

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA CALTANISSETTA XIRBI - NUOVA ENNA (LOTTO 4A)

INTERFERENZE IDRAULICHE

IN04 - Tombino Scatolare 3X3 (pk 3+744,55)

Relazione di calcolo scatolare

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 29 CL IN0400 001 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	F. Savotta	Gen-2020	A. Barreca	Gen-2020	F. Arduini
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Apr-2020	F. Savotta	Apr-2020	A. Barreca	Apr-2020	0

File: RS3U.4.0.D.29.CL.IN.04.0.0.001.B

n. Elab.: 29_462

INDICE

1. PREMESSA.....	3
2. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA.....	4
3. PROGETTO NUOVO TOMBINO.....	5
3.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	6
3.3. GEOMETRIA.....	6
3.4. MATERIALI.....	7
3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	8
3.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	9
3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	10
3.8. ANALISI DEI CARICHI.....	12
4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.	21
5. COMBINAZIONI DI CARICO.....	23
6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	29
6.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	29
6.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	33
7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	36
7.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE.....	42
7.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE.....	45
8. VERIFICHE GEOTECNICHE.....	46
8.1. BASE REACTION.....	46
8.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	49
8.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	59
8.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	67
8.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	77
8.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO.....	84
8.7. SOLLEVAMENTO PER GALLEGGIAMENTO UPL.....	84

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di un tombino scatolare lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facente parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Caltanissetta Xirbi-Enna (Lotto 4a) ubicato alla progressiva 3 + 744 della linea di progetto. 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 e una trasversale dello scatolare tipo, volte ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

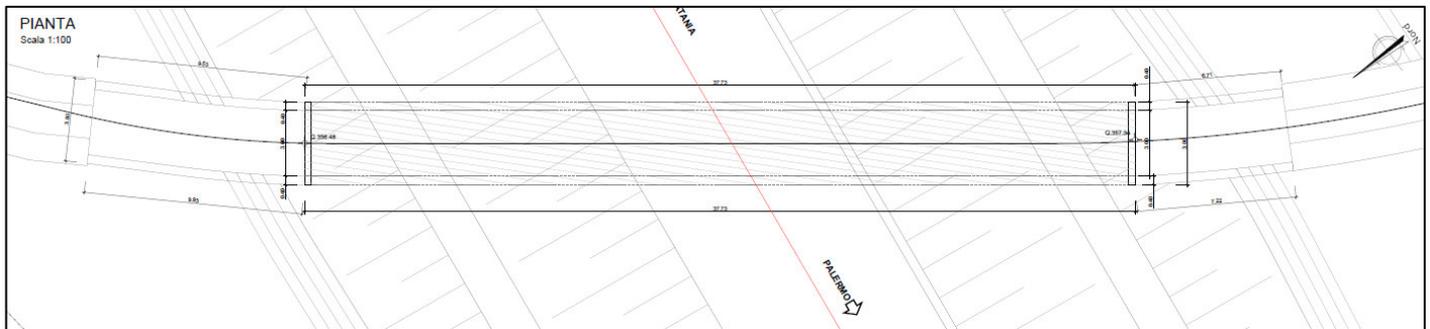


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare

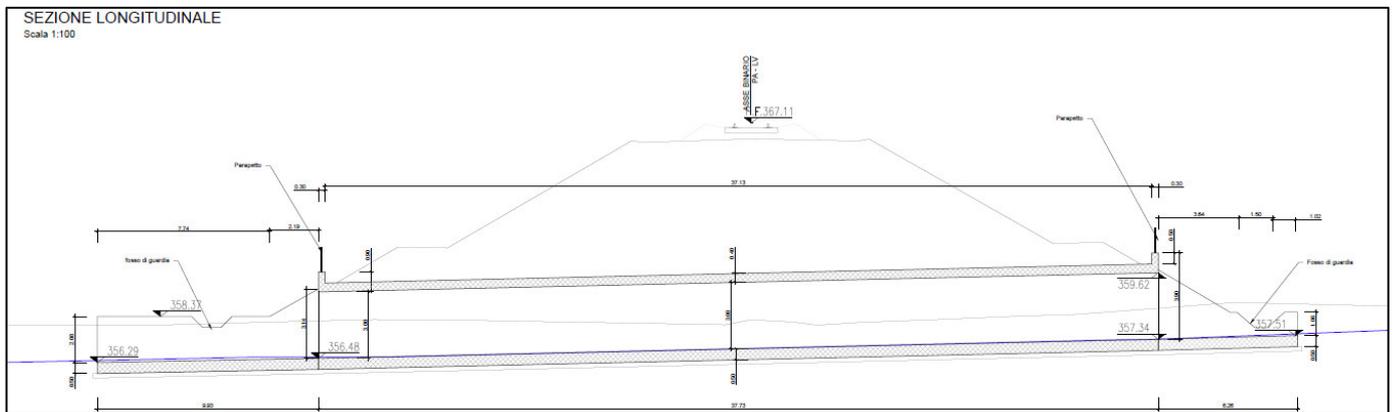


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

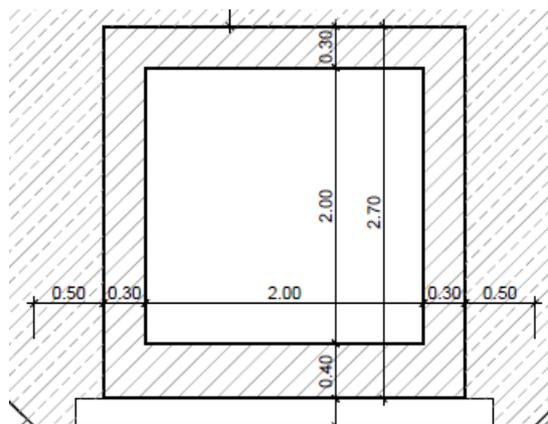


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare

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 H_b più armamento pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro H_r . Esso ha dimensioni interne $L_{int} \times H_{int}$, con piedritti e soletta superiore di spessore $S_p = S_s = L_{int}/10 + 10\text{cm}$, soletta inferiore di spessore $S_f = S_s + 10\text{cm}$. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. Nella figura [Fig. 2] di cui al paragrafo precedente sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

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

Larghezza utile	L_{int} [m]
Altezza libera	H_{int} [m]
Spessore piedritti	S_p [m]
Spessore soletta	S_s [m]
Spessore fondazione	S_f [m]
Altezza ballast	H_b [m]
Rinterro (superiore)	H_r [m]
Lunghezza traversa	L_{tb} [m]
Altezza traversa	H_{tb} [m]
Ricoprimento	H_{ric} [m]
Larghezza totale	L_{tot} [m]
Altezza totale	H_{tot} [m]

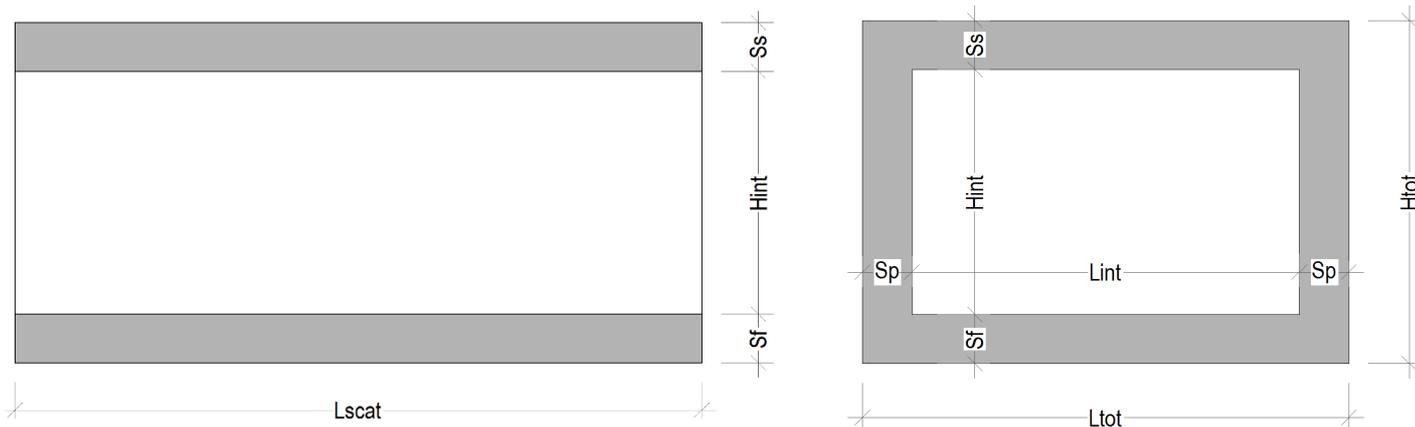


Figura 2. Simbologia adottata

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 normativa NTC18 attualmente vigente.. In particolare si è fatto riferimento:

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

.3.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

Unità di misura principali

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

Unità di misura derivate da N

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

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

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

.3.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	3.00 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.40 m	(consigliato: Sp = Ss)
Spessore soletta	Ss	0.40 m	(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)
Spessore fondazione	Sf	0.50 m	(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	6.30 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	7.10 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.80 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	3.90 m	Hint+SPs+SPf

3.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

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

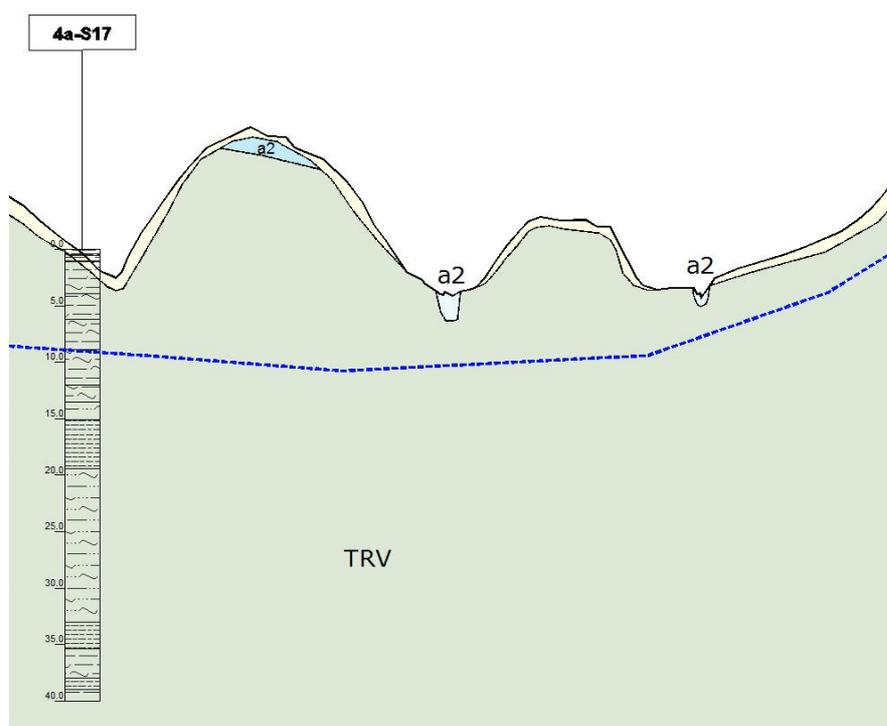
- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_m$, dove:
 - $\alpha_{cc} = 0.85$ e $\gamma_m = 1.5$;
 - $f_{cd} = 17 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione semplice: $f_{ctd} = f_{ctk}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

