

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

Opere Tipologiche - Tombini Ferroviari

Relazione di calcolo tombino scatolare 2X2

SCALA:

-

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

RS3U 40 D 29 CL IN0000 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoil - Edin	Apr-2020	F. Ravetta	Apr-2020	A. Barreca	Apr-2020	F. Arduini
								0

File: RS3U.4.0.D.29.CL.IN.00.0.0.001.A

n. Elab.:

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. CONDIZIONI DI CALCOLO DI INVILUPPO:.....	8
3. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	10
4. PROGETTO NUOVO TOMBINO.....	11
4.1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	11
4.2. UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA.....	12
4.3. GEOMETRIA	12
4.4. MATERIALI	12
4.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
4.6. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	14
4.7. MODELLAZIONE ADOTTATA.....	16
4.8. ANALISI DEI CARICHI	18
5. VERIFICA REQUISITI S.T.I.	27
6. COMBINAZIONI DI CARICO	29
7. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI.....	35
7.1. INVILUPPO SLU/SLV.....	35
7.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	39
8. VERIFICHE SLU/SLV/SLE.....	42
8.1. ARMATURE DI RIPARTIZIONE	48
8.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE.....	51
9. VERIFICHE GEOTECNICHE	52
9.1. BASE REACTION.....	52
9.2. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	55
9.3. VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	65
9.4. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE.....	73
9.5. VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	83

.8.6. TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO.....90

.8.7. SOLLEVAMENTO PER GALLEGGIAMENTO UPL.....91

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di una tipologia di tombini scatolari lungo la linea ferroviaria “Messina-Catania-Palermo”, facenti parte del nuovo collegamento Palermo-Catania, tratta Caltanissetta Xirbi-Enna (Lotto 4a) ubicati alle progressive 1+898 (IN51) / 2+061 (IN52) / 2+310 (IN54) della variante linea storica.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti dalle opere. Considerata l'identità di tali opere dal punto di vista geometrico, il calcolo è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento sulla soletta superiore e di caratteristiche sismiche, così come illustrato nello specifico nel §2-“CONDIZIONI DI CALCOLO DI INVILUPPO”.

Si riportano di seguito le sezioni longitudinali, trasversali e uno stralcio planimetrico degli scatolari in oggetto, volti ad individuare le grandezze impiegate nel dimensionamento.

