-365.9	335.2	571.6

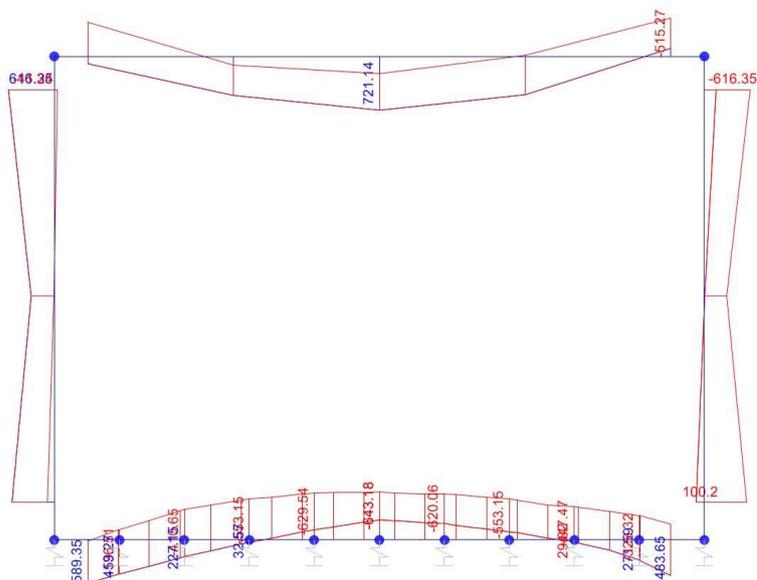
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



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.

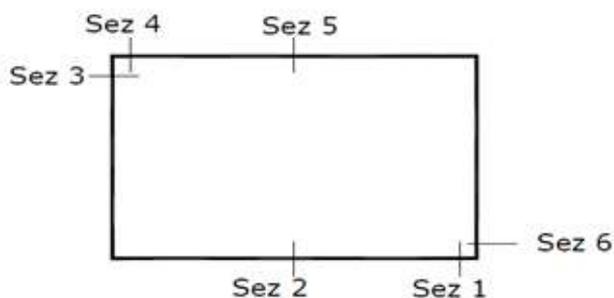
3.10.2. Inviluppo SLE (rara)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.4	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	365.7	295.3
1	0.76842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	373.9	159.1
1	1.13684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	274.9	58.1
1	1.50526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	283.2	-44.7
1	1.87368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	181.3	-116.0
1	2.24211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	189.6	-184.3
1	2.61053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	122.6	-235.3
1	2.97895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	130.8	-282.0
1	3.34737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	61.8	-314.2
1	3.71579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	70.1	-323.6
1	4.08421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-1.0	-317.0
1	4.45263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	7.3	-298.8
1	4.82105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-66.0	-272.7
1	5.18947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-57.7	-231.8
1	5.55789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-133.3	-186.3
1	5.92632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-125.0	-123.1
1	6.29474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-246.5	-56.6
1	6.66316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-238.2	42.7
1	7.03158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-363.7	140.2
1	7.4	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-355.4	275.0
1	0.4	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	359.6	123.4
1	0.76842	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	367.9	-10.6
1	1.13684	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	248.1	-101.9
1	1.50526	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	256.4	-194.8
1	1.87368	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	139.0	-251.4
1	2.24211	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	147.3	-304.2
1	2.61053	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	73.5	-340.7
1	2.97895	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	81.8	-375.2
1	3.34737	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	9.4	-394.7
1	3.71579	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	17.7	-406.0
1	4.08421	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-53.5	-412.2
1	4.45263	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-45.2	-413.4
1	4.82105	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-115.2	-406.1
1	5.18947	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-106.9	-383.3
1	5.55789	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-175.8	-355.4
1	5.92632	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-167.6	-307.8
1	6.29474	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-273.7	-256.2
1	6.66316	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-265.4	-166.9
1	7.03158	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-370.0	-79.1

IN16 - Tombino Scatolare 7x5 (pk 7+848): Relazione di calcolo scatolare

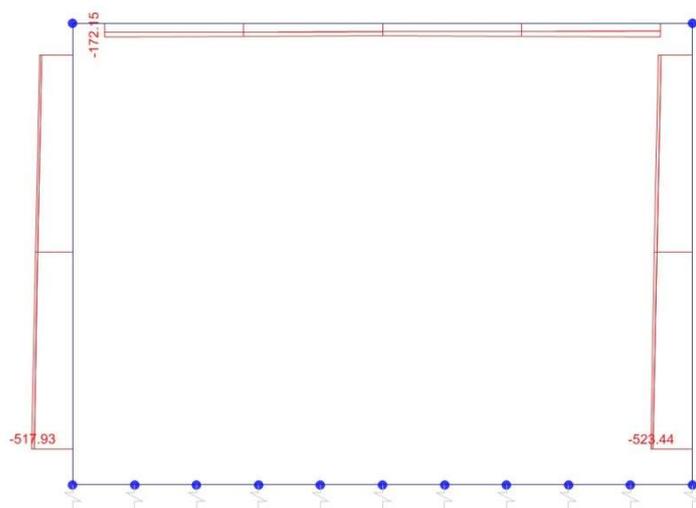
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.16.0.0.001	REV. B	FOGLIO 33 di 122
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

1	7.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-361.7	53.4
2	0.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-394.2	-69.9	-200.5
2	2.9 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-444.2	22.5	-122.5
2	5.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-494.2	151.5	-156.4
2	0.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-423.5	-151.8	-422.8
2	2.9 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-473.5	-59.4	-162.5
2	5.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-523.4	69.6	-343.7
3	0.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-115.6	-319.7	-104.1
3	2.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-113.6	-151.1	307.8
3	3.9 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-106.9	17.4	455.2
3	5.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-100.1	185.9	328.6
3	7.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-93.3	354.5	-93.0
3	0.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-172.2	-349.0	-291.9
3	2.15 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-165.4	-180.4	158.7
3	3.9 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-158.6	-11.9	314.4
3	5.65 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-165.4	156.6	136.5
3	7.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-172.2	325.2	-336.4
4	0.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-388.7	147.9	379.1
4	2.9 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-438.7	40.4	158.2
4	5.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-488.6	-96.7	352.0
4	0.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-418.0	88.3	201.7
4	2.9 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-467.9	-22.5	104.8
4	5.4 ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-517.9	-178.8	215.4