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

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

3.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

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



Per l'inquadrimento 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:

3) TRV

Argille limose e argille marnose

Peso specifico terreno	γ_t	20.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	20.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	15.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	100.0 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

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

$$s = B \cdot ct \cdot (q - \sigma_v0) \cdot (1 - \nu^2) / E'_{op}$$

dove:

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

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

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

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

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

$$kw = E'_{op} / [(1 - \nu^2) \cdot B \cdot ct]$$

Di seguito si riportano in forma tabellare i risultati delle valutazioni effettuate per il caso in esame, avendo considerato per E'_{op} il valore minimo tra quelli indicati per l'Unità Geotecnica in esame ed una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaborante nella diffusione dei carichi:

Unità stratigrafica	3) TRV	
Descrizione unità stratigrafica	Argille limose e argille marnose	
Modulo elastico medio terreno	E'_{op}	30000 kN/m ² (il minore tra i valori proposti)
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	3.8 m
Lato maggiore della fondazione	L	37.0 m
Rapporto dei lati	L/B	9.7
Coefficiente adimensionale	ct	2.068
Costante di sottofondo	Kw	4194 kN/m ³

3.7. MODELLAZIONE ADOTTATA

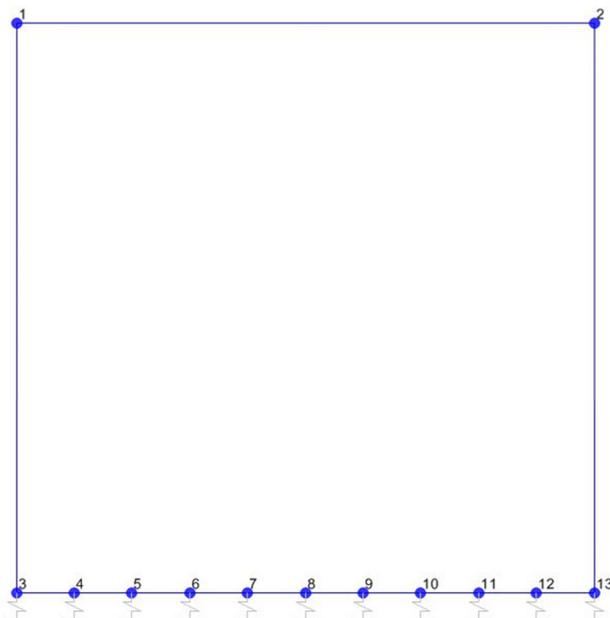
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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

<i>asta</i>	<i>base</i>	<i>altezza</i>	<i>descrizione</i>
Asta 1	100 cm	50 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	40 cm	(Piedritti)
Asta 3	100 cm	40 cm	(soletta superiore)

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

Linterasse	3.40 m
Hinterasse	3.45 m
N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10



<i>Nodo</i>	<i>X</i>	<i>Z</i>
1	0.000	3.450
2	3.400	3.450
3	0.000	0.000
4	0.340	0.000
5	0.680	0.000
6	1.020	0.000
7	1.360	0.000
8	1.700	0.000
9	2.040	0.000
10	2.380	0.000
11	2.720	0.000
12	3.060	0.000
13	3.400	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

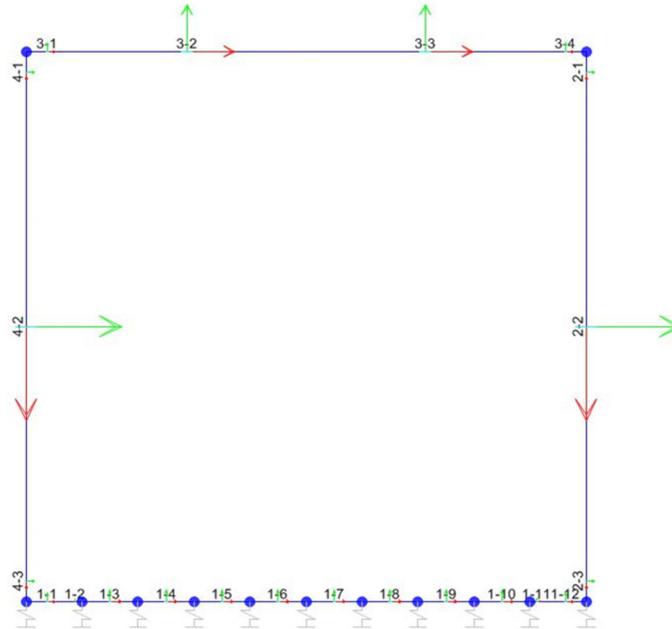


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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

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

Rigidezza molle nodali SAP

ks		4194 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.340 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	1426 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.340 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	2139 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.370 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	3104 kN/m

3.8. 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	P_p	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	12.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

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	20.0 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	6.30 m	
peso rinterro	P_r	126.00 kN/m	$\gamma_r \times H_r$
peso specifico massetto di protezione	γ_m	24 kN/m ³	
altezza massetto di protezione	H_m	0.05 m	
peso massetto di protezione	P_m	1.20 kN/m	$\gamma_m \times H_m$
Permanente totale	G_{2p}	141.60 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	28.32 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

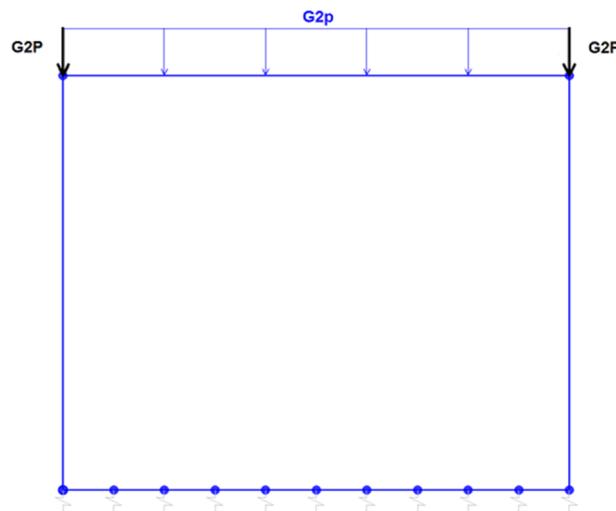


Figura 5. Condizione di carico PERM da SAP2000

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

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 estradosso soletta superiore	P1	54.42 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m)$
Pressione asse soletta superiore	P2	55.96 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	82.48 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + P_m + \gamma r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	84.40 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	11.04 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	20.86 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

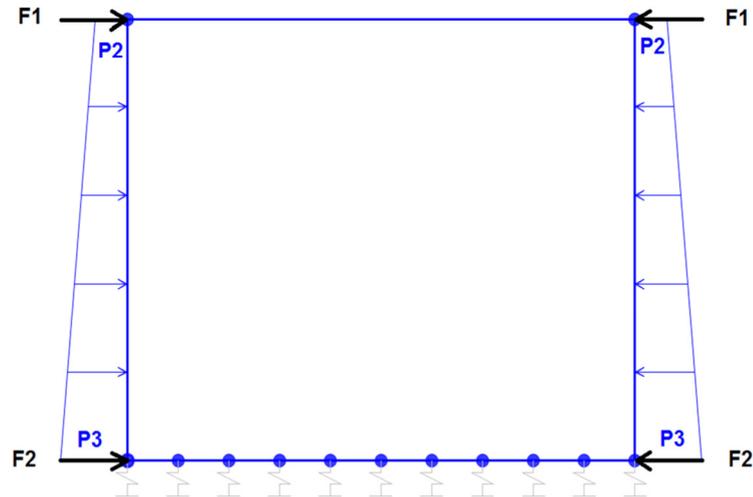


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

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.

Le due condizioni di carico SPTDX e SPTSX vengono applicate al modello con il loro valore al 100% (come visibile in figura 6 sopra). Lo sbilanciamento di tali condizioni (100% SPTSX e 60% SPTSX) viene tenuto in conto tramite opportuni coefficienti di combinazione, come è visibile in seguito al paragrafo § 5 - "Combinazioni di Carico" - del presente elaborato.

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.

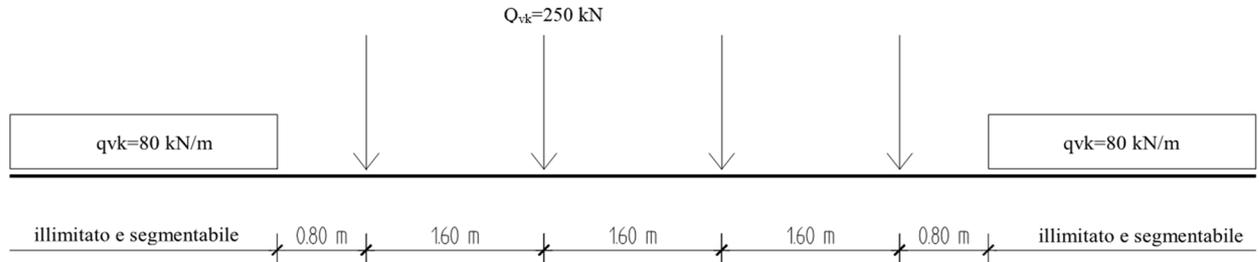


Figura 7. Treno LM71

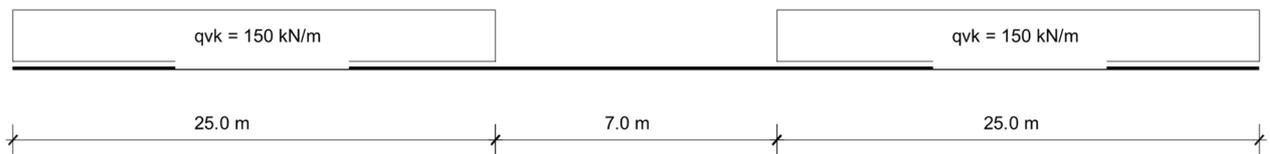


Figura 8. Treno SW/2

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 [Hric]. Per le strutture dotate di una copertura maggiore di 2,50 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

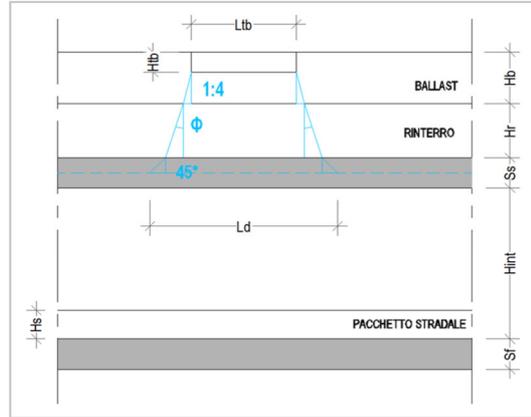


Figura 9. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

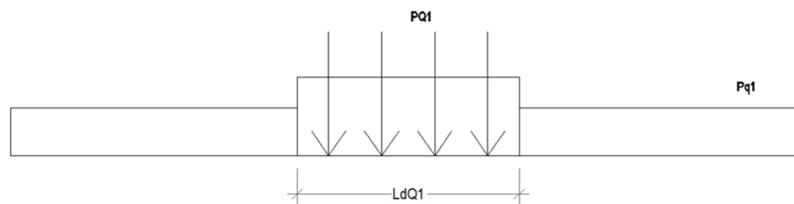


Figura 10. Carichi Treno LM71 su Ld

Sia per il calcolo delle sollecitazioni massime in mezzeria 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 LdQ1 del treno di carico.