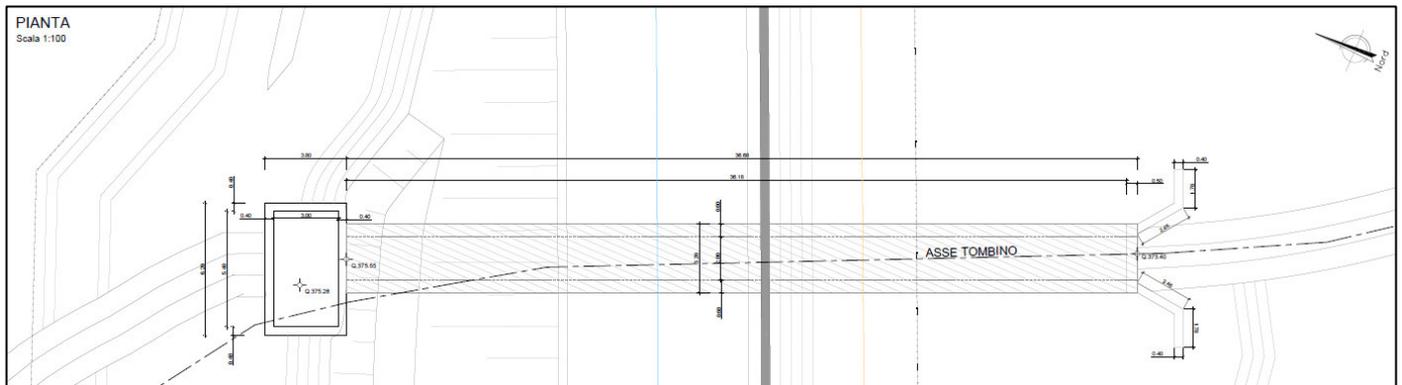


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare IN51

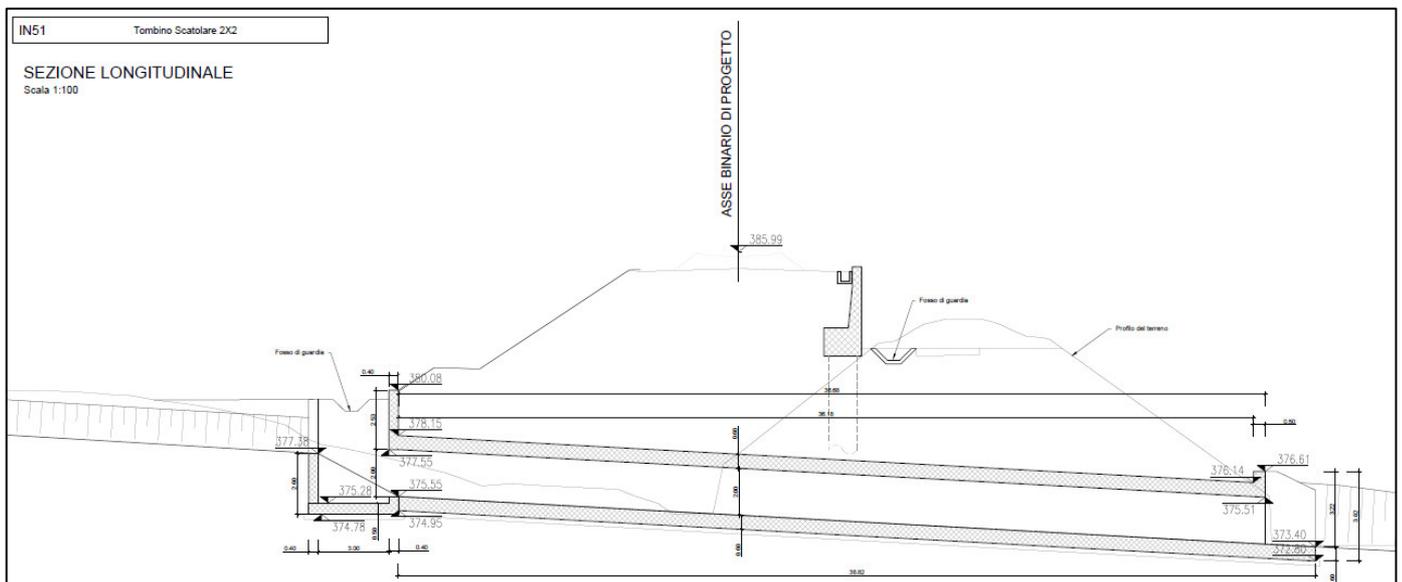


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare IN51

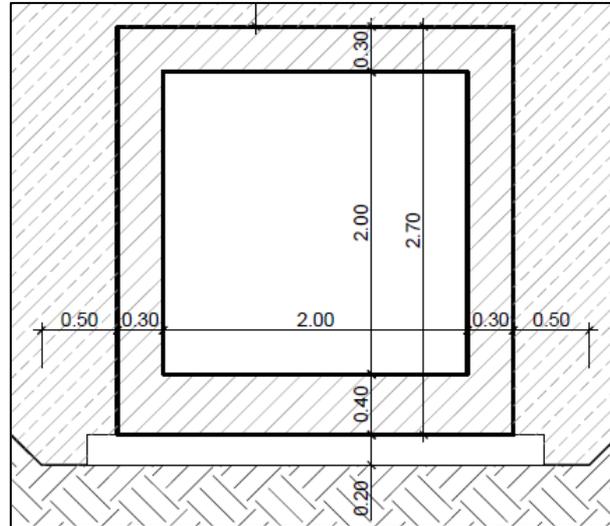


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare IN51

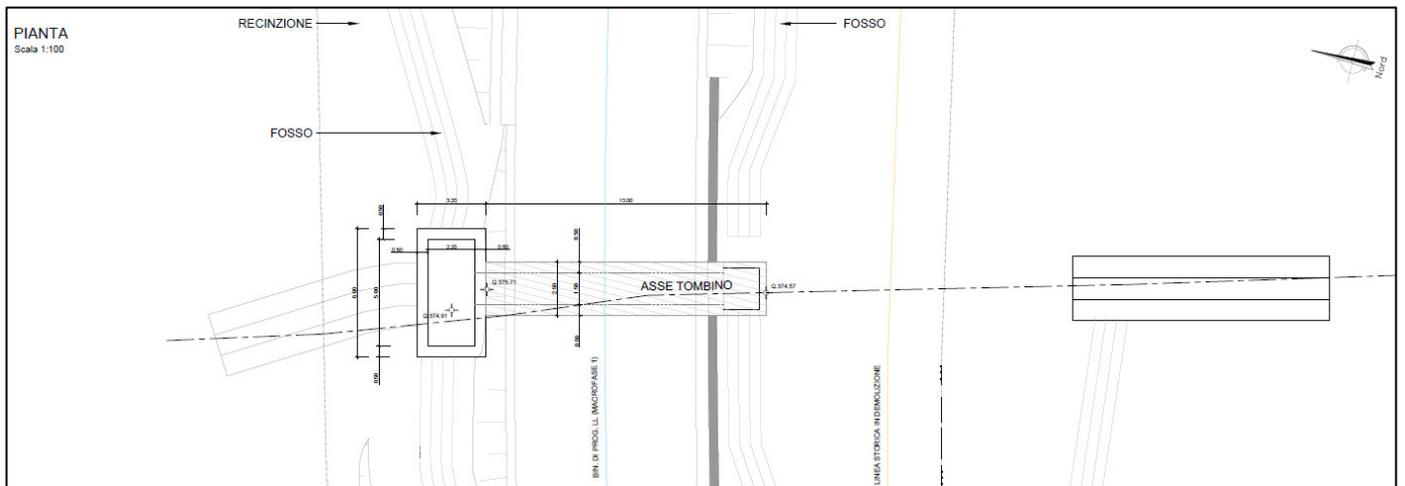


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare IN52

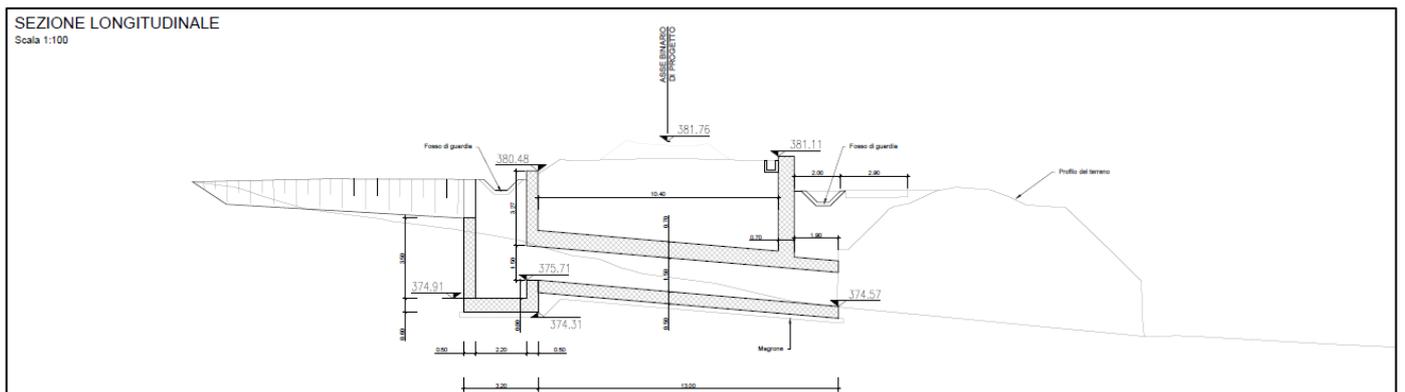


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare IN52

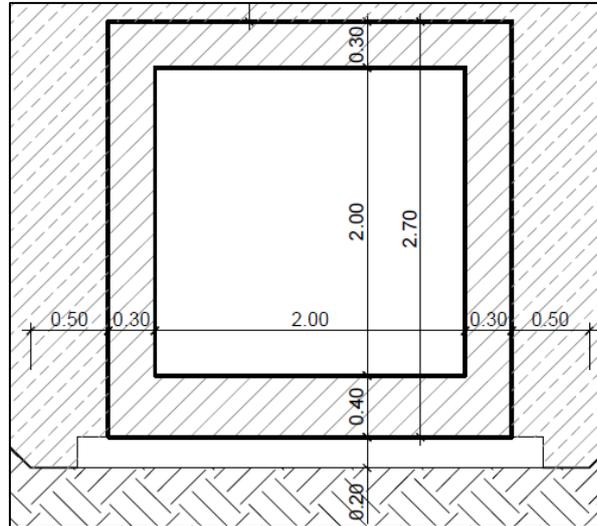


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare IN52

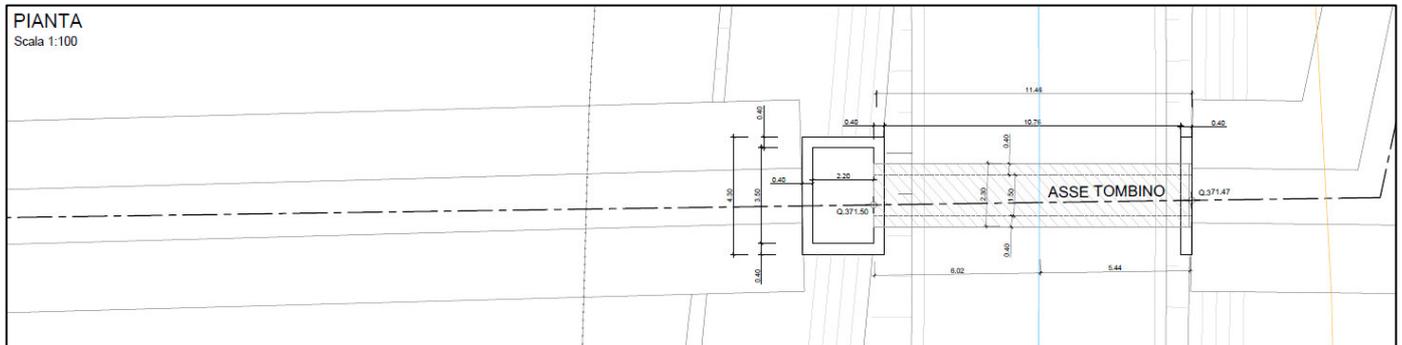


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare IN54

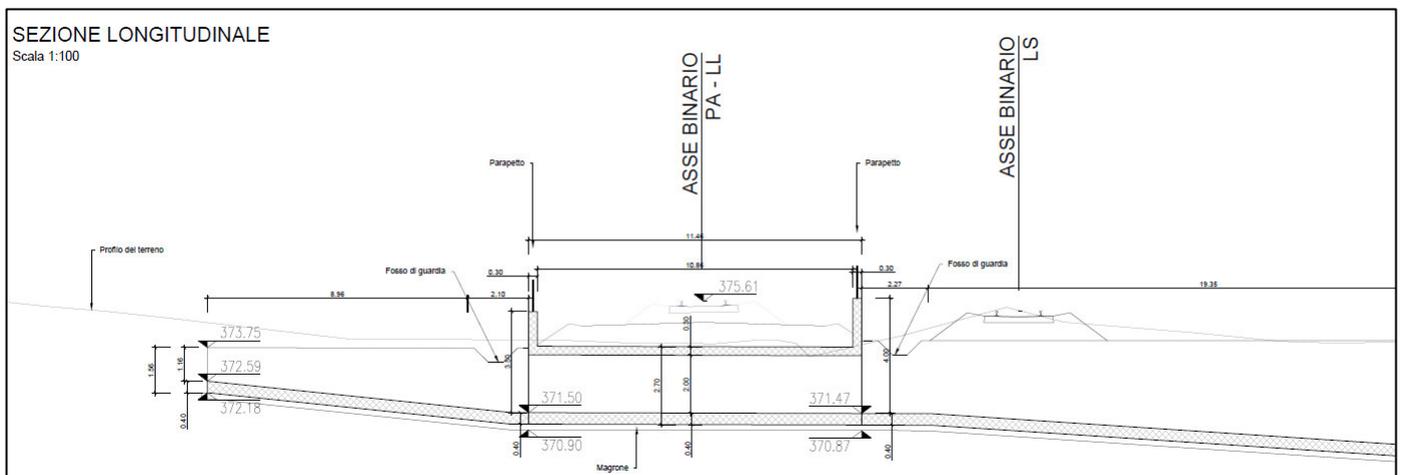


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare IN54

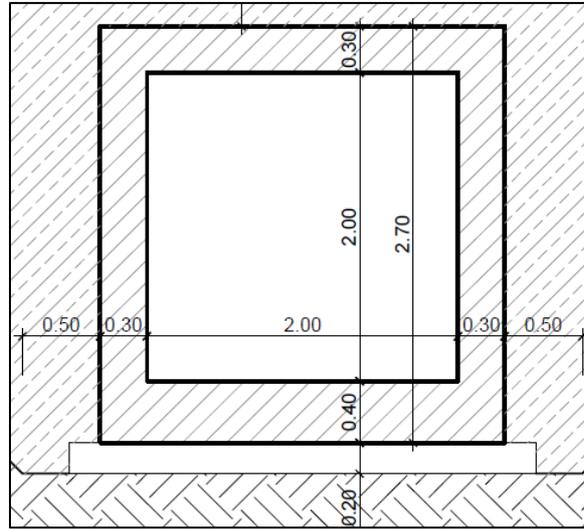


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare IN54

2. CONDIZIONI DI CALCOLO DI INVILUPPO:

Come precedentemente anticipato il calcolo di tali opere, aventi tutte la medesima dimensione (come visibile dalle sezioni trasversali sopra riportate), è stato effettuato nelle condizioni più gravose possibili in termini di strato di ricoprimento e di carichi sismici. Nel seguito si riportano delle tabelle di confronto in cui si riportano singolarmente le caratteristiche dei tre tombini per quanto riguarda i parametri sopra enunciati e successivamente una tabella riepilogativa delle condizioni utilizzate nel calcolo e di cui se ne riporta lo sviluppo nel seguito. Per quanto riguarda il terreno di fondazione è stato considerato il TRV (Argille limose e argille marnose) in quanto tutti i tombini poggiano sul medesimo strato. Infine la falda è stata considerata nella situazione più sfavorevole possibile e quindi alla quota minore tra quelle che si misurano in corrispondenza delle opere, ovvero a $z_w = 9,70$ m.:

- IN51 – 1+898:

GEOMETRIA			
Larghezza utile	Lint	2.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	2.00 m	altezza interna scatolare
Rinterro (superiore)	Hr	9.50 m	
Ricoprimento	Hric	10.30 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	2.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.70 m	Hint+SPs+SPf

Parametri sismici di progetto			
accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.099 g	
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.650 sec	
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. T*c		0.471 sec	
categoria sottosuolo		C	
categoria topografica		T1	
amplificazione topografica	Sr	1.000	
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%	
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000	

- IN52 - :2+061:

GEOMETRIA			
Larghezza utile	Lint	2.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	2.00 m	altezza interna scatolare
Rinterro (superiore)	Hr	4.00 m	
Ricoprimento	Hric	4.80 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	2.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.70 m	Hint+SPs+SPf

Parametri sismici di progetto			
accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.099 g	
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.640 sec	
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. T*c		0.472 sec	
categoria sottosuolo		C	
categoria topografica		T1	
amplificazione topografica	Sr	1.000	
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%	
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000	

- IN54 - :2+310:

GEOMETRIA			
Larghezza utile	Lint	2.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	2.00 m	altezza interna scatolare
Rinterro (superiore)	Hr	0.80 m	
Ricoprimento	Hric	1.60 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	2.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.70 m	Hint+SPs+SPf

Parametri sismici di progetto			
accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.099 g	
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.640 sec	
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. T*c		0.472 sec	
categoria sottosuolo		C	
categoria topografica		T1	
amplificazione topografica	Sr	1.000	
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%	
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000	

- **PARAMETRI DI CALCOLO:**

GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.00 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	2.00 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Rinterro (superiore)	Hr	9.50 m	
Ricoprimento	Hric	10.30 m	<i>Hb+Hr</i>
Larghezza totale	Ltot	2.60 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	2.70 m	<i>Hint+SPs+SPf</i>

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.099 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.650 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.472 sec
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

3. 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]

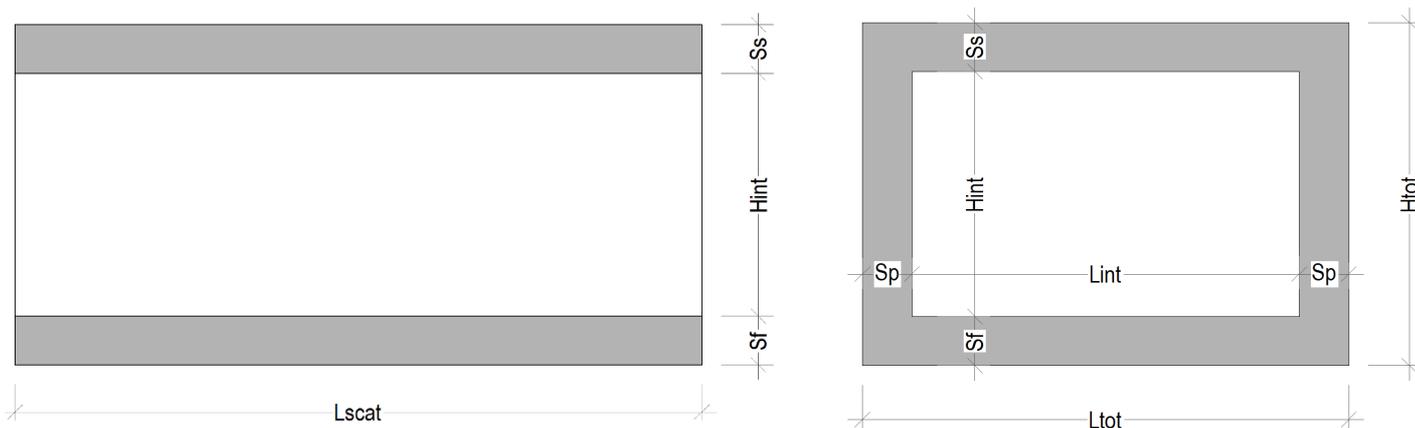


Figura 2. Simbologia adottata

4. PROGETTO NUOVO TOMBINO

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

4.1. 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.