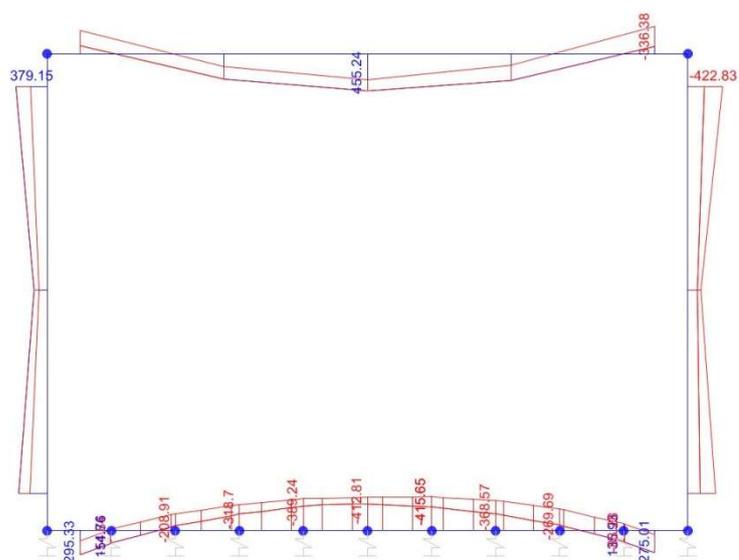


SEZIONE	P	M3
01	0.0	295.3
02	0.0	413.4
03	-388.7	422.8
04	0.0	336.4
05	0.0	455.2
06	-488.6	352.0

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.

3.11. VERIFICHE

Il tombino ha:

- **Pareti di spessore pari a 80 cm** dotate di armatura principale $\varnothing 22/10$
- **Soletta superiore di spessore pari a 80 cm** dotata di armatura principale $\varnothing 24/10$
- **Soletta inferiore di spessore pari a 90 cm** dotata di armatura principale $\varnothing 22/10$

La soletta superiore e la soletta inferiore hanno **armatura a taglio $1\varnothing 12/15(\text{long})/50(\text{trasv})$** (2 braccia per larghezza unitaria).

Tutti gli elementi hanno ferri di ripartizione nella direzione secondaria $\varnothing 14/20$

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	50%	55%	56%	43%	60%	50%
SLU	Ved/Vrd	64%	0%	91%	70%	0%	87%
SLE	(sigse/sigsr)s	7%	10%	15%	9%	13%	13%
SLE	(sigse/sigsr)i	29%	40%	34%	31%	43%	23%
SLE	(sigce/sigcr)s	14%	20%	27%	18%	25%	23%
SLE	wk/wklim	60%	84%	72%	64%	95%	49%
	MAX	64%	84%	91%	70%	95%	87%
	MAX	95%					

Le verifiche risultano soddisfatte.

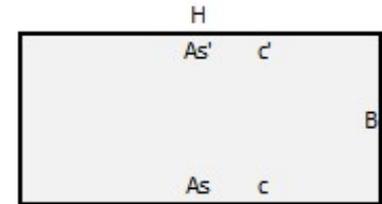
3.12. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	900 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile= H-c	830 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 [(+)]	589.3 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	563.5 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara, frequente, qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	295.3 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Rara)	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	1171 kNm	Coeff.Sfrutt.	50%
Vrd	Taglio ultimo resistente	882 kN	Coeff.Sfrutt.	64%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	10 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

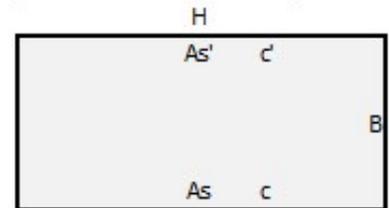
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-27 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	103 Mpa	Coeff.Sfrutt.	29%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	443 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	60%
			Coeff.Sfrutt.Max	64%

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	900 mm		
c'	Copri ferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copri ferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	830 mm		
fck	Resistenza car att. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza car att. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	638.3 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
F1	1° diametro armatura tesa	22		
F2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0		
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara, frequente, qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	413.4 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	1171 kNm	Coeff.Sfrutt.	55%
Vrd	Taglio ultimo resistente	882 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	10 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

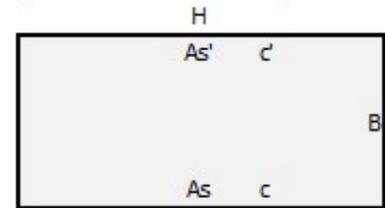
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-37 Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	144 Mpa	Coeff.Sfrutt.	40%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	443 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.17 mm	Coeff.Sfrutt.	84%
			Coeff.Sfrutt.Max	84%

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	730 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-266.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	616.3 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	335.2 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
F1	1° diametro armatura tesa	22	
F2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0 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 [(+)]	422.8 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-388.7 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	
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	1110 kNm	Coeff.Sfrutt.	56%
Vrd	Taglio ultimo resistente	370 kN	Coeff.Sfrutt.	91%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

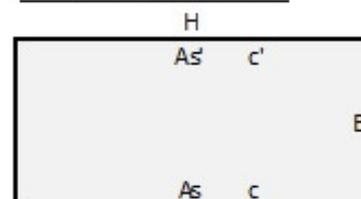
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-54 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	123 Mpa	Coeff.Sfrutt.	34%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	27%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	410 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.14 mm	Coeff.Sfrutt.	72%
			Coeff.Sfrutt.Max	91%

Sezione n°. 04

Dati di Input

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	730 mm		
fck	Resistenza car att. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza car att. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	515.3 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	541.3 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	24		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	4524 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	4524 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Mse	Momento di esercizio [(+)]	336.4 kNm		
Nse	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		
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	1209 kNm	Coeff.Sfrutt.	43%
Vrd	Taglio ultimo resistente	775 kN	Coeff.Sfrutt.	70%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	9 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

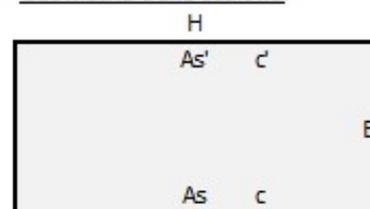
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-33 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	113 Mpa	Coeff.Sfrutt.	31%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	18%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	363 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.13 mm	Coeff.Sfrutt.	64%
			Coeff.Sfrutt.Max	70%

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	730 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 [(+)]	721.1 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	24	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	4524 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara, frequente, qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	455.2 kNm	
Nslc	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

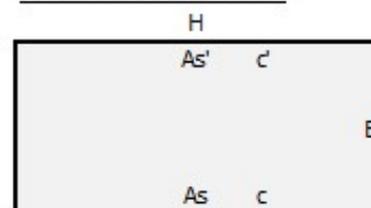
Mrd	Momento ultimo resistente	1209 kNm	Coeff.Sfrutt.	60%
Vrd	Taglio ultimo resistente	775 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	9 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-47 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	153 Mpa	Coeff.Sfrutt.	43%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	25%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	361 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.19 mm	Coeff.Sfrutt.	95%
			Coeff.Sfrutt.Max	95%