Carichi accidentali, ripartizione carichi verticali (condizione ACCM)

Incremento dinamico	$\Phi 3^*$	1.35	<i>* valido per Hint < 5m, Lint < 8m</i>
Incremento dinamico con ricoprimento	$\Phi 3$	1.00	<i>$\Phi 3 = 1$ per Hric > 2,5m</i>
Lunghezza caratteristica	L ϕ	3.00 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	9.84 m	<i>Diffusione secondo angolo attrito</i>
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.40 m	<i>Diffusione 45° nel cls</i>
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	12.84 m	<i>Ltb + 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	6.85 kN/m ²	<i>q1 × $\Phi 3$ × α / Ld</i>
Carico ripartito verticale per LM71 (Q1)	PQ1	13.38 kN/m ²	<i>Q1 × NQ1 × $\Phi 3$ × α / (Ld × LdQ1)</i>

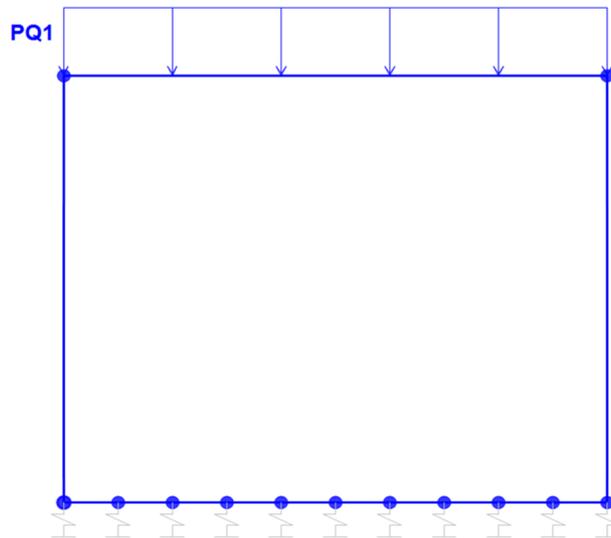


Figura 11. Condizione di carico ACCM da SAP2000

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

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	2.63 kN/m ²	$(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	5.14 kN/m ²	$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	1.03 kN/m	$SPQ1 \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	1.29 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

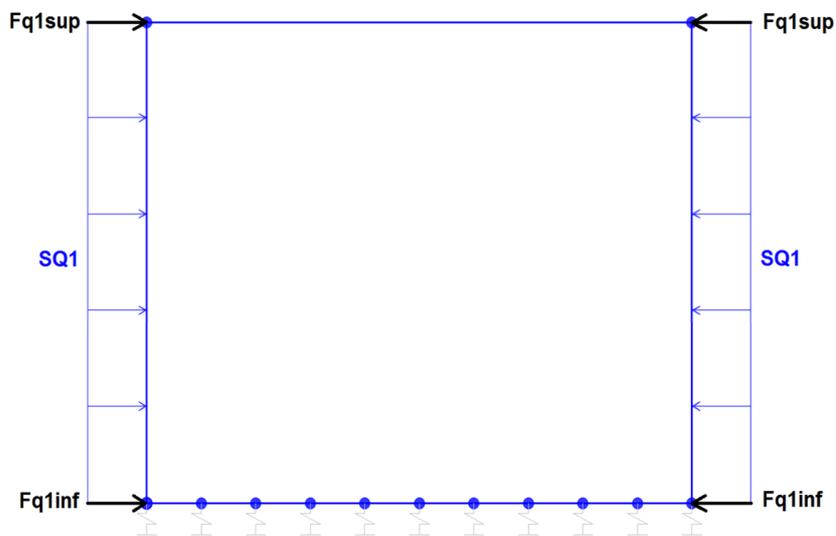


Figura 12. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento e frenatura LM71

A_v 33.00 kN/m

Avviamento e frenatura LM71 distribuiti

q_{Av} 2.57 kN/m A_v / L_d

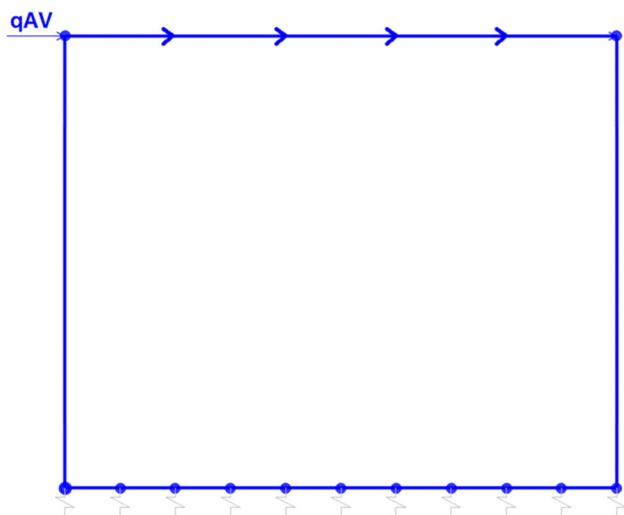


Figura 13. Condizione di carico AVV da SAP2000

Azioni termiche (condizione TERM)

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

Variazione termica uniforme

ΔT_{unif} + -15.00 [°]

Sulla soletta superiore

Variazione termica differenziale

ΔT_{diff} + -5.00 [°]

Sulla soletta superiore

Gradiente

+ -12.50 [°/m]

$\Delta T_{diff} / S_s$

Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)

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

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

Variazione termica uniforme equivalente

ΔT_{ritiro} -[11.59°]

Sulla soletta superiore

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

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

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v

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

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

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

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

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

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

Le forze di inerzia sullo **scatolare** (masse di peso proprio soletta superiore e piedritti, rinterro e ballast, 20% treno di carico,..) sono pari alle masse moltiplicate per k_h e k_v ove: $k_h = \beta M \cdot S \cdot a_g / g$ e $k_v = k_h / 2$. 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 = $C_U \cdot V_N$	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	37.527
Longitudine	14.091

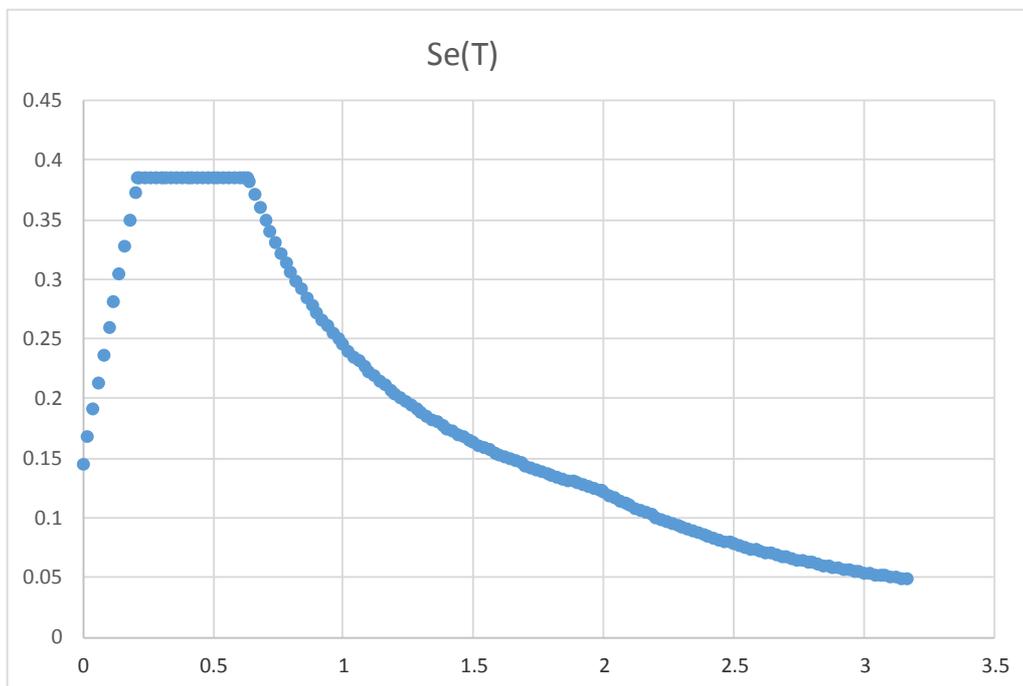
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.097 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	F ₀	2.650 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.472
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per ξ <> 5%	η	1.000

Tab.3.2.V	S _S	C _C	S _S	C _C
A	1.00	1.00	1.50	1.35
B	1.20	1.28		
C	1.50	1.35		
D	1.80	1.82		
E	1.60	1.55		

coefficiente amplificazione stratigrafica	S _S	1.500
coefficiente di amplificazione	S	1.500
coefficiente categoria sottosuolo	C _C	1.345
periodo inizio tratto a accelerazione costante = T _c / 3	T _B	0.212 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = C _c * T*c	T _C	0.635 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = 4 * ag/g + 1,6	T _D	1.988 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.146 g

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV



Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito	β	1.000
$a_o = k_h = a_{g0,max} = S \times a_g/g$	valore $PGA \times scatolare$	$a_o = k_h$ 0.1455 g
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times scatolare$	$a_v = k_v$ 0.0728 g

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F''^h	22.27 kN/m $(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times k_b$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''^h	1.46 kN/m ² $P_p \times k_b$

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%
Forza verticale sulla soletta di copertura	F''^v	11.14 kN/m ² $(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times k_v$

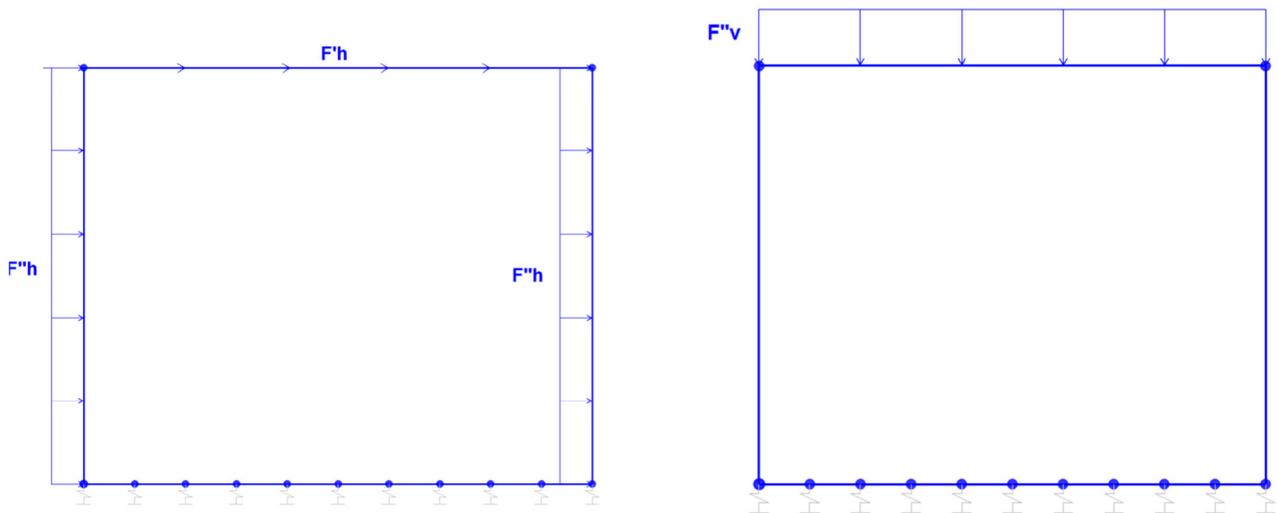


Figura 14. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

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

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	32.34 kN/m ² $(\%PQ1+G2p+\gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{g0,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QW_{sup}	6.47 kN $qW \times S_s / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QW_{inf}	8.09 kN $qW \times S_f / 2$