.4.2. 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	(°)

.4.3. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	2.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	2.00 m	altezza interna scatolare
Spessore piedritti	Sp	0.30 m	(consigliato: Sp = Ss)
Spessore soletta	Ss	0.30 m	(consigliato: Ss = Lint/10+10cm.)
Spessore fondazione	Sf	0.40 m	(consigliato: Sf = Ss + 10cm.)
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	9.50 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hric	10.30 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	2.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.70 m	Hint+SPs+SPf

.4.4. MATERIALI

Per le opere in c.a. si adotta:

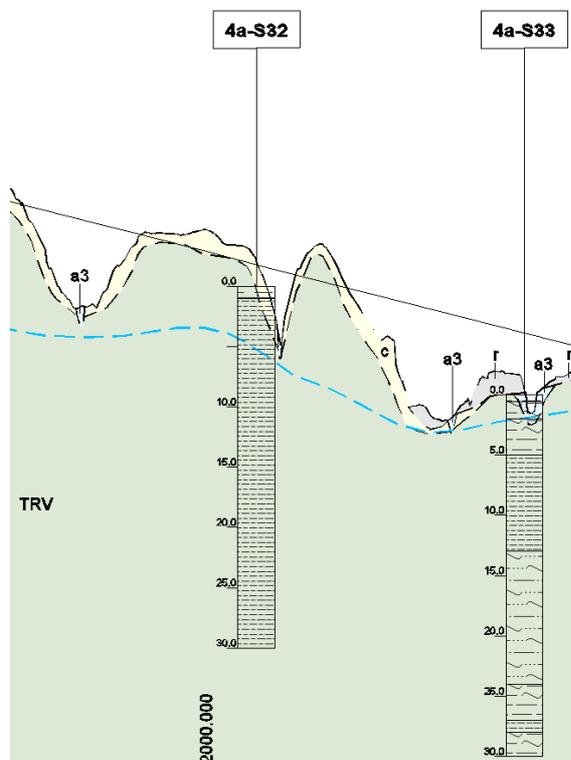
Calcestruzzo C (30/37) le cui caratteristiche principali sono:

- 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 $\geq 40\phi$

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



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

Lo strato significativo del profilo geotecnico è l'unità
la cui descrizione nella relazione geotecnica è:

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	

4.6. 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 <i>(il minore tra i valori proposti)</i>
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν 0.3
Lato minore della fondazione	B 2.6 m
Lato maggiore della fondazione	L 37.0 m
Rapporto dei lati	L/B 14.2
Coefficiente adimensionale	ct 2.318
Costante di sottofondo	Kw 5470 kN/m ³

4.7. MODELLAZIONE ADOTTATA

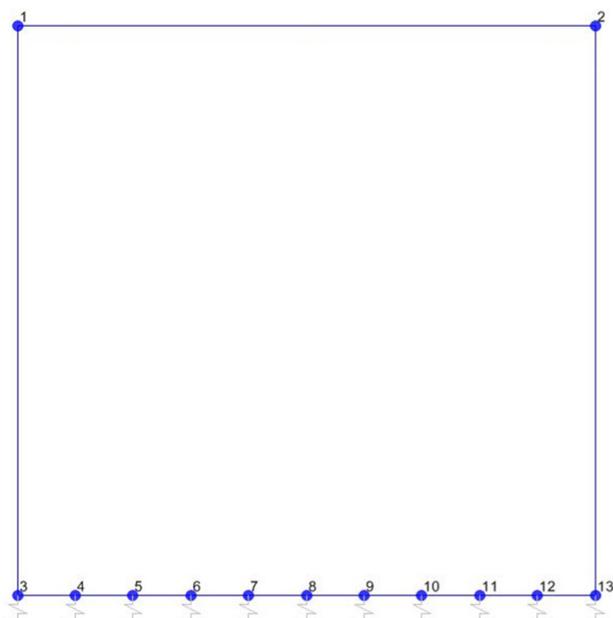
Il modello di calcolo attraverso il quale viene schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il Sap 2000.

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	40 cm	(soletta inferiore)
Aste 2, 4	100 cm	30 cm	(Piedritti)
Asta 3	100 cm	30 cm	(soletta superiore)

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

Linterasse	2.30 m
Hinterasse	2.35 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	2.350
2	2.300	2.350
3	0.000	0.000
4	0.230	0.000
5	0.460	0.000
6	0.690	0.000
7	0.920	0.000
8	1.150	0.000
9	1.380	0.000
10	1.610	0.000
11	1.840	0.000
12	2.070	0.000
13	2.300	0.000

Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

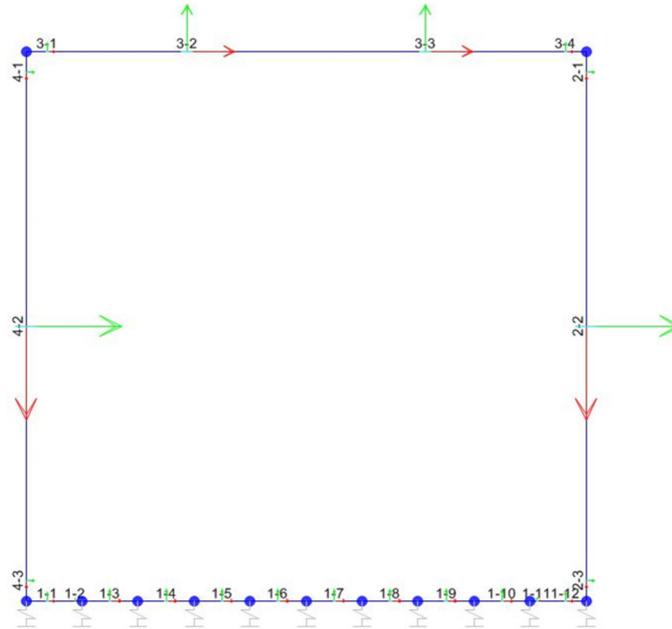


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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:

Rigidità molle nodali SAP

ks		5470 kN/m ³
nodi centrali (6,7,8,9,10)		
Linfl		0.230 m
Kcentrale	ks x Linfl x 1	1258 kN/m
nodi intermedi (4,5,11,12)		
Linfl		0.230 m
Kintermedio	1,5 x ks x Linfl x 1	1887 kN/m
nodi estremità (3,13)		
Linfl		0.265 m
Kestremità	2,0 x ks x Linfl x 1	2899 kN/m

4.8. 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	7.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	7.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Permanenti portati (condizione PERM)

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	9.50 m	
peso rinterro	P_r	190.00 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}	205.60 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	30.84 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

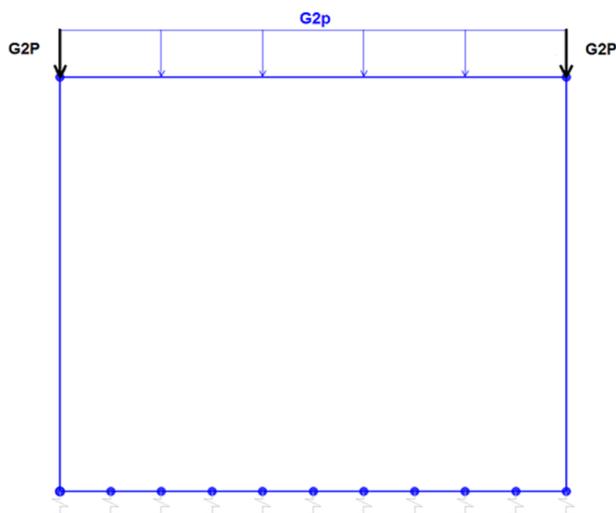


Figura 5. Condizione di carico PERM da SAP2000

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	79.02 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m)$
Pressione asse soletta superiore	P2	80.17 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	98.24 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	99.77 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + P_m + \gamma r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	11.94 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	19.80 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

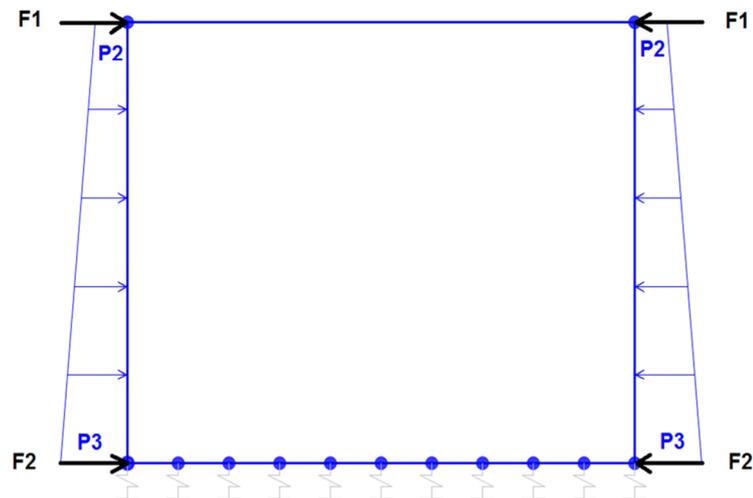


Figura 6. Condizione di carico SPTDX-SPTSX da SAP2000

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.