Sezione n°. 06
Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	730 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-365.9 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	571.6 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	335.2 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	22	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3801 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0 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 [(+)]	352.0 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-488.6 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	1143 kNm	Coeff.Sfrutt.	50%
Vrd	Taglio ultimo resistente	384 kN	Coeff.Sfrutt.	87%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-47 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	84 Mpa	Coeff.Sfrutt.	23%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	23%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	425 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10 mm	Coeff.Sfrutt.	49%
			Coeff.Sfrutt.Max	87%

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	1772.51	39.22	-47.15
SLU01	1772.51	39.22	-47.15
SLU02	1772.51	-54.63	-319.57
SLU02	1772.51	-54.63	-319.57
SLU03	1772.51	-54.63	-319.57
SLU03	1772.51	-54.63	-319.57
SLU04	1772.51	147.23	203.86
SLU04	1772.51	147.23	203.86
SLU05	1772.51	39.22	-47.15
SLU05	1772.51	39.22	-47.15
SLU06	1488.18	93.85	272.42
SLU06	1488.18	93.85	272.42
SLU07	1772.51	147.23	203.86
SLU07	1772.51	147.23	203.86
SLU08	1048.65	201.86	523.43
SLU08	1048.65	201.86	523.43
SLU09	1772.51	201.86	523.43
SLU09	1772.51	201.86	523.43
SLU10	1772.51	-201.86	-523.43
SLU10	1772.51	-201.86	-523.43
SLU11	1715.65	-32.94	-33.07
SLU11	1715.65	-32.94	-33.07
SLU12	1715.65	-32.94	-33.07
SLU12	1715.65	-32.94	-33.07
SLU13	1687.21	-96.95	-379.89
SLU13	1687.21	-96.95	-379.89
SH1	1103.55	-346.15	-1335.98
SH1	1103.55	-346.15	-1335.98
SH2	1072.19	-346.15	-1335.98
SH2	1072.19	-346.15	-1335.98
SH3	1103.55	70.71	-125.77
SH3	1103.55	70.71	-125.77
SH4	1072.19	70.71	-125.77
SH4	1072.19	70.71	-125.77

SV1	1035.61	-100.06	-405.35
SV1	1035.61	-100.06	-405.35
SV2	1140.13	-100.06	-405.35
SV2	1140.13	-100.06	-405.35
SV3	1035.61	25.00	-42.28
SV3	1035.61	25.00	-42.28
SV4	1140.13	25.00	-42.28
SV4	1140.13	25.00	-42.28

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

SLU	
Nmax	1772.51 kN/m
Nmin	1048.65 kN/m
Hmax	201.86 kN/m
Mmax	523.43 kNm/m
SLV	
Nmax	1140.13 kN/m
Nmin	1035.61 kN/m
Hmax	346.15 kN/m
Mmax	1335.98 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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

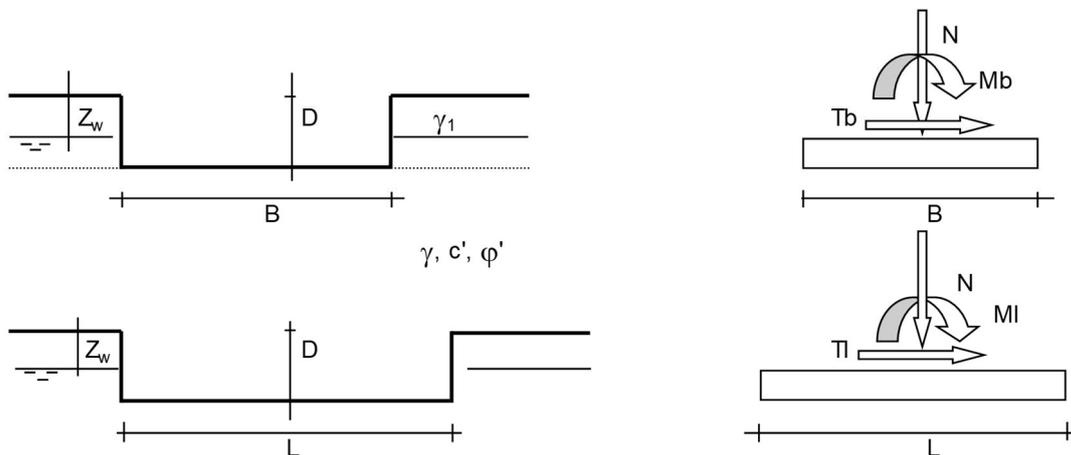
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

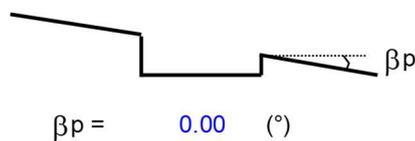
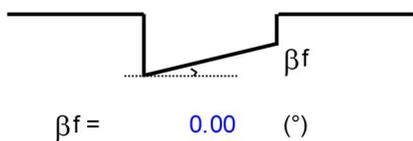
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	qlim	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 = 8.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 8.90 (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 calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1048.65		1048.65
Mb [kNm]	523.43		523.43
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	201.86		201.86
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	201.86	0.00	201.86

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 12.65 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.50 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 7.60 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 178.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12.36 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

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

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

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

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

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

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

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

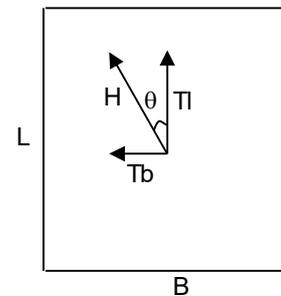
$$i_q = 0.66$$

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

$$i_c = 0.62$$

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

$$i_\gamma = 0.53$$



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

$$d_q = 1.45$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 2045.66 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 137.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 889.42 \geq q = 137.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 565.01 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 513.65 \geq H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1772.51		1772.51
Mb [kNm]	523.43		523.43
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	201.86		201.86
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	201.86	0.00	201.86

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 10.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 12.65$ (m)

$e_B = 0.30$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 8.01$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 178.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 12.36$ (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

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

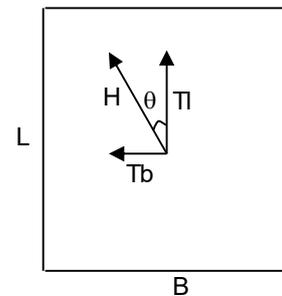
$$i_q = 0.79$$

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

$$i_c = 0.77$$

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

$$i_\gamma = 0.70$$



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

$$d_q = 1.45$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 2457.82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 221.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1068.62 \geq q = 221.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 906.63 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 824.21 \geq H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

3.13.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- SLU-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1048.65		1048.65
Mb [kNm]	523.43		523.43
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	201.86		201.86
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	201.86	0.00	201.86

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.50 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 7.60 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 178.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

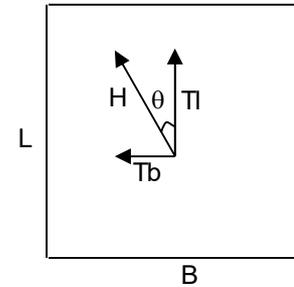
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.87$$