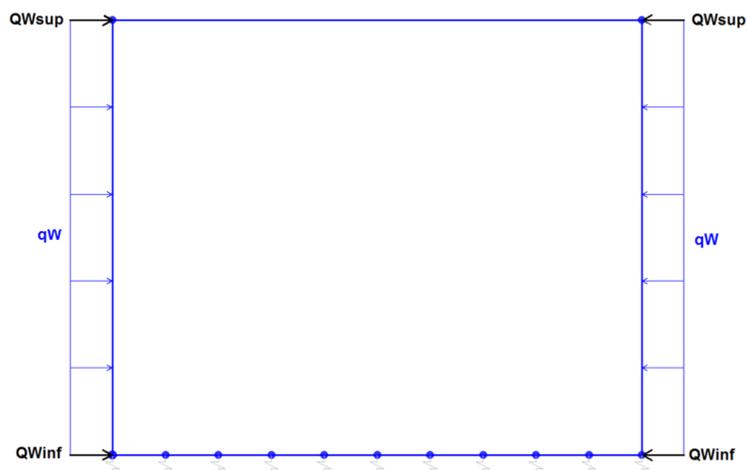
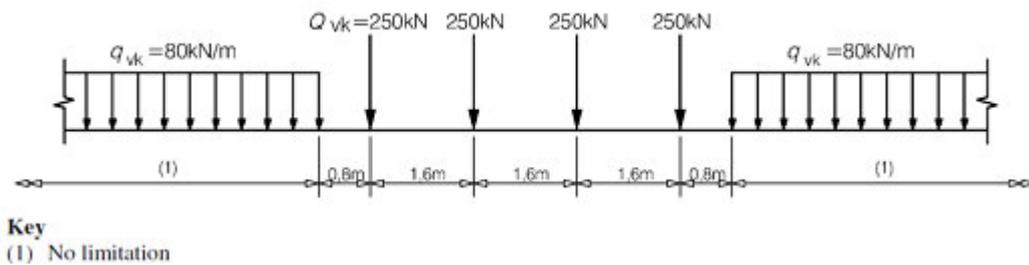


Figura 15. Condizione di carico SPSPDX e SPSSX da SAP2000

4. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

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

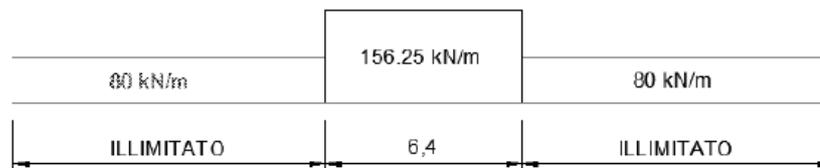
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



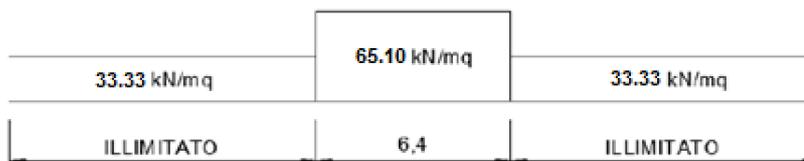
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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:



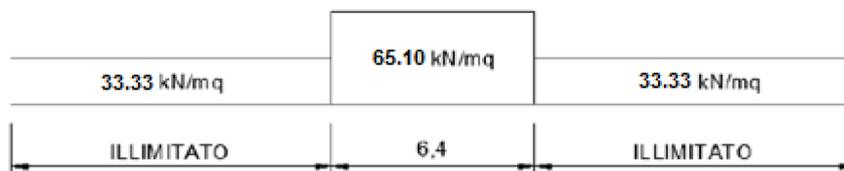
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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:

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

anziché:

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

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:

- $q1 = 4*250/6.4/2.60 = 60.10 \text{ kN/m}^2$
- $q2 = 80/2.60 = 30.77 \text{ kN/m}^2$

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

5. 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
2	Primo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	-	1,0 (LM 71''+''SW/0)
≥3	Primo	1,0 (LM 71''+''SW/0)	0,75 (LM 71''+''SW/0)	1,0 SW/2
	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 g 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		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 g_r 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
Gruppi di carico	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g_{r3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

⁽²⁾ Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico variano 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_TERM
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 termiche:

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

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

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

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

Combinazione fondamentale:

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

Nelle tabelle seguenti sono riportate le combinazioni di carico SLU, SLV e SLE utilizzate. Nelle combinazioni si tiene conto sia della spinta delle terre SPTSX al 100% e SPTDX al 100% che del loro sbilanciamento con SPTSX al 100% e SPTDX al 60%, sbilanciamento concorde con il verso di AVV e SISMAH per massimizzare le caratteristiche di sollecitazione. Lo sbilanciamento è tenuto in conto nelle combinazioni tramite i coefficienti evidenziati in rosso, corrispondenti ai coefficienti della spinta SPTDX moltiplicati per il coefficiente di combinazione 0,60.

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

	1slu	2slu	3slu	4slu	5slu	6slu	7slu	8slu	9slu	10slu	11slu	12slu	13slu
DEAD	135	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	135	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	135	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	135	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

	14slu	15slu	16slu	17slu	18slu	19slu	20slu	21slu	22slu	23slu	24slu	25slu	26slu
DEAD	135	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	135	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	0.6	0.6	0.6	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.81	0.6	0.6	0.6	0.6
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	135	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	135	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	-0.9	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	1.2	0	0	0	0	0	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

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

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

dove:

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

Combinazioni di Carico Sismiche SLV								
	sh1	sh2	sh3	sh4	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

Combinazioni di Carico Sismiche SLV								
	sh5	sh6	sh7	sh8	sv5	sv6	sv7	sv8
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	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
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	4sle	5sle	6sle
DEAD	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1
SPTDX	0.8	0.8	0.8	0.48	0.48	0.48
ACCM	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
SPACCSX	0.8	0.8	0	0.8	0.8	0
SPACCDX	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
AVV	-0.8	0.8	-0.8	-0.8	0.8	-0.8
ENV_TERM	-0.6	0.6	-0.6	-0.6	0.6	-0.6
RITIRO	0	0	1	0	0	1

Oltre alle verifiche agli stati limite ultimi di tipo strutturale, sono prese in considerazione anche le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) di cui alle NTC2018, relative a condizioni di collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno.

6. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

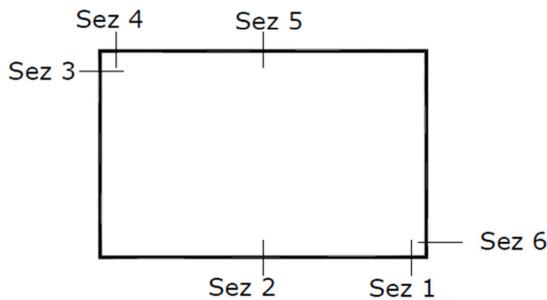
6.1. Involuppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	381.5	248.1
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	383.8	211.9
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	312.5	211.9
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	318.2	125.1
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	239.4	125.1
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	244.6	44.2
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	217.9	44.2
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	222.2	-29.8
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	186.5	-29.8
1	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	190.8	-82.8
1	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	145.9	-82.8
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	150.2	-65.4
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	96.1	-65.4
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	100.3	-27.8
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	36.2	-27.8
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	40.4	21.5
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-71.0	21.5
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-66.8	87.3
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-193.7	87.3
1	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-191.9	134.3
1	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	212.6	-14.9
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	214.3	-63.2
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	129.5	-63.2
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	133.7	-140.1
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	53.5	-140.1
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	57.8	-180.5
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	7.5	-180.5
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	11.7	-198.9
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-35.6	-198.9
1	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-31.3	-210.1
1	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-88.1	-210.1
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-82.4	-220.7
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-148.7	-220.7
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-142.9	-220.3
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-206.4	-220.3
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-200.6	-207.1
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-291.5	-207.1
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-285.8	-181.7
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-372.5	-181.7
1	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-370.2	-153.5

IN04 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 3+744): Relazione di calcolo scatolare

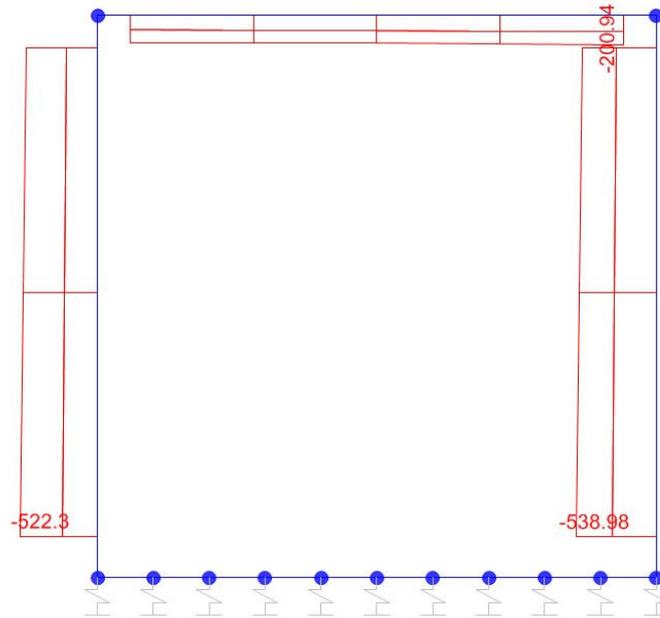
COMMESSA RS3U	LOTTO 4 0 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.04.0.0.001	REV. B	FOGLIO 30 di 84
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-268.4	-97.1	-64.4
2	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-283.4	18.0	26.9
2	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-298.4	180.6	105.1
2	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-498.5	-183.0	-228.3
2	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-518.7	-112.4	-62.7
2	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-539.0	-45.8	-159.2
3	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-98.6	-149.7	55.5
3	0.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-101.4	-36.5	169.6
3	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-104.2	76.7	217.1
3	2.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-107.0	220.3	147.2
3	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-109.8	404.3	-45.1
3	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-185.4	-387.6	-140.7
3	0.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-185.4	-203.6	37.3
3	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-187.8	-19.6	81.9
3	2.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-190.5	94.1	-10.3
3	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-200.9	207.8	-196.9
4	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-210.2	155.2	192.1
4	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-225.2	54.7	49.1
4	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-240.2	-57.5	234.6
4	0.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-481.8	58.7	-36.1
4	1.70	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-502.1	-86.9	-22.8
4	3.20	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-522.3	-249.8	16.9