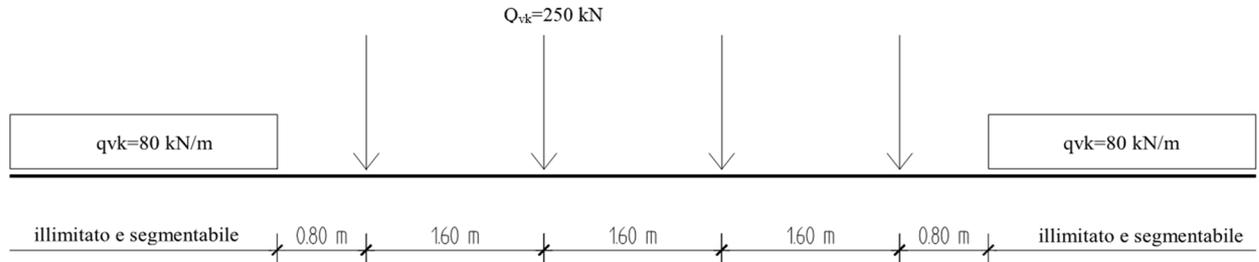


Figura 7. Treno LM71

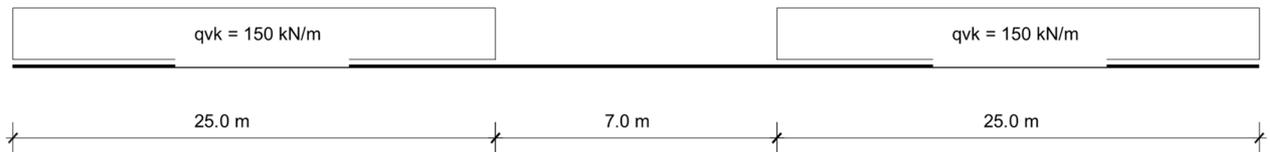


Figura 8. Treno SW/2

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

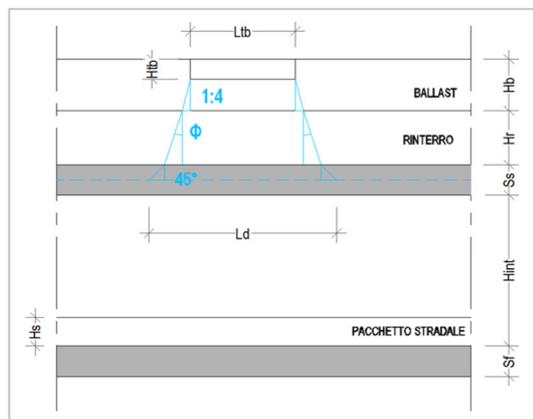


Figura 9. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

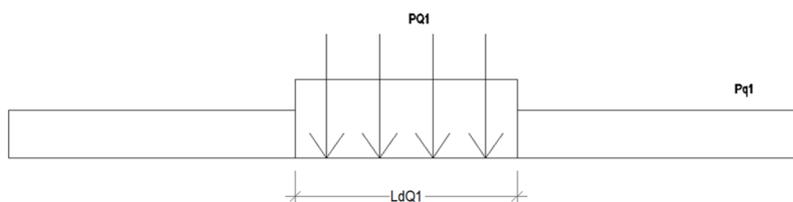


Figura 10. Carichi Treno LM71 su Ld

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	2.00 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	14.84 m	<i>Diffusione secondo angolo attrito</i>
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.30 m	<i>Diffusione 45° nel cls</i>
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	17.74 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	4.96 kN/m ²	<i>q1 × $\Phi 3$ × α / Ld</i>
Carico ripartito verticale per LM71 (Q1)	PQ1	9.69 kN/m ²	<i>Q1 × NQ1 × $\Phi 3$ × α / (Ld × LdQ1)</i>

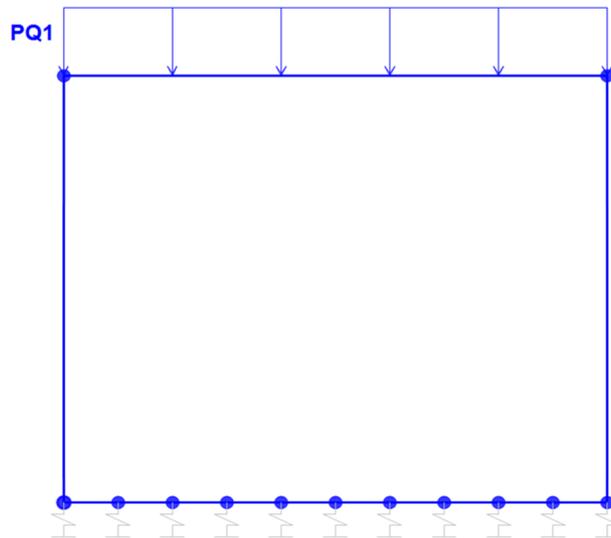


Figura 11. Condizione di carico ACCM da SAP2000

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

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	1.91 kN/m ²	$(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	3.72 kN/m ²	$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	0.56 kN/m	$SPQ1 \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	0.74 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

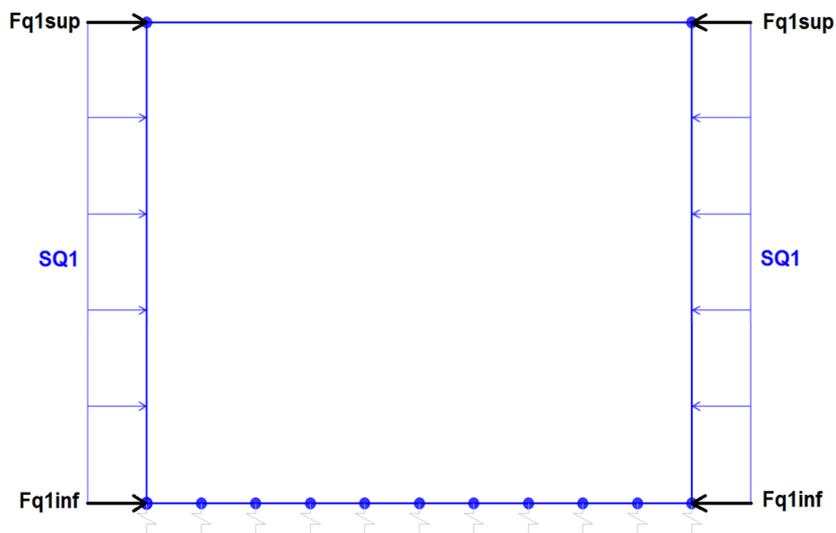


Figura 12. Condizione di carico SPACCSX e SPACCDX da SAP2000

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento e frenatura LM71

A_v 33.00 kN/m

Avviamento e frenatura LM71 distribuiti

q_{AV} 1.86 kN/m A_v / L_d

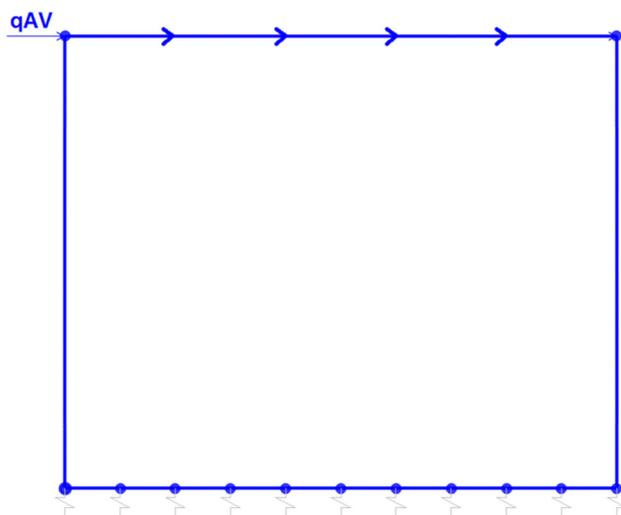


Figura 13. Condizione di carico AVV da SAP2000

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 + -16.67 [°/m] $\Delta T_{diff} / S_s$

Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)

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

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

Variazione termica uniforme equivalente

ΔT_{ritiro} -[11.29°] *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_{V_R}	10%
periodo di ritorno del sisma	T_R	1068 anni

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine

Longitudine

-
-

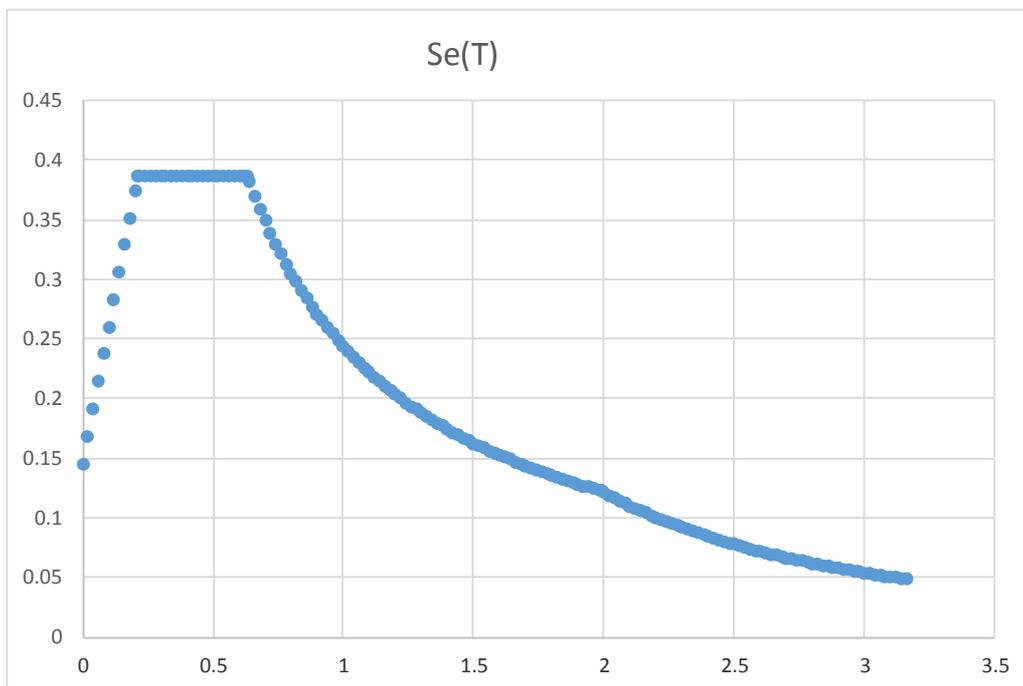
Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.099 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	1.996 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = S _s x S _t x ag/g	ago,max	0.149 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
$a_o = k_h = a_{go,max} = S \times a_g/g$	valore $PGA \times scatolare$	$a_o = k_h$ 0.1485 g
$a_v = k_v = k_h / 2$	valore $PGA \times scatolare$	$a_v = k_v$ 0.0743 g

Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)	%	20%
Forza orizzontale sulla soletta di copertura	F''^h	31.75 kN/m $(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times k_b$
Forza orizzontale su singolo piedritto	F''^h	1.11 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	15.88 kN/m ² $(P_{ss}+P_b+P_r+\%PQ1) \times k_v$