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

$$q_{lim} = 745.06 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 137.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 323.94 \geq q = 137.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 608.14 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 552.85 \geq H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1772.51		1772.51
Mb [kNm]	523.43		523.43
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	201.86		201.86
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	201.86	0.00	201.86

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.30 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 8.01 \quad (\text{m})$$

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 178.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

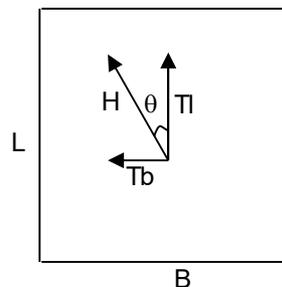
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.88$$



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

$$q_{lim} = 749.34 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 221.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 325.8 \geq q = 221.30 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 640.75 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 582.5 \geq H_d = 201.86 \text{ (kN)}$$

3.13.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

- SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1035.61		1035.61
Mb [kNm]	1335.98		1335.98
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	346.15		346.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	346.15	0.00	346.15

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 10.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 10.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 12.65 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 1.29 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 6.02 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 178.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12.36 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

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

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

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

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

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

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

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

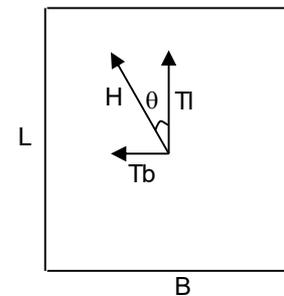
$$i_q = 0.45$$

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

$$i_c = 0.40$$

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

$$i_\gamma = 0.30$$



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

$$d_q = 1.45$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 1391.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 172.03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 604.87 \geq q = 172.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 543.11 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 493.74 \geq H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1140.13		1140.13
Mb [kNm]	1335.98		1335.98
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	346.15		346.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	346.15	0.00	346.15

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 12.65 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 1.17 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 6.26 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 178.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12.36 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

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

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

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

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

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

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

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

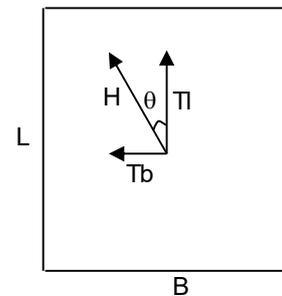
$$i_q = 0.49$$

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

$$i_c = 0.44$$

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

$$i_\gamma = 0.35$$



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

$$d_q = 1.45$$

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

$$d_c = 1.50$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 1519.63 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 182.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 660.71 \geq q = 182.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 594.22 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 540.2 \geq H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

3.13.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1035.61		1035.61
Mb [kNm]	1335.98		1335.98
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	346.15		346.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	346.15	0.00	346.15

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1.29 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.02 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 178.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

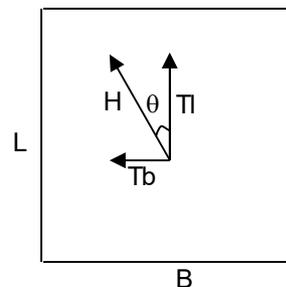
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

($m=2$ 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 $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.58$$

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

$$q_{lim} = 647.05 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 172.03 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 281.32 \geq q = 172.03 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 481.59 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 437.81 \geq H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1140.13		1140.13
Mb [kNm]	1335.98		1335.98
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	346.15		346.15
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	346.15	0.00	346.15

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1.17 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.26 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 178.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

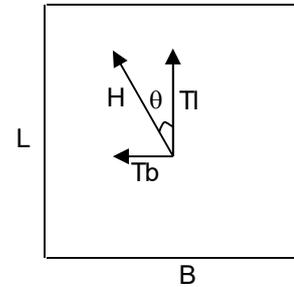
$$\theta = \arctg(T_b / T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.73$$



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

$$q_{lim} = 653.93 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 182.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 284.32 \geq q = 182.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 500.51 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 455.01 \geq H_d = 346.15 \text{ (kN)}$$

3.13.6. Tabella verifiche geotecniche GEO

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

<u>Coefficienti di sfruttamento</u>			
	Q _{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	16%	39%	OK
SLU-CD_Nmax	21%	24%	OK
SLV-CD_Nmin	28%	70%	OK
SLV-CD_Nmax	28%	64%	OK
SLU-CND_Nmin	43%	37%	OK
SLU-CND_Nmax	68%	35%	OK
SLV-CND_Nmin	61%	79%	OK
SLV-CND_Nmax	64%	76%	OK

3.14. OPERE DI IMBOCCO E SBOCCO

3.14.1. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	7.00 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	5.80 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Spessore piedritti	Sp	0.80 m	<i>(consigliato: Sp = Ss)</i>
Spessore fondazione	Sf	0.90 m	<i>(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)</i>
Larghezza totale	Ltot	8.60 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	6.70 m	<i>Hint+SPf</i>

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 $\gamma=25\text{kN/m}^3$.

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	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
$\gamma_r= 19 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico rinterro
$C_u = 0$	Coesione non drenata

angolo di attrito rinterro	\varnothing'	38 [°]	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 cima piedritti	P2	0.00 kN/m ²	Z=0
Pressione asse soletta inferiore	P3	43.24 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times (H_{int} + S_f / 2)$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	46.35 kN/m ²	$k_o \times \gamma t \times H_{tot}$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	20.16 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.

Azioni sismiche

Anche per l'azione sismica sono stati usati i medesimi parametri di progetto utilizzati per il calcolo dello scatolare.

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza orizzontale su singolo piedritto F''_h **3.24** kN/m² $P_p \times k_b$

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

Forza distribuita su uno solo dei piedritti qW **19.54** kN/m² $(\gamma t \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
 Forza concentrata nodo inferiore piedritto QW_{inf} **8.79** kN $qW \times S_f / 2$

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	SPSDX/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