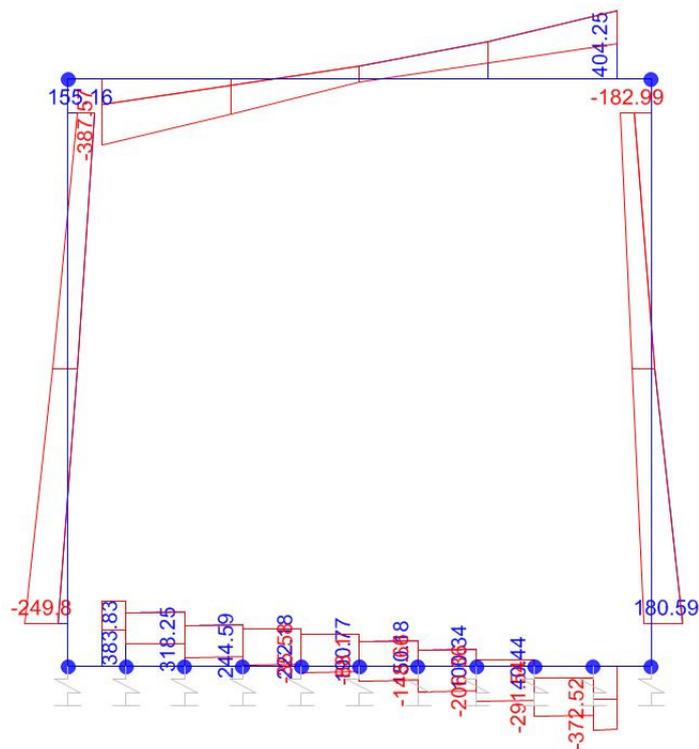


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	383.8	248.1
02	0.0	0.0	220.7
03	-210.2	249.8	228.3
04	0.0	404.3	196.9
05	0.0	0.0	217.1
06	-240.2	249.8	234.6

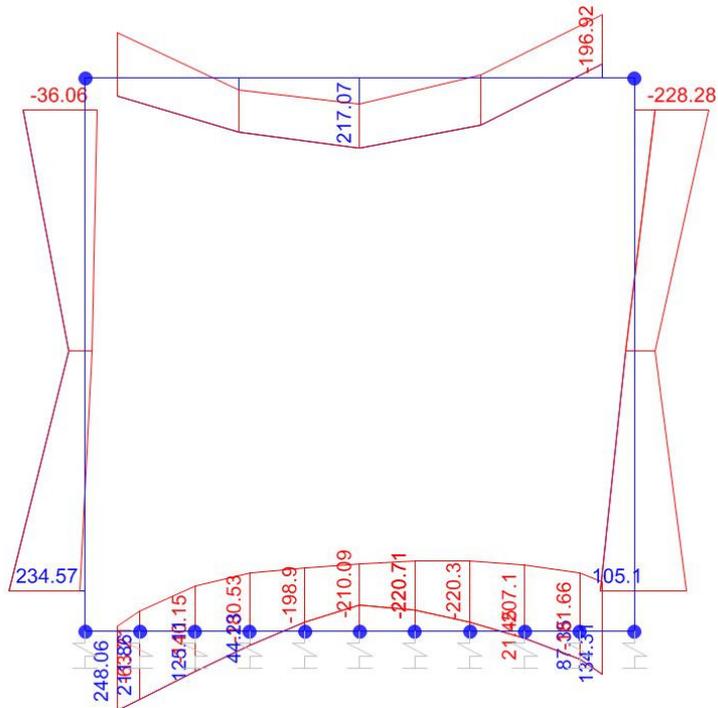
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



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.

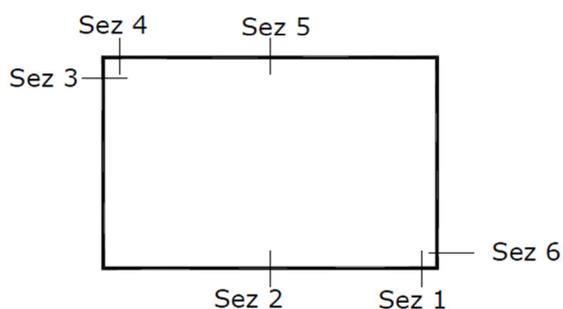
.6.2. Inviluppo SLE (rara)

USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	254.0	117.9
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	255.8	82.2
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	207.5	82.2
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	211.8	10.9
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	158.1	10.9
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	162.4	-43.6
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	123.0	-43.6
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	127.3	-86.2
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	84.3	-86.2
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	88.6	-101.6
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	42.0	-101.6
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	46.3	-97.9
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-4.0	-97.9
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	0.3	-79.5
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-53.8	-79.5
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-49.5	-46.4
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-136.3	-46.4
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-132.1	10.0
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-224.8	10.0
1	3.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-223.1	43.1
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	241.9	52.0
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	243.7	18.0
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	176.2	18.0
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	180.4	-42.7
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	112.5	-42.7
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	116.7	-82.0
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	71.0	-82.0
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	75.3	-109.2
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	29.1	-109.2
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	33.4	-131.0
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-13.2	-131.0
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-9.0	-146.0
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-56.1	-146.0
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-51.9	-145.4
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-99.6	-145.4
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-95.4	-127.9
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-167.9	-127.9
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-163.6	-82.2
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-237.1	-82.2
1	3.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-235.4	-50.9

IN04 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 3+744): Relazione di calcolo scatolare

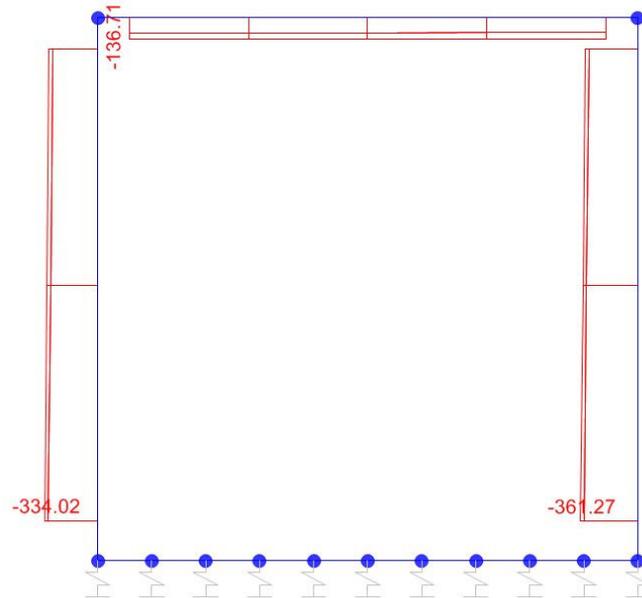
COMMESSA RS3U	LOTTO 4 0 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.04.0.0.001	REV. B	FOGLIO 34 di 84
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-308.4	-80.3	-88.1
2	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-323.4	-9.6	-7.2
2	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-338.4	86.3	9.3
2	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-331.3	-117.6	-149.9
2	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-346.3	-54.4	-31.6
2	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-361.3	5.6	-66.2
3	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-99.3	-218.4	-15.2
3	0.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-97.7	-96.7	103.0
3	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-96.2	25.0	136.0
3	2.45	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-94.6	146.8	83.6
3	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-93.1	268.5	-55.0
3	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-136.7	-241.2	-74.9
3	0.95	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-135.2	-119.5	58.3
3	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-133.6	2.2	100.3
3	2.45	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-135.2	123.9	40.9
3	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-136.7	245.7	-114.8
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-281.2	113.1	102.0
4	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-296.2	12.6	14.6
4	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-311.2	-99.6	129.9
4	0.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-304.0	75.9	45.7
4	1.7	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-319.0	-25.2	0.0
4	3.2	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-334.0	-143.5	72.7

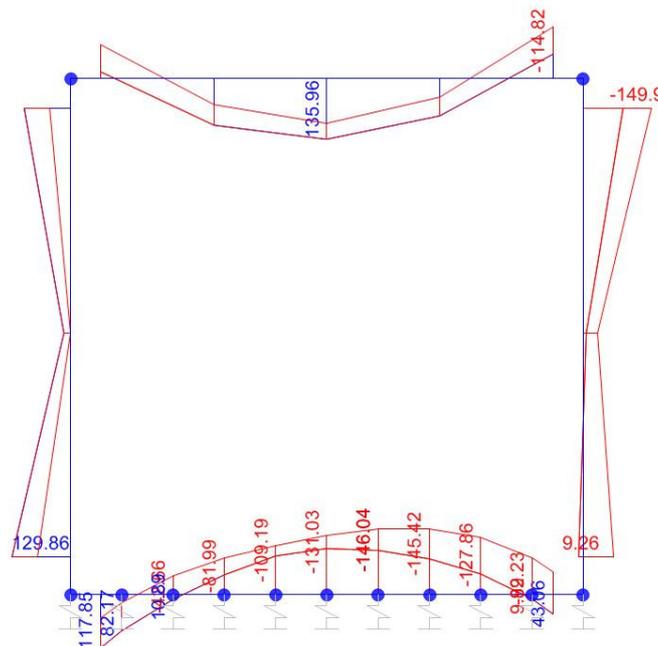


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	255.8	117.9
02	0.0	0.0	146.0
03	-281.2	143.5	149.9
04	0.0	268.5	114.8
05	0.0	0.0	136.0
06	-311.2	143.5	129.9

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

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

7. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Oggetto:

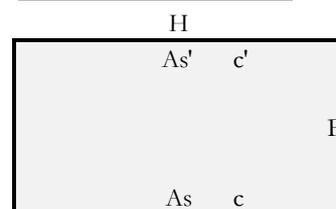
Tombino IN04_3+744 - Lotto 4

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 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 [(+)]	248.1 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	383.8 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msl	Momento di esercizio [(+)]	117.9 kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
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	Coeff.Sfrutt.Max	67%
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt.	51%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	243 kN	Coeff.Sfrutt.	158%
Vrd	Taglio ultimo resistente	571 kN		67%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	6 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

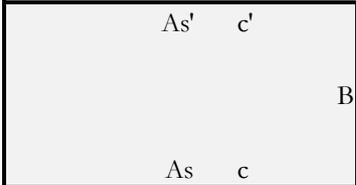
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-25 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	100 Mpa	Coeff.Sfrutt.	28%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	18%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	142 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10 mm	Coeff.Sfrutt.	52%

Oggetto:

Tombino IN04_3+744 - Lotto 4

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	Geometria della Sezione:	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	H	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	As' c'	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	430 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 [(+)]	220.7 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	146.0 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		

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	65%
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt.	46%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	243 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	571 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	6 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-31 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	123 Mpa	Coeff.Sfrutt.	34%
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	142 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.13 mm	Coeff.Sfrutt.	65%

Oggetto:

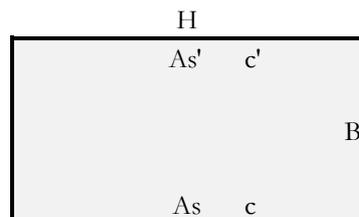
Tombino IN04_3+744 - Lotto 4

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-210.2 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	228.3 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	249.8 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq	
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	149.9 kNm		
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-281.2 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	68%
Mrd	Momento ultimo resistente	387 kNm	Coeff.Sfrutt.	59%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	241 kN	Coeff.Sfrutt.	104%
Vrd	Taglio ultimo resistente	438 kN	Coeff.Sfrutt.	57%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 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]	126 Mpa	Coeff.Sfrutt.	35%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-7 Mpa	Coeff.Sfrutt.	38%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	114 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.14 mm	Coeff.Sfrutt.	68%

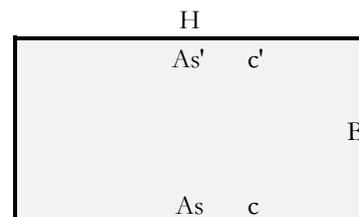
Oggetto:

Tombino IN04_3+744 - Lotto 4

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	196.9 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	404.3 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2	
cotθ	(proiez.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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msl	Momento di esercizio [(+)]	114.8 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	Coeff.Sfrutt.Max	92%
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	55%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	215 kN	Coeff.Sfrutt.	188%
Vrd	Taglio ultimo resistente	438 kN	Coeff.Sfrutt.	92%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-32 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	130 Mpa	Coeff.Sfrutt.	36%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	28%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.14 mm	Coeff.Sfrutt.	71%

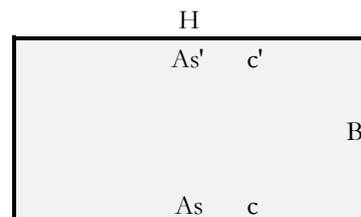
Oggetto:

Tombino IN04_3+744 - Lotto 4

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	217.1 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0	Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq		
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq		
Fi Staffe	Diametro staffe	12 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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	136.0 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	90%
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	60%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	215 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	438 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-38 Mpa	Coeff.Sfrutt.	11%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	153 Mpa	Coeff.Sfrutt.	43%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.18 mm	Coeff.Sfrutt.	90%

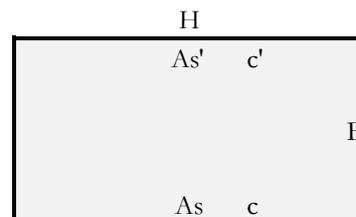
Oggetto:

Tombino IN04_3+744 - Lotto 4

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-240.2 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	234.6 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	249.8 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	3142 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	150 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2.0	
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	1508 mmq/m	15.08 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msl	Momento di esercizio [(+)]	129.9 kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-311.2 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	60%
Mrd	Momento ultimo resistente	391 kNm	Coeff.Sfrutt.	60%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	245 kN	Coeff.Sfrutt.	102%
Vrd	Taglio ultimo resistente	438 kN	Coeff.Sfrutt.	57%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	4 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-50 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	99 Mpa	Coeff.Sfrutt.	28%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	116 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10 mm	Coeff.Sfrutt.	48%

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

SINTESI VERIFICHE SEZIONI NOTEVOLI:							
SL	VERIF	SEZ01	SEZ02	SEZ03	SEZ04	SEZ05	SEZ06
SLU	Med/Mrd	51%	46%	59%	55%	60%	60%
SLU	Ved/Vrd	67%	0%	57%	92%	0%	57%
SLE	(sigse/sigsr)s	7%	9%	15%	9%	11%	14%
SLE	(sigse/sigsr)i	28%	34%	35%	36%	43%	28%
SLE	(sigce/sigcr)s	18%	23%	38%	28%	33%	33%
SLE	wk/wklim	52%	65%	68%	71%	90%	48%
	MAX	67%	65%	68%	92%	90%	60%
	MAX	92%					

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

.7.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

base della sezione		1000 mm
altezza della sezione		400 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	400000 mm ²
tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450 Mpa
resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione	f_{ck}	30 Mpa
tensione resistente cls a trazione	$f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$	2.90 Mpa
coefficiente k_c	k_c	1.00
coefficiente k	k	1.00
area minima acciaio teso nella sezione	$A_{s,min}$	2575 mm ²

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

prospetto 7.2N **Diametri massimi delle barre ϕ_s^* per il controllo della fessurazione¹⁾**

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

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

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

Trazione (la sezione è tutta tesa):

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

dove:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

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

h è l'altezza totale della sezione;

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

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

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

Verifica armatura trasversale:

diametro barre trasversali	Φ trasv	16 mm	< F_s	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	A_s	4021 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	288 mm ²	< f_{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*s	6 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h_{cr}	400 mm		
altezza totale sezione	h	400 mm		
copriferro (asse barre)	c	70 mm		
altezza utile sezione	d	330 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	17 mm	(= F_s)	

.7.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	40 cm			
con armatura principale esterna		F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale interna		F20 /100		3142 mm ²
Soletta superiore di spessore	40 cm			
con armatura principale superiore		F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore		F20 /100		3142 mm ²
Soletta inferiore di spessore	50 cm			
con armatura principale superiore		F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore		F20 /100		3142 mm ²
Le pareti necessitano di armatura a taglio		F12 /150	dir.princ. /500	dir.trasv.
La soletta superiore necessita di armatura a taglio		F12 /150	dir.princ. /500	dir.trasv.
La soletta inferiore necessita di armatura a taglio		F12 /150	dir.princ. /500	dir.trasv.

(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con V_{rd} senza armatura a taglio)

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:		
Pareti	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	64%	di	6283 mm ²
Soletta superiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	64%	di	6283 mm ²
Soletta inferiore	F16 /100 2 strati	4021.2 mm ²	64%	di	6283 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	3.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.40 m
Altezza libera	Hint	3.00 m	Spessore soletta	Ss	0.40 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.50 m
			copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	500
soletta	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	500
fondaz.	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	500
ripartiz.	16	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incid [kg/m ³]	Inc%					
piedritto	4.28	0.46	1.2	279	232	34%					
soletta	4.18	0.46	1.5	272	179	17%					
fondaz.	4.38	0.56	1.9	289	152	18%					
ripartiz.			5.8	515	89	32%					
TOTALE			5.8	1634	281	100%					

8. VERIFICHE GEOTECNICHE

.8.1. *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	1069.45	16.41	5.80
SLU01	1069.45	16.41	5.80
SLU02	1069.45	-12.67	-43.71
SLU02	1069.45	-12.67	-43.71
SLU03	1069.45	-12.67	-43.71
SLU03	1069.45	-12.67	-43.71
SLU04	1069.45	111.16	154.10
SLU04	1069.45	111.16	154.10
SLU05	1069.45	16.41	5.80
SLU05	1069.45	16.41	5.80
SLU06	1003.49	29.08	49.51
SLU06	1003.49	29.08	49.51
SLU07	1069.45	111.16	154.10
SLU07	1069.45	111.16	154.10
SLU08	683.54	123.83	197.81
SLU08	683.54	123.83	197.81
SLU09	1069.45	123.83	197.81
SLU09	1069.45	123.83	197.81
SLU10	1069.45	-123.83	-197.81
SLU10	1069.45	-123.83	-197.81
SLU11	1056.26	-71.49	-108.70
SLU11	1056.26	-71.49	-108.70
SLU12	1056.26	-71.49	-108.70
SLU12	1056.26	-71.49	-108.70
SLU13	1049.66	-87.06	-157.36
SLU13	1049.66	-87.06	-157.36
SH1	704.00	-209.66	-492.59
SH1	704.00	-209.66	-492.59
SH2	681.27	-209.66	-492.59
SH2	681.27	-209.66	-492.59
SH3	704.00	42.60	-63.02
SH3	704.00	42.60	-63.02
SH4	681.27	42.60	-63.02
SH4	681.27	42.60	-63.02
SV1	654.76	-61.31	-147.22
SV1	654.76	-61.31	-147.22
SV2	730.51	-61.31	-147.22

IN04 - Tombino Scatolare 3x3 (pk 3+744): Relazione di calcolo scatolare

COMMESSA
RS3U

LOTTO
4 0 D 29

CODIFICA
CL

DOCUMENTO
IN.04.0.0.001

REV.
B

FOGLIO
47 di 84

SV2	730.51	-61.31	-147.22
SV3	654.76	14.37	-18.35
SV3	654.76	14.37	-18.35
SV4	730.51	14.37	-18.35
SV4	730.51	14.37	-18.35
SLU14	1069.45	-91.88	-163.70
SLU14	1069.45	-91.88	-163.70
SLU15	1069.45	-120.95	-213.20
SLU15	1069.45	-120.95	-213.20
SLU16	1069.45	-120.95	-213.20
SLU16	1069.45	-120.95	-213.20
SLU17	1069.45	-35.03	-74.71
SLU17	1069.45	-35.03	-74.71
SLU18	1069.45	-129.78	-223.02
SLU18	1069.45	-129.78	-223.02
SLU19	1003.49	-117.11	-179.31
SLU19	1003.49	-117.11	-179.31
SLU20	1069.45	-35.03	-74.71
SLU20	1069.45	-35.03	-74.71
SLU21	683.54	-22.36	-31.00
SLU21	683.54	-22.36	-31.00
SLU22	1069.45	-22.36	-31.00
SLU22	1069.45	-22.36	-31.00
SLU23	1069.45	-232.11	-367.30
SLU23	1069.45	-232.11	-367.30
SLU24	1056.26	-179.77	-278.19
SLU24	1056.26	-179.77	-278.19
SLU25	1056.26	-179.77	-278.19
SLU25	1056.26	-179.77	-278.19
SLU26	1049.66	-195.35	-326.85
SLU26	1049.66	-195.35	-326.85
SV5	654.76	-169.60	-316.71
SV5	654.76	-169.60	-316.71
SV6	730.51	-169.60	-316.71
SV6	730.51	-169.60	-316.71
SV7	654.76	-93.92	-187.84
SV7	654.76	-93.92	-187.84
SV8	730.51	-93.92	-187.84
SV8	730.51	-93.92	-187.84
SH5	704.00	-317.95	-662.08
SH5	704.00	-317.95	-662.08
SH6	681.27	-317.95	-662.08
SH6	681.27	-317.95	-662.08
SH7	704.00	-65.68	-232.51
SH7	704.00	-65.68	-232.51
SH8	681.27	-65.68	-232.51
SH8	681.27	-65.68	-232.51

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

SLU	
Nmax	1069.45 kN/m
Nmin	683.54 kN/m
Hmax	232.11 kN/m
Mmax	367.30 kNm/m
SLV	
Nmax	730.51 kN/m
Nmin	654.76 kN/m
Hmax	317.95 kN/m
Mmax	662.08 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.