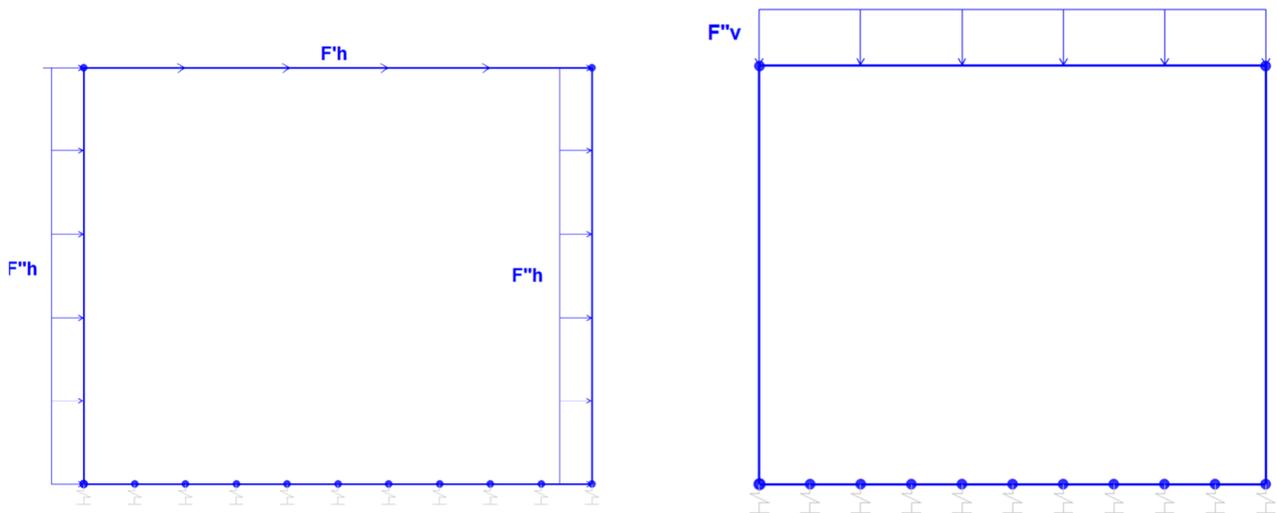


Figura 14. Condizione di carico SismaH e SismaV da SAP2000

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

Forza distribuita su uno solo dei piedritti	qW	38.84 kN/m ² $(\%PQ1+G2p+\gamma r \times H_{tot}) \times (a_{go,max})$
Forza concentrata nodo superiore piedritto	QW_{sup}	5.83 kN $qW \times S_s / 2$
Forza concentrata nodo inferiore piedritto	QW_{inf}	7.77 kN $qW \times S_f / 2$

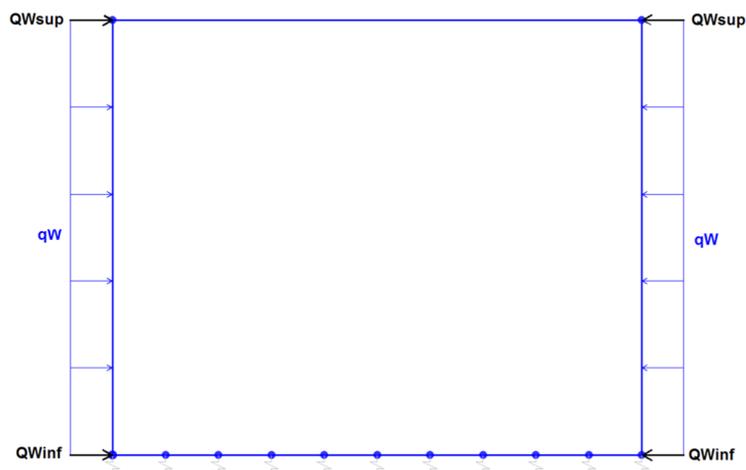
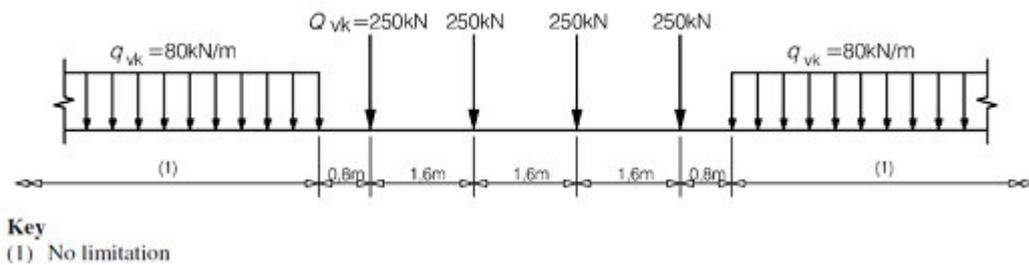


Figura 15. Condizione di carico SPSPDX e SPSSX da SAP2000

5. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

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

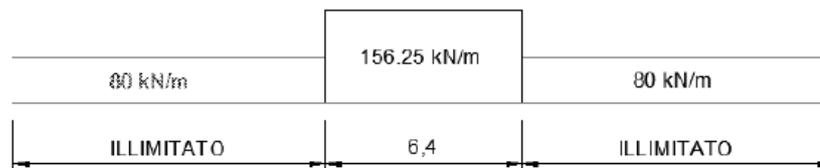
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



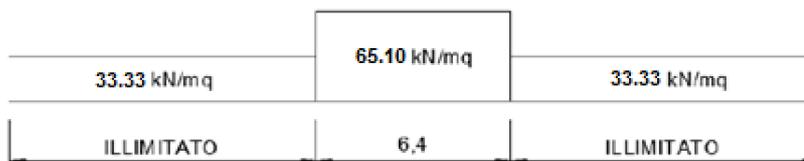
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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:



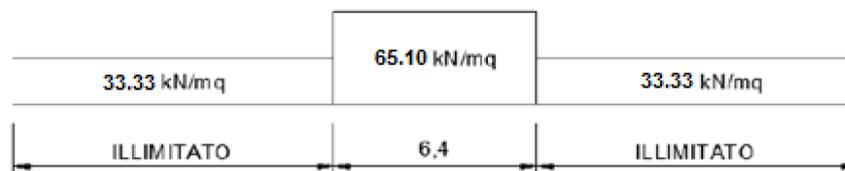
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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.

6. 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 impalcato con due, tre o più binari caricati.

I Gruppi definiscono le azioni che nelle diverse combinazioni sono generalmente definite come Q_{ki}.

I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione γ 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 gr della Tab. 5.2.IV.

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

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni		ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	g _{F1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g _{F2}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	g _{F3}	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g _{F4}	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 ψ₀ 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	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	135	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	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.

7. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

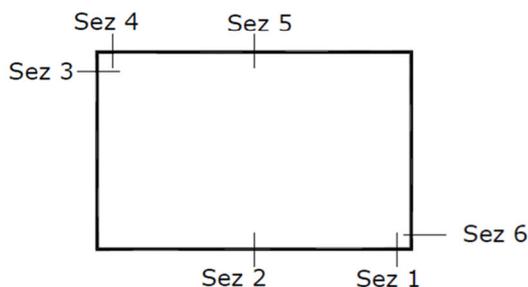
7.1. Inviluppo SLU/SLV

USCITA SAP - INVILUPPO SLU SLV							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	339.0	144.5
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	340.1	125.7
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	278.2	125.7
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	281.3	72.4
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	218.0	72.4
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	220.3	22.7
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	197.9	22.7
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	200.2	-22.6
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	169.0	-22.6
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	171.3	-54.4
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	132.1	-54.4
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	134.4	-46.1
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	87.1	-46.1
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	89.4	-23.9
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	33.3	-23.9
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	35.6	5.7
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-61.8	5.7
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-59.5	45.7
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-170.3	45.7
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-169.5	67.6
1	0.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	192.2	-19.6
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	193.0	-44.0
1	0.23	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	120.8	-44.0
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	123.1	-91.2
1	0.46	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	53.8	-91.2
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	56.1	-116.2
1	0.69	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	12.3	-116.2
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	14.6	-127.3
1	0.92	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-26.7	-127.3
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-24.4	-134.5
1	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-73.8	-134.5
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-70.7	-141.4
1	1.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-128.0	-141.4
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-124.9	-139.2
1	1.61	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-180.0	-139.2
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-176.9	-131.6
1	1.84	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-256.1	-131.6
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-253.0	-116.3
1	2.07	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-328.7	-116.3
1	2.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-327.6	-102.1

IN00 - INVILUPPO - Tombino Scatolare 2x2: Relazione di calcolo scatolare

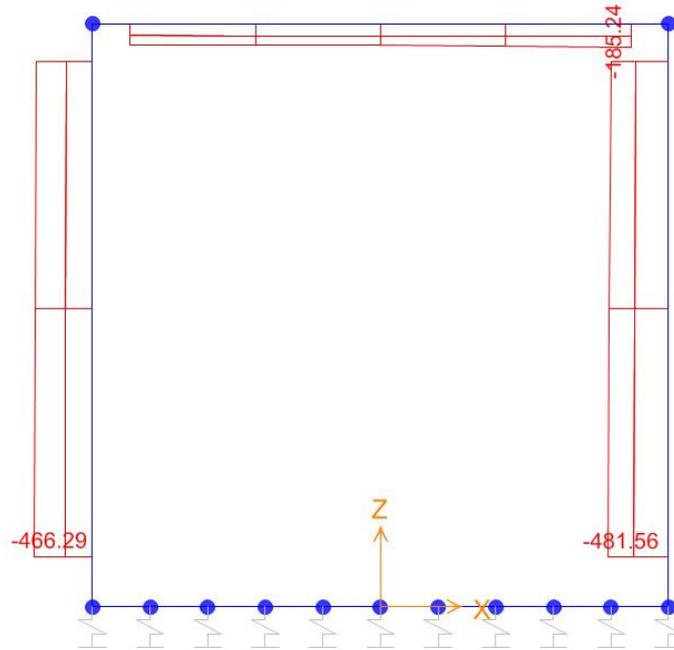
COMMESSA RS3U LOTTO 4 0 D 29 CODIFICA CL DOCUMENTO IN.00.0.0.001 REV. A FOGLIO 36 di 91

2	0.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-261.2	-89.3	-42.9
2	1.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-268.7	10.8	13.9
2	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-276.2	141.6	67.8
2	0.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-461.3	-165.9	-138.7
2	1.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-471.4	-103.7	-36.5
2	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-481.6	-48.3	-85.5
3	0.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-90.1	-141.8	33.5
3	0.65 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-99.2	-36.6	105.7
3	1.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-100.6	68.5	133.6
3	1.65 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-101.9	197.4	90.0
3	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-103.3	363.6	-26.8
3	0.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-172.7	-348.4	-81.0
3	0.65 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-172.7	-182.1	27.3
3	1.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-174.0	-15.8	52.9
3	1.65 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-175.4	90.7	-2.5
3	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-185.2	197.3	-116.6
4	0.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-205.3	140.2	115.2
4	1.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-212.8	51.1	29.3
4	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-220.3	-41.8	135.9
4	0.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-446.0	49.4	-18.6
4	1.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-456.2	-75.7	-10.0
4	2.15 ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-466.3	-208.5	8.6

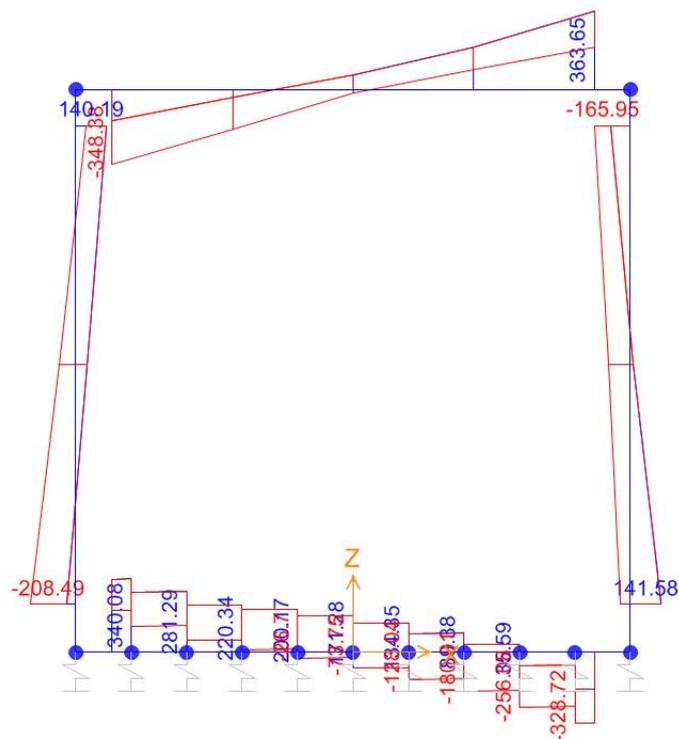


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	340.1	144.5
02	0.0	0.0	141.4
03	-205.3	208.5	138.7
04	0.0	363.6	116.6
05	0.0	0.0	133.6
06	-220.3	208.5	135.9