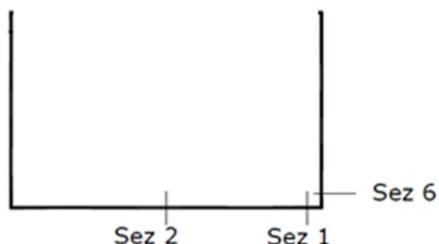
3.14.4.1. *Inviluppo SLU-SLV*

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	102.00	561.61
1	0.77	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	113.12	522.50
1	1.14	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	95.53	488.57
1	1.51	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	103.82	451.85
1	1.87	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	84.06	420.87
1	2.24	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	92.35	388.37
1	2.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	78.77	358.74
1	2.98	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	87.06	328.19
1	3.35	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	70.45	300.25
1	3.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	78.74	272.77
1	4.08	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	59.21	266.14
1	4.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	67.50	280.37
1	4.82	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	45.16	295.27
1	5.19	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	53.44	313.11
1	5.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	28.36	330.34
1	5.93	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	36.64	351.24
1	6.29	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	-9.17	370.99
1	6.66	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	-0.88	398.62
1	7.03	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	-50.64	423.57
1	7.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.00	-42.36	456.95
1	0.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	57.91	194.83
1	0.77	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	66.19	157.37
1	1.14	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	25.56	135.43
1	1.51	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	33.85	110.00
1	1.87	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-5.17	97.76
1	2.24	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	3.12	84.42
1	2.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-18.97	76.92
1	2.98	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-10.68	68.90
1	3.35	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-31.53	65.15
1	3.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-23.24	62.48
1	4.08	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-42.76	62.48
1	4.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-34.48	65.15
1	4.82	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-52.58	68.90
1	5.19	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-44.29	76.92
1	5.56	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-60.87	84.42
1	5.93	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-52.59	97.76
1	6.29	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-83.83	110.00
1	6.66	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-72.65	135.43
1	7.03	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-113.12	143.12
1	7.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.00	-101.93	160.25

IN16 - Tombino Scatolare 7x5 (pk 7+848): Relazione di calcolo scatolare

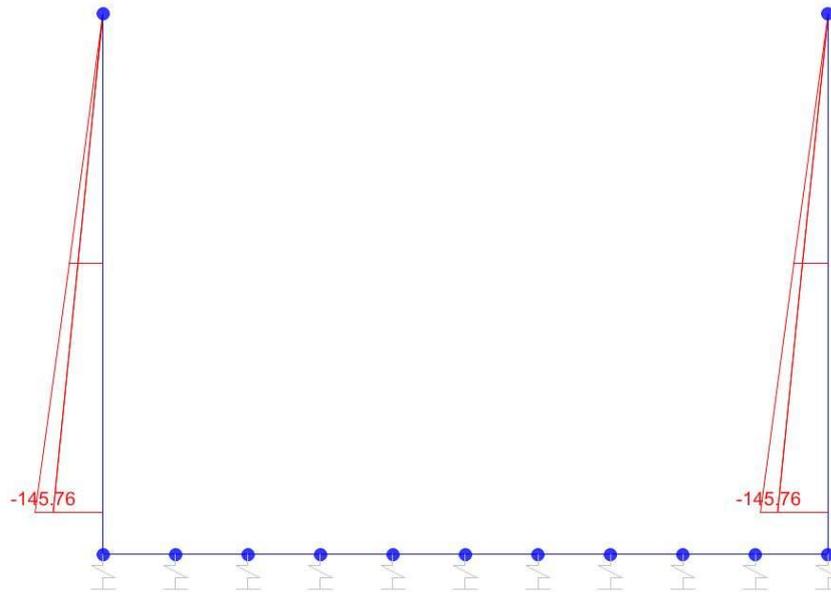
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.16.0.0.001	REV. B	FOGLIO 80 di 122
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

2	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	0.00	0.00	0.00
2	2.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-53.98	66.07	-10.88
2	5.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-107.97	182.57	-134.32
2	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	0.00	0.00	0.00
2	2.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-72.88	16.47	-77.84
2	5.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-145.76	83.37	-402.15
4	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	0.00	0.00	0.00
4	2.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-53.98	-25.22	101.46
4	5.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination Max	-107.97	-100.86	496.63
4	0.00	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	0.00	0.00	0.00
4	2.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-72.88	-83.56	22.69
4	5.40	ENVELOPE SLU SLV	Combination Min	-145.76	-217.56	181.55

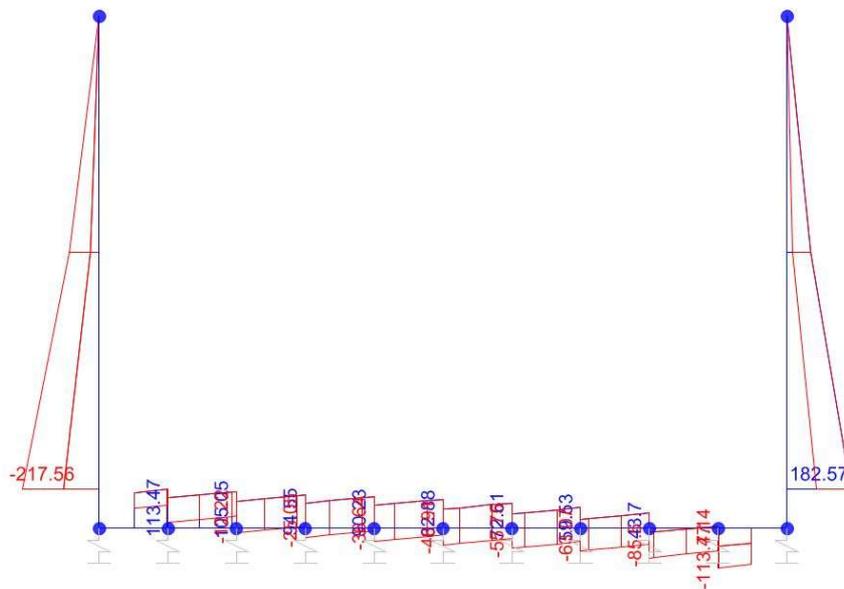


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	113.1	561.6
02	0.0	0.0	62.5
06	-108.0	217.6	402.2

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU-SLV



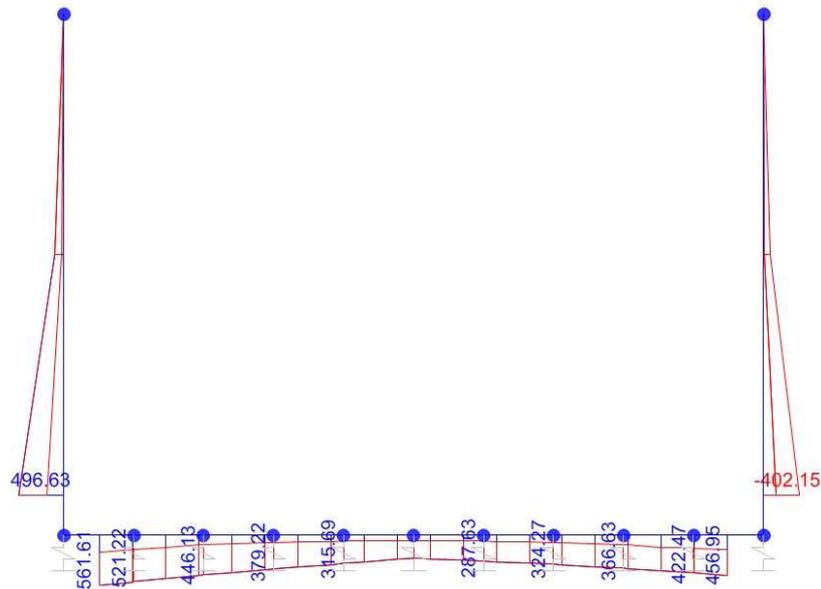
Sforzo normale



Taglio

IN16 - Tombino Scatolare 7x5 (pk 7+848): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.16.0.0.001	REV. B	FOGLIO 82 di 122
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------



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.