.8.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

• SLU-Nmin:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

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

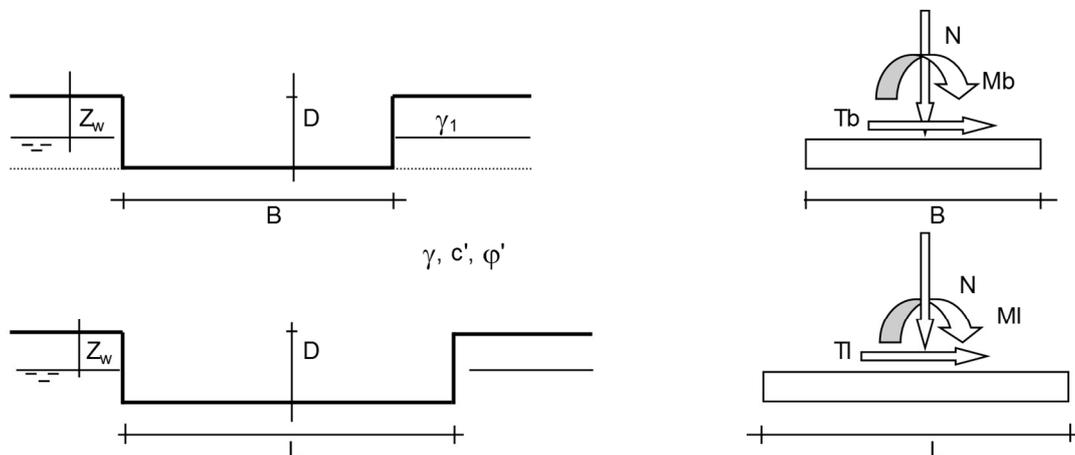
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

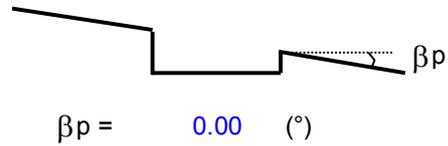
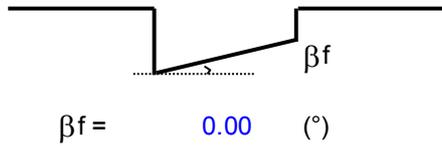
coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	683.54		683.54
Mb [kNm]	367.30		367.30
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	232.11		232.11
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	232.11	0.00	232.11

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 13.40$ (m)

$e_B = 0.54$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 2.73$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.42$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 6.40$

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

$N_c = 14.83$

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

$N_\gamma = 5.39$

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

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

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

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

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

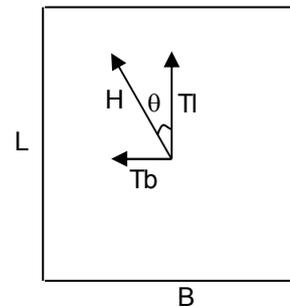
$$i_q = 0.48$$

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

$$i_c = 0.42$$

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

$$i_\gamma = 0.33$$



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

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

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

$$d_q = 1.46$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 1935.38 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 250.81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 841.47 \geq q = 250.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 400.50 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 364.09 \geq H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

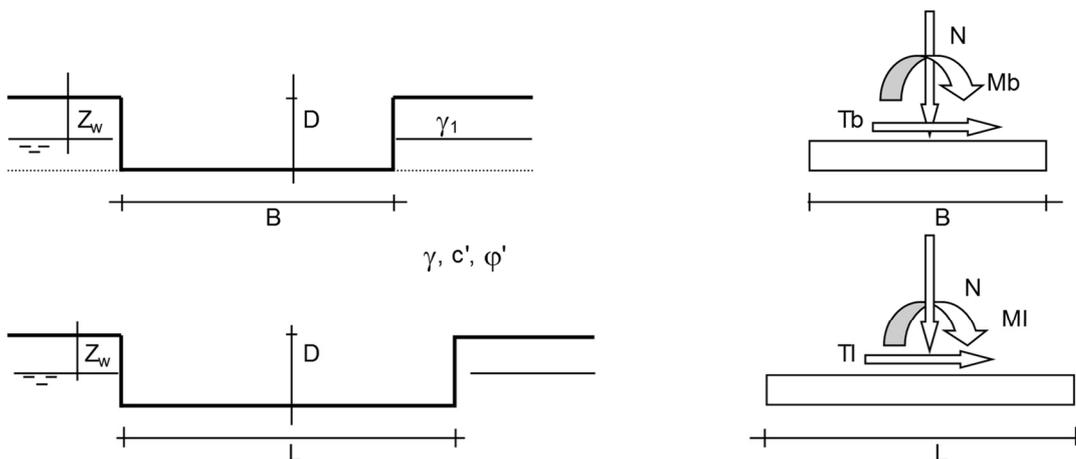
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

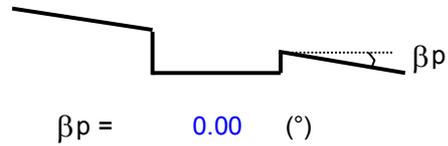
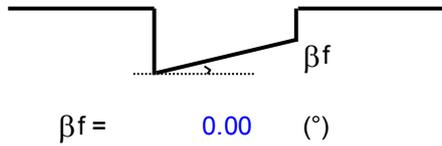
coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1069.45		1069.45
Mb [kNm]	367.30		367.30
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	232.11		232.11
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	232.11	0.00	232.11

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 13.40$ (m)

$e_B = 0.34$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 3.11$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.42$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 6.40$

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

$N_c = 14.83$

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

$N_\gamma = 5.39$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

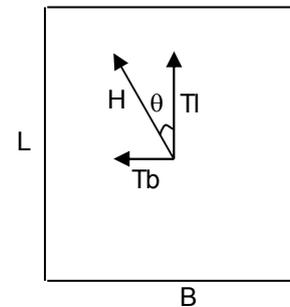
$$i_q = 0.63$$

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

$$i_c = 0.59$$

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

$$i_\gamma = 0.50$$



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

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

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

$$d_q = 1.46$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 2612.35 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 343.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1135.8 \geq q = 343.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 592.09 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 538.26 \geq H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

.8.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- SLU-Nmin:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

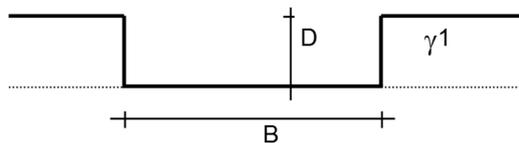
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

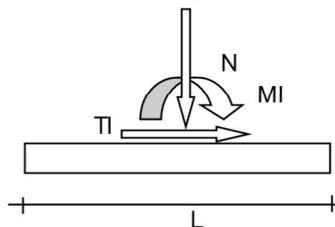
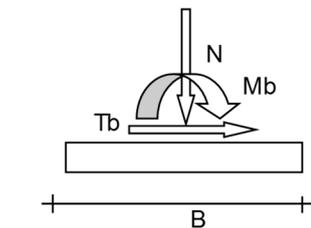
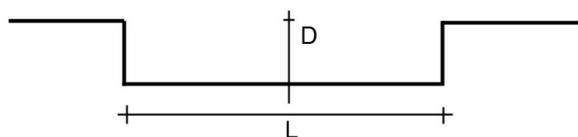
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

coefficienti parziali

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

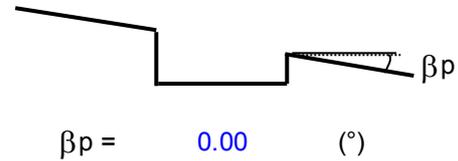
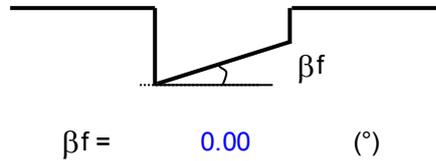


γ, c_u



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	683.54		683.54
Mb [kNm]	367.30		367.30
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	232.11		232.11
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	232.11	0.00	232.11

Peso unità di volume del terreno

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$

$e_B = 0.54 \text{ (m)}$

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

Valore di progetto

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$

$B^* = 2.73 \text{ (m)}$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

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

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

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

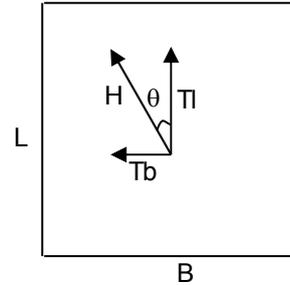
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.83$$



d_c: fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.59$$

b_c: fattore di inclinazione base della fondazione

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

$$b_c = 1.00$$

g_c: fattore di inclinazione piano di campagna

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

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1567.02 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 250.81 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 681.31 \geq q = 250.81 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 545.06 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 495.51 \geq H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

• SLU-Nmax:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

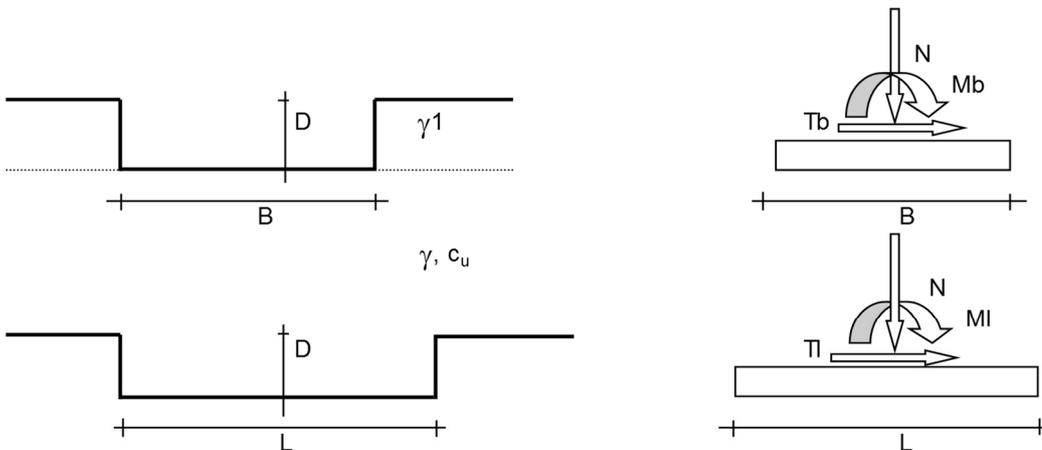
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_l/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

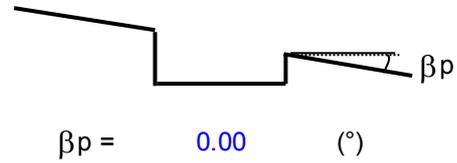
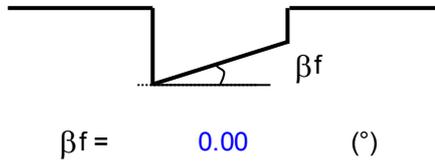
coefficienti parziali

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



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1069.45		1069.45
Mb [kNm]	367.30		367.30
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	232.11		232.11
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	232.11	0.00	232.11

Peso unità di volume del terreno

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$
 $e_B = 0.34 \text{ (m)}$
 $e_L = 0.00 \text{ (m)}$

Valore di progetto

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$
 $B^* = 3.11 \text{ (m)}$
 $L^* = 1.00 \text{ (m)}$

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

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

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

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

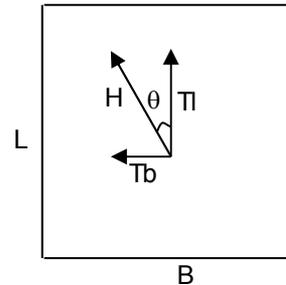
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.85$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.59$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

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

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

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

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1600.74 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 343.53 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 695.98 \geq q = 343.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 622.62 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 566.02 \geq H_d = 232.11 \text{ (kN)}$$

.8.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

- SLV-Nmin:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

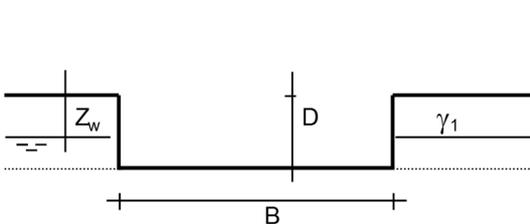
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

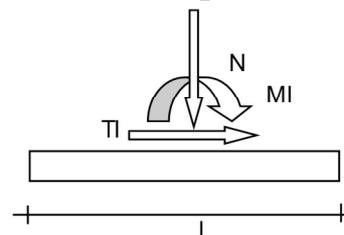
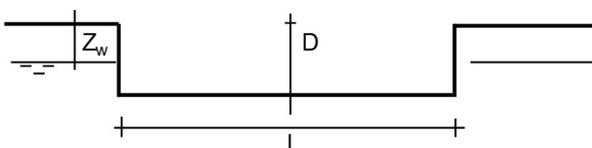
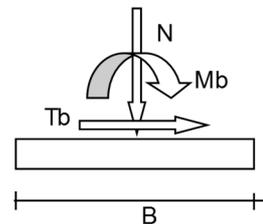
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

coefficienti parziali

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

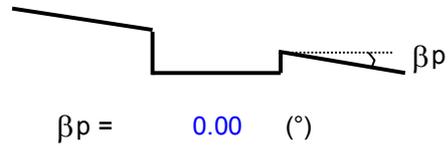
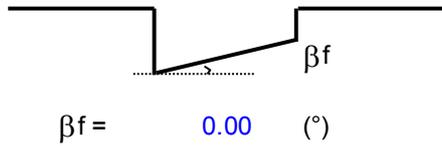


γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	654.76		654.76
Mb [kNm]	662.08		662.08
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	317.95		317.95
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	317.95	0.00	317.95

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 20.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15.00$ (kN/mq)
 $\varphi' = 20.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 13.40$ (m)

$e_B = 1.01$ (m)
 $e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.78$ (m)
 $L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.42$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 6.40$

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

$N_c = 14.83$

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

$N_\gamma = 5.39$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

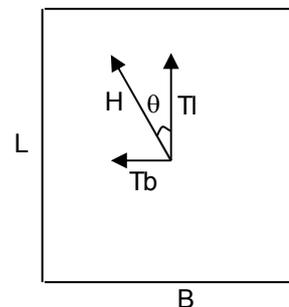
$$i_q = 0.31$$

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

$$i_c = 0.24$$

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

$$i_\gamma = 0.17$$



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

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

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

$$d_q = 1.46$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 1228.78 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 368.33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 534.25 \geq q = 368.33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 358.65 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 326.05 \geq H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

• SLV-Nmax:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

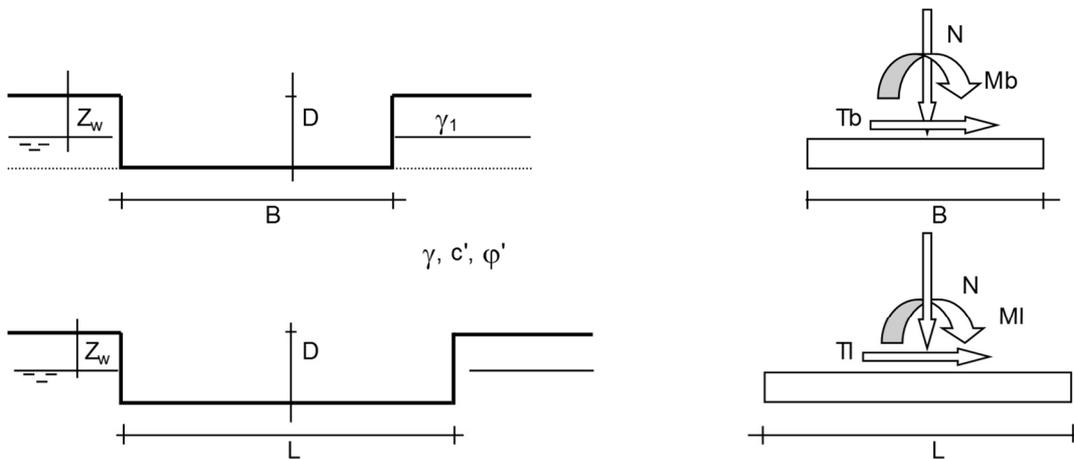
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

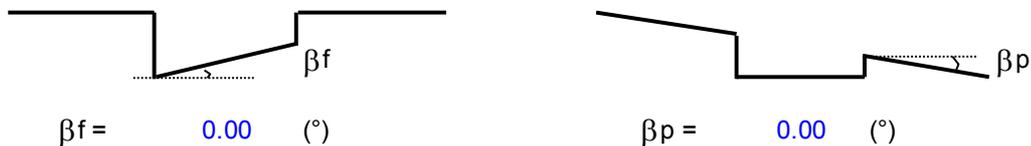
coefficienti parziali

Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze		
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'	q_{lim}	scorr	
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	○	1.00	1.30	1.25	1.25	1.80
	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 = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	730.51		730.51
Mb [kNm]	662.08		662.08
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	317.95		317.95
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	317.95	0.00	317.95

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 15.00$ (kN/mq)

$\varphi' = 20.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 13.40$ (m)

$e_B = 0.91$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.99$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18.42$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 6.40$

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

$N_c = 14.83$

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

$N_\gamma = 5.39$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

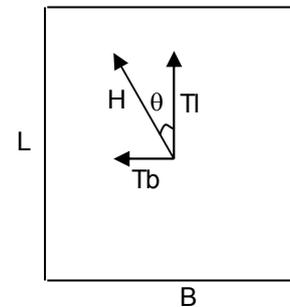
$$i_q = 0.36$$

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

$$i_c = 0.29$$

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

$$i_\gamma = 0.22$$



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

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

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

$$d_q = 1.46$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

$$q_{lim} = 1438.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 367.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 625.27 \geq q = 367.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 400.26 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 363.87 \geq H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

.8.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- SLV-Nmin:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

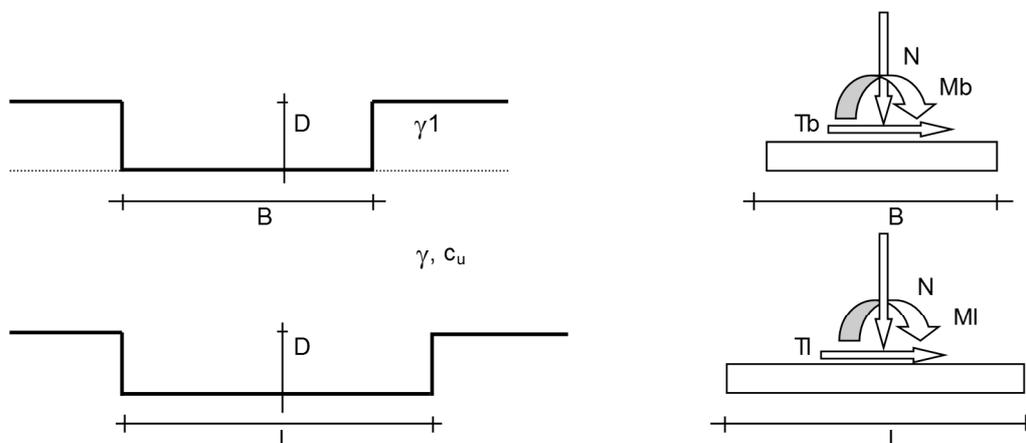
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

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

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

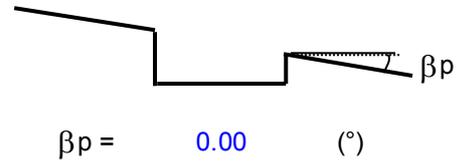
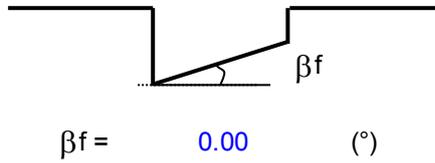
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali				
		azioni		proprietà del terreno	resistenze	
		permanenti	temporanee variabili	c_u	q_{lim}	scorr
Stato Limite Ultimo	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M2+R2	1.00	1.30	1.40	1.80	1.00
	SISMA	1.00	1.00	1.40	1.80	1.00
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	2.30	1.10
	SISMA	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Tensioni Ammissibili		1.00	1.00	1.00	3.00	3.00
Definiti dal Progettista		1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	654.76		654.76
Mb [kNm]	662.08		662.08
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	317.95		317.95
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	317.95	0.00	317.95

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$e_B = 1.01$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$B^* = 1.78$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

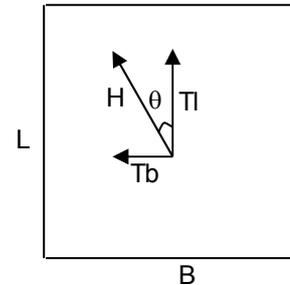
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.65$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.59$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

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

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

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

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1269.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 368.33 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 551.84 \geq q = 368.33 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 355.53 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 323.21 \geq H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax:

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni totali

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

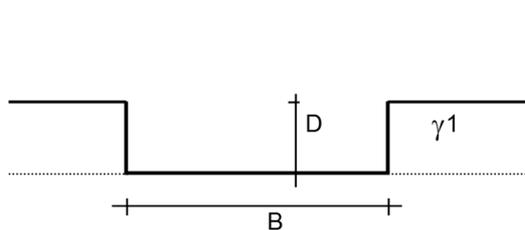
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

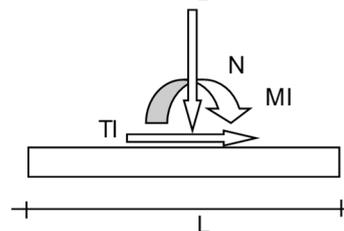
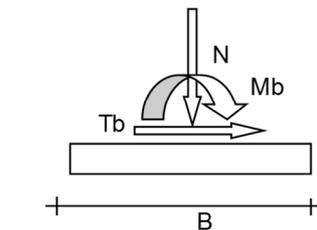
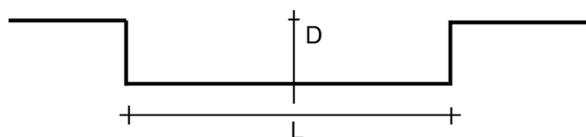
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

coefficienti parziali

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

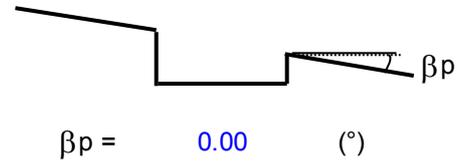
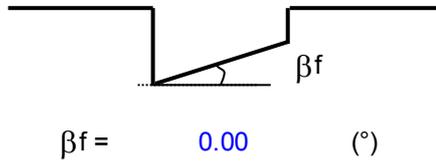


γ, c_u



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 3.80 (m)
L = 100.00 (m)
D = 10.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	730.51		730.51
Mb [kNm]	662.08		662.08
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	317.95		317.95
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	317.95	0.00	317.95

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$

$e_B = 0.91 \text{ (m)}$

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

Valore di progetto

$c_u = 100.00 \text{ (kN/mq)}$

$B^* = 1.99 \text{ (m)}$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 204.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

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

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

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

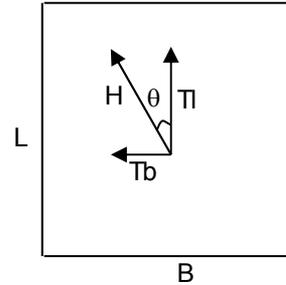
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.69$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.59$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

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

$$b_c = 1.00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

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

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 1329.22 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 367.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 577.92 \geq q = 367.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 397.47 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 361.34 \geq H_d = 317.95 \text{ (kN)}$$

.8.6. Tabella verifiche geotecniche GEO

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

VERIFICHE GEO			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	47%	77%	OK
SLU-CD_Nmax	48%	53%	OK
SLV-CD_Nmin	69%	98%	OK
SLV-CD_Nmax	59%	87%	OK
SLU-CND_Nmin	37%	47%	OK
SLU-CND_Nmax	49%	41%	OK
SLV-CND_Nmin	67%	98%	OK
SLV-CND_Nmax	64%	88%	OK

.8.7. Sollevamento per galleggiamento UPL

La quota della falda è al disotto del piano di imposta del tombino per cui non necessitano le verifiche di sollevamento per galleggiamento (UPL) di cui al punto 6.2.4.2 delle NTC 2018.