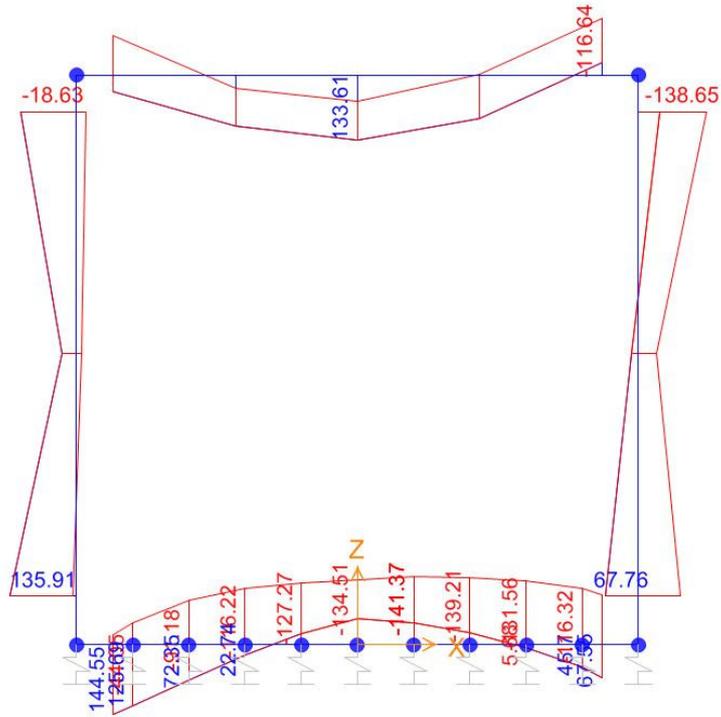
Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



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.

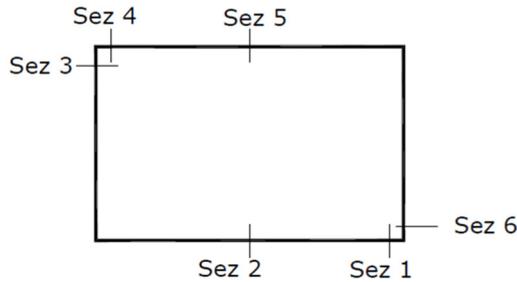
.7.2. Inviluppo SLE (rara)

USCITA SAP - INVILUPPO SLE RARA							
Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	226.1	63.3
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	226.9	45.2
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	185.6	45.2
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	187.9	2.2
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	141.9	2.2
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	144.2	-30.7
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	110.4	-30.7
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	112.7	-54.5
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	75.8	-54.5
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	78.1	-64.4
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	38.0	-64.4
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	40.3	-63.4
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-2.9	-63.4
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-0.6	-53.6
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-47.1	-53.6
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-44.8	-34.8
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-119.3	-34.8
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-117.0	-1.8
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-196.5	-1.8
1	2.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-195.7	14.8
1	0.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	215.3	27.4
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	216.1	10.0
1	0.23	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	160.3	10.0
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	162.6	-27.6
1	0.46	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	105.8	-27.6
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	108.1	-52.9
1	0.69	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	69.6	-52.9
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	71.9	-70.0
1	0.92	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	32.6	-70.0
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	34.9	-84.3
1	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-5.2	-84.3
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-2.9	-93.3
1	1.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-43.8	-93.3
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-41.5	-92.9
1	1.61	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-83.2	-92.9
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-80.9	-82.3
1	1.84	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-144.7	-82.3
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-142.4	-55.2
1	2.07	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-207.4	-55.2
1	2.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-206.6	-39.5

IN00 - INVILUPPO - Tombino Scatolare 2x2: Relazione di calcolo scatolare

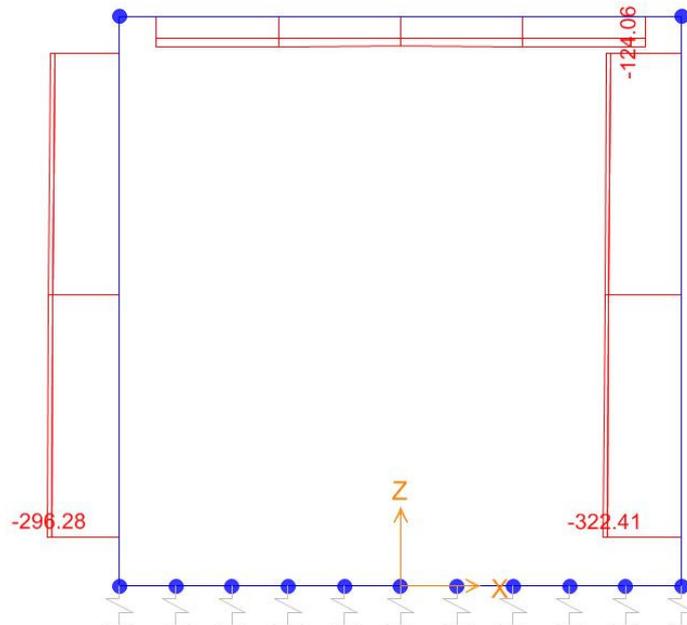
COMMESSA RS3U	LOTTO 4 0 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO IN.00.0.0.001	REV. A	FOGLIO 40 di 91
------------------	-------------------	----------------	----------------------------	-----------	--------------------

2	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-290.6	-75.8	-57.2
2	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-298.1	-13.9	-5.2
2	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-305.6	63.3	10.5
2	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-307.4	-104.2	-90.3
2	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-314.9	-51.1	-19.0
2	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-322.4	-3.5	-31.4
3	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-91.4	-199.4	-8.8
3	0.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-90.7	-89.0	64.5
3	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-90.0	21.5	83.6
3	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-89.2	131.9	50.7
3	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-88.5	242.3	-34.4
3	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-124.1	-216.2	-41.7
3	0.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-123.3	-105.8	38.1
3	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-122.6	4.7	62.7
3	1.65	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-123.3	115.1	27.3
3	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-124.1	225.5	-66.2
4	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-264.5	99.3	60.6
4	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-272.0	11.2	9.6
4	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Max	-279.5	-82.9	72.0
4	0.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-281.3	67.6	30.0
4	1.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-288.8	-19.7	1.4
4	2.15	ENVELOPE SLERARA Combination	Min	-296.3	-115.5	40.8

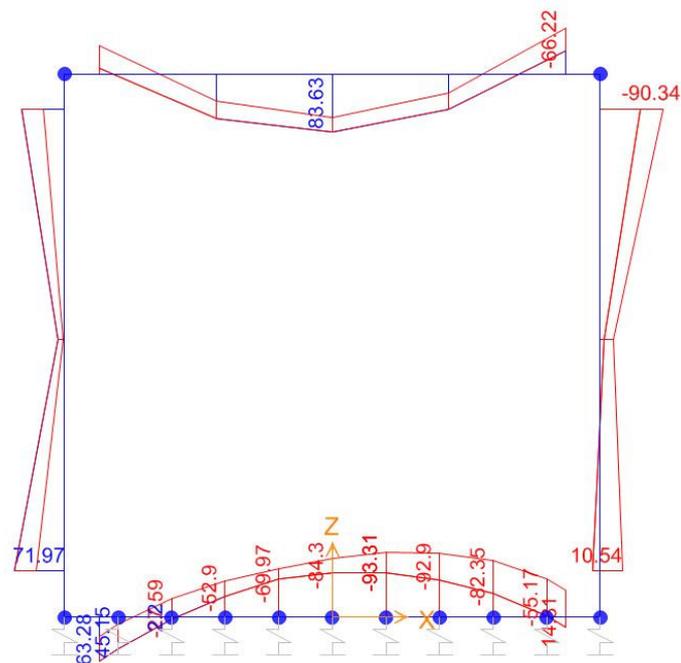


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	226.9	63.3
02	0.0	0.0	93.3
03	-264.5	115.5	90.3
04	0.0	242.3	66.2
05	0.0	0.0	83.6
06	-279.5	115.5	72.0

Diagrammi di involuppo delle sollecitazioni: ENVELOPE SLE (rara)



Sforzo normale



Momento Flettente

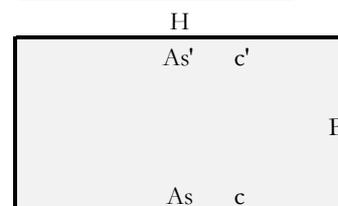
Il valore M dei diagrammi corrisponde a quello riportato nella tabella, mentre il valore dello sforzo normale P nei diagrammi (valore massimo) differisce da quello di verifica della tabella, pari a quello di compressione minimo.