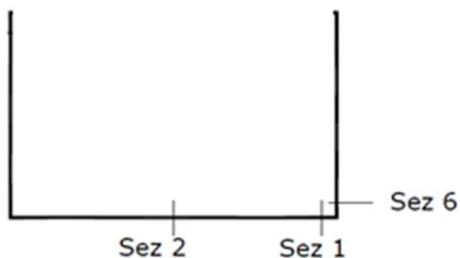
3.14.4.2. Inviluppo SLE (rara)

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.40	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	74.57	202.80
1	0.77	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	82.86	173.80
1	1.14	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	52.33	155.60
1	1.51	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	60.62	134.79
1	1.87	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	29.41	123.32
1	2.24	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	37.70	110.96
1	2.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	19.27	102.77
1	2.98	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	27.55	94.15
1	3.35	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	8.76	88.63
1	3.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	17.05	83.87
1	4.08	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-2.07	81.12
1	4.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	6.22	80.35
1	4.82	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-13.20	80.44
1	5.19	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-4.91	83.78
1	5.56	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-24.59	86.80
1	5.93	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-16.31	94.33
1	6.29	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-50.34	101.13
1	6.66	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-42.05	118.15
1	7.03	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-76.39	132.61
1	7.40	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.00	-68.10	159.22
1	0.40	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	74.57	202.80
1	0.77	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	82.86	173.80
1	1.14	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	52.33	155.60
1	1.51	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	60.62	134.79
1	1.87	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	29.41	123.32
1	2.24	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	37.70	110.96
1	2.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	19.27	102.77
1	2.98	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	27.55	94.15
1	3.35	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	8.76	88.63
1	3.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	17.05	83.87
1	4.08	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-2.07	81.12
1	4.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	6.22	80.35
1	4.82	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-13.20	80.44
1	5.19	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-4.91	83.78
1	5.56	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-24.59	86.80
1	5.93	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-16.31	94.33
1	6.29	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-50.34	101.13
1	6.66	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-42.05	118.15
1	7.03	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-76.39	132.61
1	7.40	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.00	-68.10	159.22

IN16 - Tombino Scatolare 7x5 (pk 7+848): Relazione di calcolo scatolare

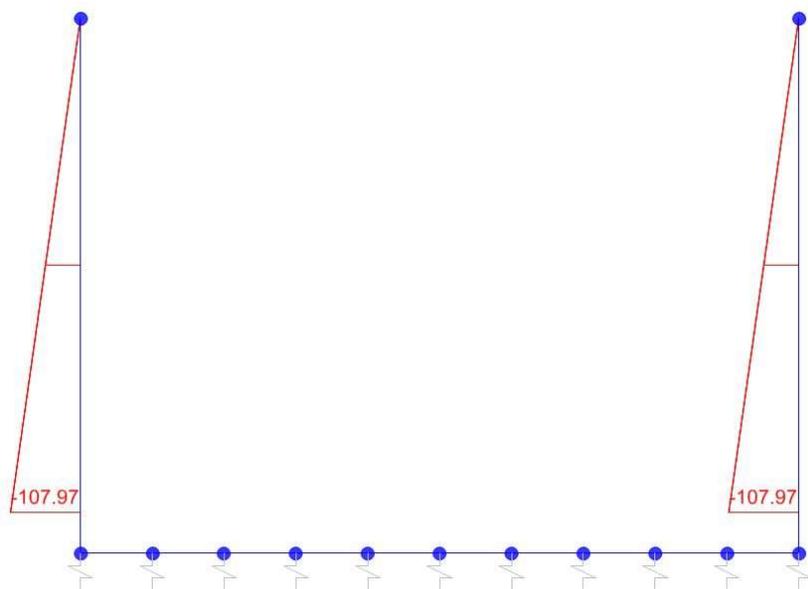
COMMESSA RS3T	LOTTO 3 0 D 26	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.16.0.0.001	REV. B	FOGLIO 84 di 122
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	---------------------

2	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Max	0.00	0.00	0.00
2	2.70	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-53.98	20.17	-18.16
2	5.40	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-107.97	80.69	-145.24
2	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Min	0.00	0.00	0.00
2	2.70	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-53.98	20.17	-18.16
2	5.40	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-107.97	80.69	-145.24
4	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Max	0.00	0.00	0.00
4	2.70	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-53.98	-25.22	22.69
4	5.40	ENVELOPE SLERARA Combination Max	-107.97	-100.86	181.55
4	0.00	ENVELOPE SLERARA Combination Min	0.00	0.00	0.00
4	2.70	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-53.98	-25.22	22.69
4	5.40	ENVELOPE SLERARA Combination Min	-107.97	-100.86	181.55

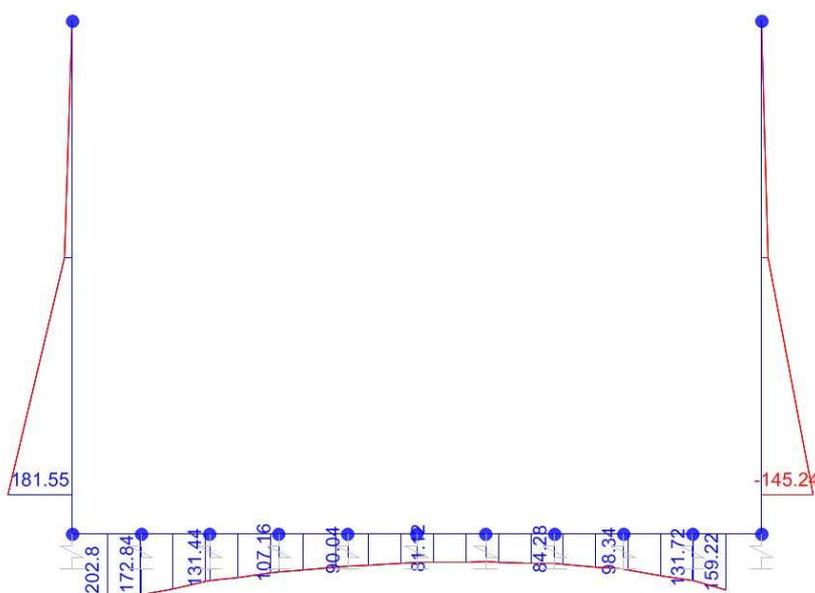


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	82.9	202.8
02	0.0	0.0	80.4
06	-108.0	100.9	145.2