.8. VERIFICHE SLU/SLV/SLE

Sezione n°. 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm		
d	Altezza utile = H-c	330 mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	144.5 kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	340.1 kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	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	2.5		
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	1885 mmq/m	18.85 cmq/m	
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msle	Momento di esercizio [(+)]	63.3 kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck		
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk		

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

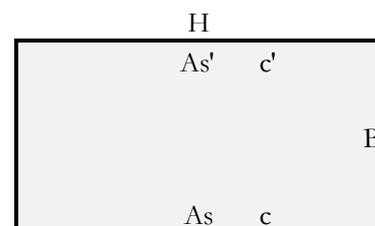
<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	62%
Mrd	Momento ultimo resistente	360 kNm	Coeff.Sfrutt.	40%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	215 kN	Coeff.Sfrutt.	158%
Vrd	Taglio ultimo resistente	548 kN		62%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5 kNm	Coeff.Sfrutt.	
SLE - Tensioni e ampiezza fessure				
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-18 Mpa	Coeff.Sfrutt.	5%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	71 Mpa	Coeff.Sfrutt.	20%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	15%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.07 mm	Coeff.Sfrutt.	34%

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm		
H	Altezza sezione rettangolare	400	mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm		
d	Altezza utile = H-c	330	mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0	kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	141.4	kNm		
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0	kN		
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm		
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	mm		
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	2.5			
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	1885	mmq/m	18.85	cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R			
Msle	Momento di esercizio [(+)]	93.3	kNm		
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck		
sigcR-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	51%
Mrd	Momento ultimo resistente	360	kNm	Coeff.Sfrutt.	39%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	215	kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	548	kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	5	kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

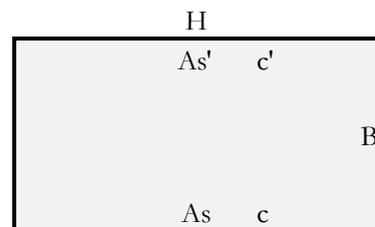
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-26	Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	105	Mpa	Coeff.Sfrutt.	29%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4	Mpa	Coeff.Sfrutt.	23%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	93	kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.10	mm	Coeff.Sfrutt.	51%

Sezione n°. 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	230 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-205.3 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	138.7 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	208.5 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	2.5	
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	1885 mmq/m	18.85 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	90.3 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-264.5 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	57%
Mrd	Momento ultimo resistente	254 kNm	Coeff.Sfrutt.	55%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	207 kN	Coeff.Sfrutt.	100%
Vrd	Taglio ultimo resistente	382 kN	Coeff.Sfrutt.	55%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

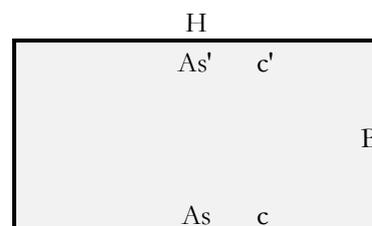
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-48 Mpa	Coeff.Sfrutt.	13%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	110 Mpa	Coeff.Sfrutt.	30%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-8 Mpa	Coeff.Sfrutt.	43%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	69 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.11 mm	Coeff.Sfrutt.	57%

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	230 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)]Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	116.6 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	363.6 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	2.5	
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	1885 mmq/m	18.85 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	66.2 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)]Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	95%
Mrd	Momento ultimo resistente	237 kNm	Coeff.Sfrutt.	49%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	184 kN	Coeff.Sfrutt.	198%
Vrd	Taglio ultimo resistente	382 kN	Coeff.Sfrutt.	95%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

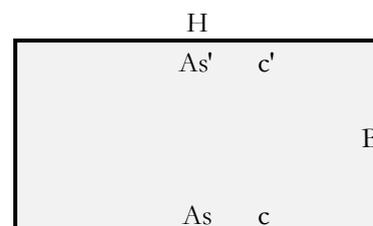
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)]Compresso]	-24 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)]Teso]	111 Mpa	Coeff.Sfrutt.	31%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)]Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	31%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.]Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	54 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	58%

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm		
H	Altezza sezione rettangolare	300	mm		
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm		
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm		
d	Altezza utile = H-c	230	mm		
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa		
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa		
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0	kN		
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	133.6	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	2.5			
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	1885	mmq/m	18.85	cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R			
Msl	Momento di esercizio [(+)]	83.6	kNm		
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0	kN		
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20	mm		
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60	fck		
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45	fck		
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80	fyk		

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	80%
Mrd	Momento ultimo resistente	237	kNm	Coeff.Sfrutt. 56%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	184	kN	Coeff.Sfrutt. 0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	382	kN	Coeff.Sfrutt. 0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3	kNm	Coeff.Sfrutt.

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

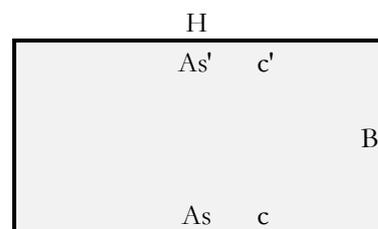
Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-31	Mpa	Coeff.Sfrutt. 8%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	141	Mpa	Coeff.Sfrutt. 39%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-7	Mpa	Coeff.Sfrutt. 39%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	54	kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.16	mm	Coeff.Sfrutt. 80%

Sezione n°. 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	300 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	230 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-220.3 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	135.9 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	208.5 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	2.5	
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	1885 mmq/m	18.85 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msl	Momento di esercizio [(+)]	72.0 kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-279.5 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigcR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:



Dati di Output:

SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	55%
Mrd	Momento ultimo resistente	255 kNm	Coeff.Sfrutt.	53%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	209 kN	Coeff.Sfrutt.	100%
Vrd	Taglio ultimo resistente	382 kN	Coeff.Sfrutt.	55%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-41 Mpa	Coeff.Sfrutt.	11%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	77 Mpa	Coeff.Sfrutt.	21%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	34%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	70 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.07 mm	Coeff.Sfrutt.	34%

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	40%	39%	55%	49%	56%	53%
SLU	Ved/Vrd	62%	0%	55%	95%	0%	55%
SLE	(sigse/sigsr)s	5%	7%	13%	7%	8%	11%
SLE	(sigse/sigsr)i	20%	29%	30%	31%	39%	21%
SLE	(sigce/sigce)s	15%	23%	43%	31%	39%	34%
SLE	wk/wklim	34%	51%	57%	58%	80%	34%
	MAX	62%	51%	57%	95%	80%	55%
	MAX	95%					

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

.8.1. 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		300 mm
area sezione calcestruzzo	A_{ct}	300000 mm ²
tensione di snervamento acciaio	f_{yk}	450 Mpa
resist. Caratt. Cilindrica cls a compressione	f_{ck}	30 Mpa
tensione resistente cls a trazione	$f_{ct,eff}=0,3(f_{ck})^{2/3}$	2.90 Mpa
coefficiente k_c	k_c	1.00
coefficiente k	k	1.00
area minima acciaio teso nella sezione	$A_{s,min}$	1931 mm ²

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

prospetto 7.2N

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

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

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

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

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

Trazione (la sezione è tutta tesa):

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

dove:

ϕ_s è il diametro massimo "modificato" delle barre;

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

h è l'altezza totale della sezione;

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

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

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

Verifica armatura trasversale:

diametro barre trasversali	Φ_{trav}	16 mm	> F_s	Verifica non 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	216 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}	300 mm		
altezza totale sezione	h	300 mm		
copriferro (asse barre)	c	70 mm		
altezza utile sezione	d	230 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	13 mm	(= F_s)	

.8.2. RIEPILOGO E INCIDENZA ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	30 cm			
con armatura principale esterna	F20 /100			3142 mm ²
con armatura principale interna	F20 /100			3142 mm ²
Soletta superiore di spessore	30 cm			
con armatura principale superiore	F20 /100			3142 mm ²
con armatura principale inferiore	F20 /100			3142 mm ²
Soletta inferiore di spessore	40 cm			
con armatura principale superiore	F20 /100			3142 mm ²
con armatura principale inferiore	F20 /100			3142 mm ²
Le pareti necessitano di armatura a taglio	F12 /150	dir.princ.	/400	dir.trasv.
La soletta superiore necessita di armatura a taglio	F12 /150	dir.princ.	/400	dir.trasv.
La soletta inferiore necessita di armatura a taglio	F12 /150	dir.princ.	/400	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	2.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.30 m
Altezza libera	Hint	2.00 m	Spessore soletta	Ss	0.30 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.40 m
			copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	400
soletta	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	400
fondaz.	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	150	400
ripartiz.	16	100	x	2 strati							

Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incd [kg/m ³]	Inc%
piedritto	2.88	0.36	0.6	188	313	34%
soletta	2.78	0.36	0.8	181	232	16%
fondaz.	2.98	0.46	1.0	198	190	18%
ripartiz.			3.0	348	115	32%
TOTALE			3.0	1103	365	100%

9. VERIFICHE GEOTECNICHE

9.1. *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	936.05	8.36	2.23
SLU01	936.05	8.36	2.23
SLU02	936.05	-6.20	-14.58
SLU02	936.05	-6.20	-14.58
SLU03	936.05	-6.20	-14.58
SLU03	936.05	-6.20	-14.58
SLU04	936.05	92.84	95.35
SLU04	936.05	92.84	95.35
SLU05	936.05	8.36	2.23
SLU05	936.05	8.36	2.23
SLU06	903.74	14.56	16.80
SLU06	903.74	14.56	16.80
SLU07	936.05	92.84	95.35
SLU07	936.05	92.84	95.35
SLU08	610.04	99.04	109.92
SLU08	610.04	99.04	109.92
SLU09	936.05	99.04	109.92
SLU09	936.05	99.04	109.92
SLU10	936.05	-99.04	-109.92
SLU10	936.05	-99.04	-109.92
SLU11	929.59	-72.83	-79.68
SLU11	929.59	-72.83	-79.68
SLU12	929.59	-72.83	-79.68
SLU12	929.59	-72.83	-79.68
SLU13	926.36	-80.49	-95.94
SLU13	926.36	-80.49	-95.94
SH1	625.45	-181.96	-298.38
SH1	625.45	-181.96	-298.38
SH2	603.54	-181.96	-298.38
SH2	603.54	-181.96	-298.38
SH3	625.45	27.79	-56.48
SH3	625.45	27.79	-56.48
SH4	603.54	27.79	-56.48
SH4	603.54	27.79	-56.48
SV1	577.97	-53.78	-89.30
SV1	577.97	-53.78	-89.30
SV2	651.02	-53.78	-89.30

SV2	651.02	-53.78	-89.30
SV3	577.97	9.14	-16.73
SV3	577.97	9.14	-16.73
SV4	651.02	9.14	-16.73
SV4	651.02	9.14	-16.73
SLU14	936.05	-88.19	-104.20
SLU14	936.05	-88.19	-104.20
SLU15	936.05	-102.75	-121.00
SLU15	936.05	-102.75	-121.00
SLU16	936.05	-102.75	-121.00
SLU16	936.05	-102.75	-121.00
SLU17	936.05	-37.50	-48.33
SLU17	936.05	-37.50	-48.33
SLU18	936.05	-121.98	-141.45
SLU18	936.05	-121.98	-141.45
SLU19	903.74	-115.78	-126.87
SLU19	903.74	-115.78	-126.87
SLU20	936.05	-37.50	-48.33
SLU20	936.05	-37.50	-48.33
SLU21	610.04	-31.30	-33.75
SLU21	610.04	-31.30	-33.75
SLU22	936.05	-31.30	-33.75
SLU22	936.05	-31.30	-33.75
SLU23	936.05	-195.59	-216.35
SLU23	936.05	-195.59	-216.35
SLU24	929.59	-169.38	-186.10
SLU24	929.59	-169.38	-186.10
SLU25	929.59	-169.38	-186.10
SLU25	929.59	-169.38	-186.10
SLU26	926.36	-177.04	-202.36
SLU26	926.36	-177.04	-202.36
SV5	577.97	-150.33	-195.72
SV5	577.97	-150.33	-195.72
SV6	651.02	-150.33	-195.72
SV6	651.02	-150.33	-195.72
SV7	577.97	-87.41	-123.15
SV7	577.97	-87.41	-123.15
SV8	651.02	-87.41	-123.15
SV8	651.02	-87.41	-123.15
SH5	625.45	-278.51	-404.80
SH5	625.45	-278.51	-404.80
SH6	603.54	-278.51	-404.80
SH6	603.54	-278.51	-404.80
SH7	625.45	-68.76	-162.91
SH7	625.45	-68.76	-162.91
SH8	603.54	-68.76	-162.91
SH8	603.54	-68.76	-162.91

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

SLU	
Nmax	936.05 kN/m
Nmin	610.04 kN/m
Hmax	195.59 kN/m
Mmax	216.35 kNm/m
SLV	
Nmax	651.02 kN/m
Nmin	577.97 kN/m
Hmax	278.51 kN/m
Mmax	404.80 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.