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	48%	5%	38%
SLU	Ved/Vrd	32%	0%	62%
SLE	(sigse/sigstr)s	5%	2%	5%
SLE	(sigse/sigstr)i	20%	8%	13%
SLE	(sigce/sigα)s	10%	4%	9%
SLE	wk/wklim	41%	16%	26%
	MAX	48%	16%	62%
	MAX	62%		

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

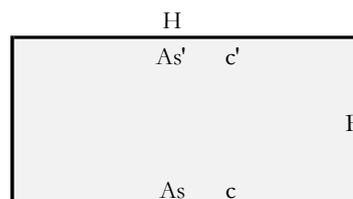
3.14.5.1. VERIFICHE DELLE SEZIONI

Sezione n° 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	900 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	830 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 [(+)]	561.6 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	113.1 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3801 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		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	202.8 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		
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	1171 kNm	Coeff.Sfrutt.	48%
Vrd	Taglio ultimo resistente	356 kN	Coeff.Sfrutt.	32%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

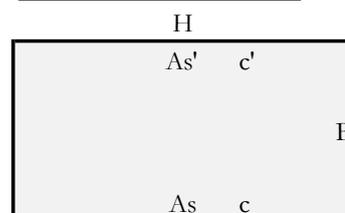
SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-18 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	71 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	10%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	443 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.08 mm	Coeff.Sfrutt.	41%
			Coeff.Sfrutt.Max	48%

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	900 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	830 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 [(+)]	62.5 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3801 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		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	80.4 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		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

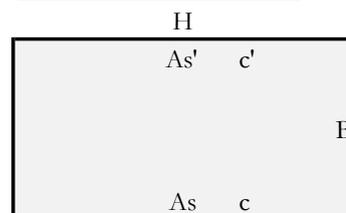
Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S		
Mrd	Momento ultimo resistente	1171 kNm	Coeff.Sfrutt.	5%
Vrd	Taglio ultimo resistente	356 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	
SLE - Tensioni e ampiezza fessure				
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-7 Mpa	Coeff.Sfrutt.	2%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	28 Mpa	Coeff.Sfrutt.	8%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-1 Mpa	Coeff.Sfrutt.	4%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	443 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.03 mm	Coeff.Sfrutt.	16%
			Coeff.Sfrutt.Max	16%

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	800 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	730 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-108.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	402.2 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	217.6 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	22		
Fi2	2° diametro armatura tesa	0		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3801 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3801 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3801 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 [(+)]	145.2 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-108.0 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	1058 kNm	Coeff.Sfrutt.	38%
Vrd	Taglio ultimo resistente	348 kN	Coeff.Sfrutt.	62%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-18 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	45 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	370 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.05 mm	Coeff.Sfrutt.	26%
			Coeff.Sfrutt.Max	62%

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	552.66	0.00	0.00
SLU01	552.66	0.00	0.00
SLU02	552.66	0.00	0.00
SLU02	552.66	0.00	0.00
SLU03	552.66	0.00	0.00
SLU03	552.66	0.00	0.00
SLU04	552.66	48.05	80.79
SLU04	552.66	48.05	80.79
SLU05	552.66	0.00	0.00
SLU05	552.66	0.00	0.00
SLU06	552.66	0.00	0.00
SLU06	552.66	0.00	0.00
SLU07	552.66	48.05	80.79
SLU07	552.66	48.05	80.79
SLU08	409.38	48.05	80.79
SLU08	409.38	48.05	80.79
SLU09	552.66	48.05	80.79
SLU09	552.66	48.05	80.79
SLU10	552.66	-48.05	-80.79
SLU10	552.66	-48.05	-80.79
SLU11	552.66	-48.05	-80.79
SLU11	552.66	-48.05	-80.79
SLU12	552.66	-48.05	-80.79
SLU12	552.66	-48.05	-80.79
SLU13	552.66	-48.05	-80.79
SLU13	552.66	-48.05	-80.79
SH1	409.38	-153.64	-425.21
SH1	409.38	-153.64	-425.21
SH2	409.38	-153.64	-425.21
SH2	409.38	-153.64	-425.21
SH3	409.38	77.83	203.45
SH3	409.38	77.83	203.45
SH4	409.38	77.83	203.45
SH4	409.38	77.83	203.45

SV1	409.38	-46.09	-127.56
SV1	409.38	-46.09	-127.56
SV2	409.38	-46.09	-127.56
SV2	409.38	-46.09	-127.56
SV3	409.38	23.35	61.04
SV3	409.38	23.35	61.04
SV4	409.38	23.35	61.04
SV4	409.38	23.35	61.04

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

SLU	
Nmax	552.66 kN/m
Nmin	409.38 kN/m
Hmax	48.05 kN/m
Mmax	80.79 kNm/m
SLV	
Nmax	409.38 kN/m
Nmin	409.38 kN/m
Hmax	153.64 kN/m
Mmax	425.21 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 $e_L = 0$; $L^* = L$)

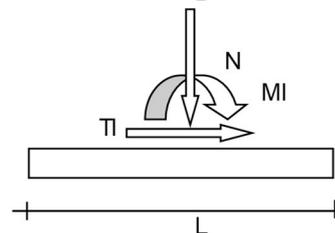
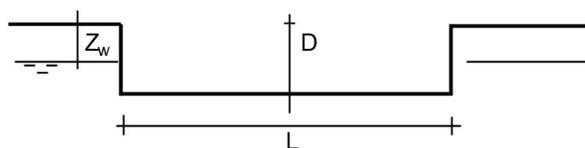
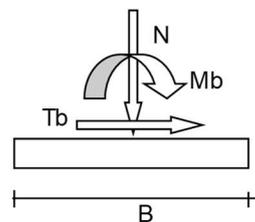
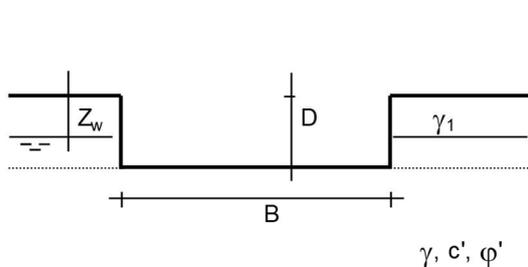
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2^*e_B$)

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

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

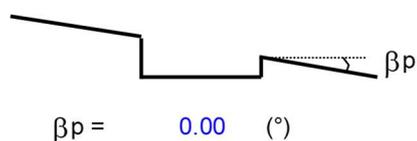
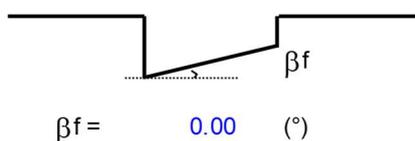
coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 8.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 6.70 (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 calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	409.38		409.38
Mb [kNm]	80.79		80.79
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	48.05		48.05
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	48.05	0.00	48.05

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 10.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 25.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 9.65 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.20 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 8.21 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 134.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 11.43 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, 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

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

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)

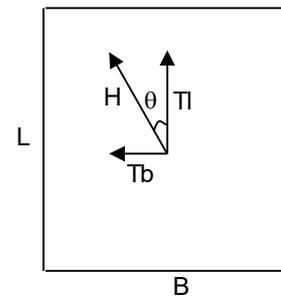
$$i_q = 0.79$$

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

$$i_c = 0.77$$

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

$$i_\gamma = 0.70$$



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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.49$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 1906.91 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 49.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 829.09 \geq q = 49.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 272.95 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 248.14 \geq H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	552.66		552.66
Mb [kNm]	80.79		80.79
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	48.05		48.05
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	48.05	0.00	48.05

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 10.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 9.65$ (m)

$e_B = 0.15$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 8.31$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 134.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 11.43$ (kN/mc)

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$Nq = 10.66$

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

$Nc = 20.72$

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

$Ny = 10.88$

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

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

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

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

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

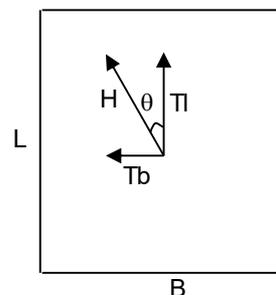
$$i_q = 0.84$$

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

$$i_c = 0.82$$

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

$$i_\gamma = 0.77$$


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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.49$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 2031.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 66.52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 883.37 \geq q = 66.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 340.79 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 309.81 \geq H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

3.14.7. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- SLU-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	409.38		409.38
Mb [kNm]	80.79		80.79
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	48.05		48.05
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	48.05	0.00	48.05

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.20 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 8.21 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 134.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

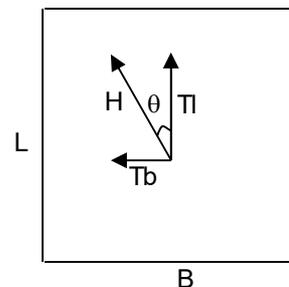
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.97$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.57$$

 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

$$q_{lim} = 760.82 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 49.89 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 330.79 \geq q = 49.89 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 656.42 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 596.75 \geq H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	552.66		552.66
Mb [kNm]	80.79		80.79
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	48.05		48.05
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	48.05	0.00	48.05

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.15 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 8.31 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 134.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

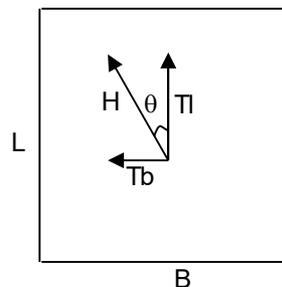
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.97$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.57$$

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

$$q_{lim} = 761.04 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 66.52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 330.89 \geq q = 66.52 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 664.61 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 604.19 \geq H_d = 48.05 \text{ (kN)}$$

3.14.8. Verifiche SLV in condizioni drenate

- SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	409.38		409.38
Mb [kNm]	425.21		425.21
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	153.64		153.64
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	153.64	0.00	153.64

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 20.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 18.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned}c' &= 10.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned}c' &= 10.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 25.00 \quad (^\circ)\end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 9.65 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned}e_B &= 1.04 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}B^* &= 6.52 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 1.00 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 134.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 11.43 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 10.66$$

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

$$N_c = 20.72$$

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

$$N_\gamma = 10.88$$

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

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

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

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

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

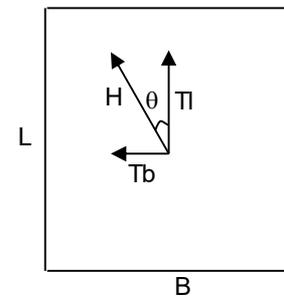
$$i_q = 0.41$$

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

$$i_c = 0.35$$

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

$$i_\gamma = 0.27$$



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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.49$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 978.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 62.76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 425.41 \geq q = 62.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 256.12 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 232.84 \geq H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	409.38		409.38
Mb [kNm]	425.21		425.21
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	153.64		153.64
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	153.64	0.00	153.64

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 10.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 10.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 25.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 9.65$ (m)

$e_B = 1.04$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 6.52$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 134.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 11.43$ (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

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

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)

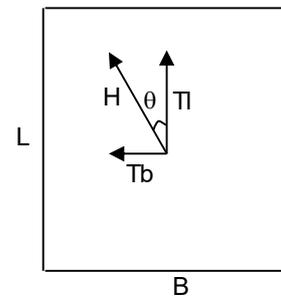
$$i_q = 0.41$$

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

$$i_c = 0.35$$

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

$$i_\gamma = 0.27$$



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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.49$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 978.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 62.76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 425.41 \geq q = 62.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 256.12 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 232.84 \geq H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

3.14.9. Verifiche SLV in condizioni non drenate

• SLV-Nmin:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	409.38		409.38
Mb [kNm]	425.21		425.21
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	153.64		153.64
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	153.64	0.00	153.64

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1.04 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.52 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 134.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

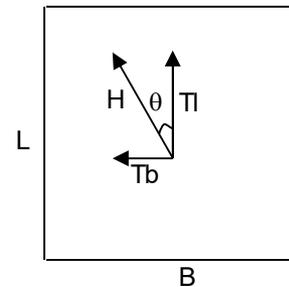
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.89$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.57$$

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

$$q_{lim} = 705.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 62.76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 306.64 \geq q = 62.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 521.81 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 474.37 \geq H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	409.38		409.38
Mb [kNm]	425.21		425.21
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	153.64		153.64
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	153.64	0.00	153.64

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 20.00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 1.04 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 50.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.52 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 134.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18.00 \quad (\text{kN/mc})$$

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

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

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

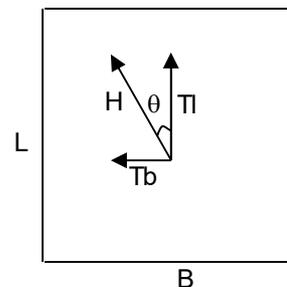
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.89$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.57$$

 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

$$q_{lim} = 705.28 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 62.76 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 306.64 \geq q = 62.76 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 521.81 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 474.37 \geq H_d = 153.64 \text{ (kN)}$$

3.14.10. Tabella verifiche geotecniche GEO

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

<u>Coefficienti di sfruttamento</u>			
	Q _{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	6%	19%	OK
SLU-CD_Nmax	8%	16%	OK
SLV-CD_Nmin	15%	66%	OK
SLV-CD_Nmax	15%	66%	OK
SLU-CND_Nmin	15%	8%	OK
SLU-CND_Nmax	20%	8%	OK
SLV-CND_Nmin	20%	32%	OK
SLV-CND_Nmax	20%	32%	OK