.9.2. 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 ($e_B = M_b/N$)

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

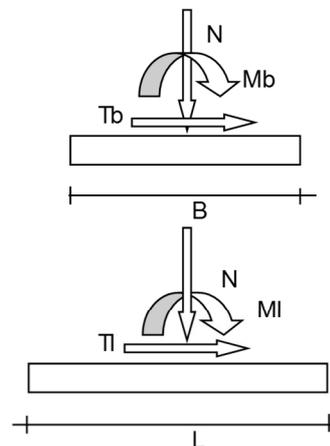
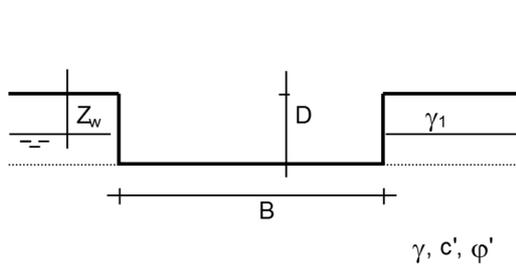
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

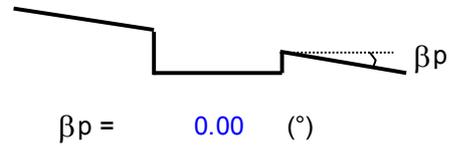
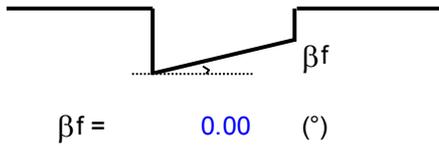
coefficienti parziali

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 = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	610.04		610.04
Mb [kNm]	216.35		216.35
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	195.59		195.59
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	195.59	0.00	195.59

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 20.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Valori di progetto

$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$

$\varphi' = 20.00 \text{ (}^\circ\text{)}$

Profondità della falda

$Z_w = 9.70 \text{ (m)}$

$e_B = 0.35 \text{ (m)}$

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

$B^* = 1.89 \text{ (m)}$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 219.00 \text{ (kN/mq)}$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00 \text{ (kN/mc)}$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 6.40$

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

$N_c = 14.83$

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

$N_\gamma = 5.39$

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)

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

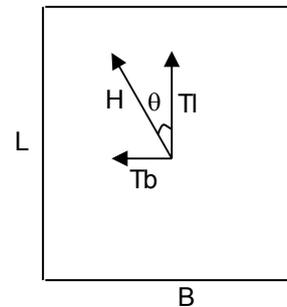
$$i_q = 0.51$$

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

$$i_c = 0.46$$

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

$$i_\gamma = 0.36$$



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

$$q_{lim} = 2267.64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 322.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 985.93 \geq q = 322.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 350.64 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 318.76 \geq H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

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

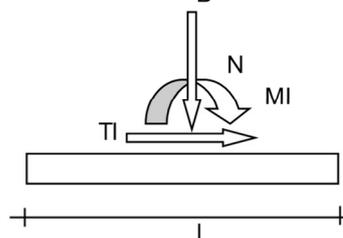
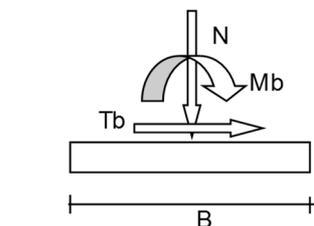
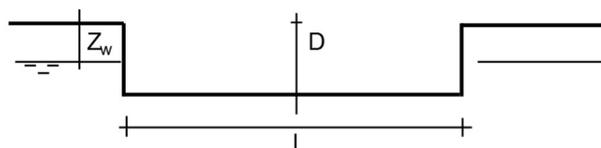
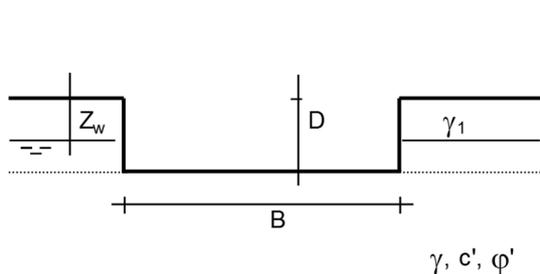
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



$$\beta_f = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	936.05		936.05
Mb [kNm]	216.35		216.35
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	195.59		195.59
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	195.59	0.00	195.59

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 20.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 20.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 9.70 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.23 \text{ (m)}$$

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

$$B^* = 2.14 \text{ (m)}$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 219.00 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 10.00 \text{ (kN/mc)}$$

Nc, Nq, N γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 6.40$$

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

$$N_c = 14.83$$

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

$$N_\gamma = 5.39$$

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)

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

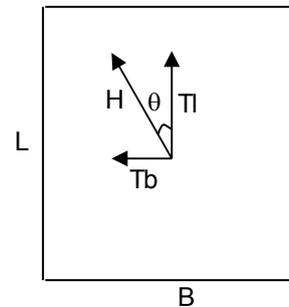
$$i_q = 0.65$$

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

$$i_c = 0.61$$

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

$$i_\gamma = 0.52$$



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

$$q_{lim} = 2923.92 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 437.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1271.27 \geq q = 437.87 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 511.31 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 464.83 \geq H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

9.3. 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 ($e_B = Mb/N$)

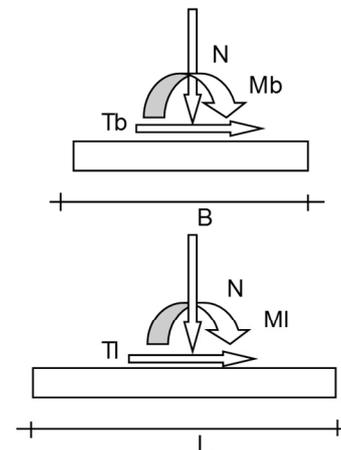
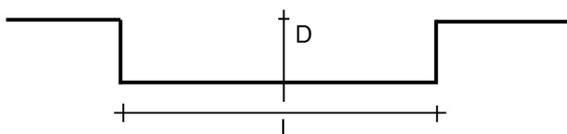
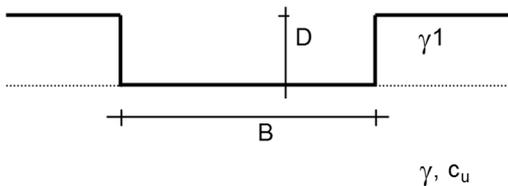
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

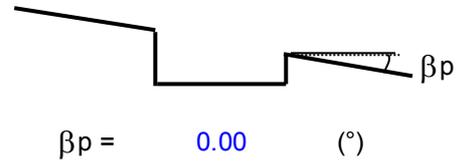
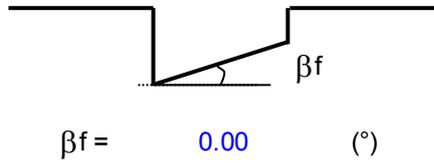
coefficienti parziali

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	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 = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	610.04		610.04
Mb [kNm]	216.35		216.35
Ml [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	195.59		195.59
Tl [kN]	0.00		0.00
H [kN]	195.59	0.00	195.59

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

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

$e_B = 0.35 \text{ (m)}$

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

Valore di progetto

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

$B^* = 1.89 \text{ (m)}$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 244.00 \text{ (kN/mq)}$

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

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

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

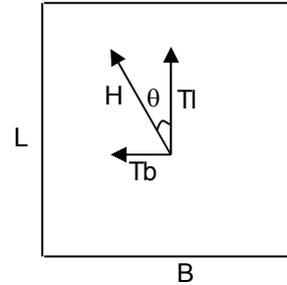
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.87$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.60$$

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

$$q_{lim} = 2374.30 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 322.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1032.3 \geq q = 322.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 567.21 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 515.65 \geq H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

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 ($e_B = Mb/N$)

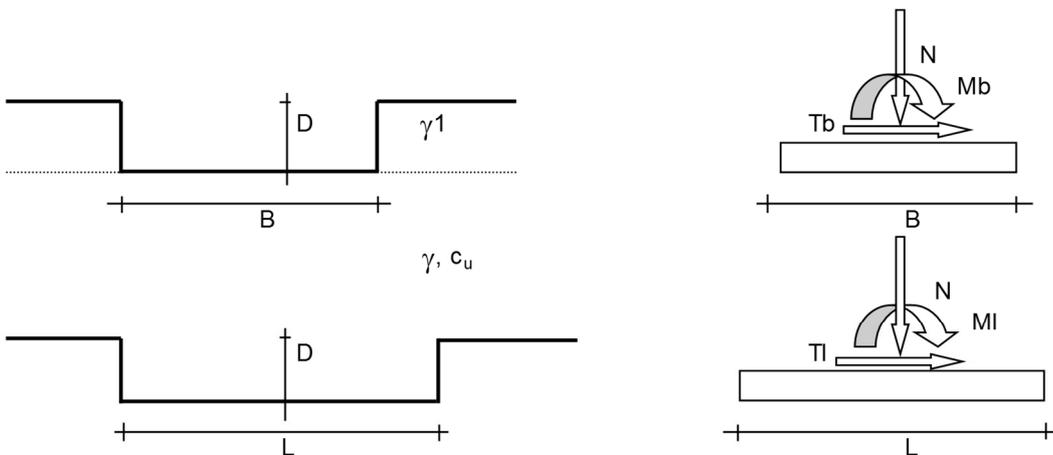
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

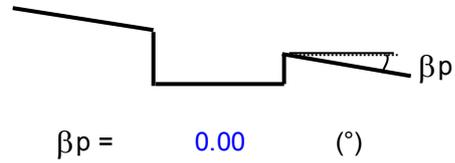
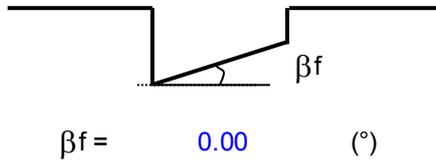
coefficienti parziali

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	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 = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	936.05		936.05
Mb [kNm]	216.35		216.35
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	195.59		195.59
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	195.59	0.00	195.59

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.23$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$B^* = 2.14$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 244.00$ (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

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

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

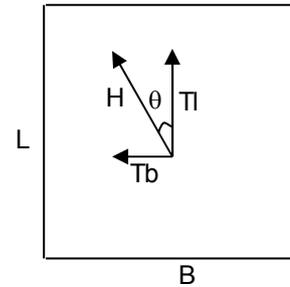
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.88$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.60$$

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

$$q_{lim} = 2412.45 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 437.87 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 1048.89 \geq q = 437.87 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 641.32 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 583.02 \geq H_d = 195.59 \text{ (kN)}$$

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

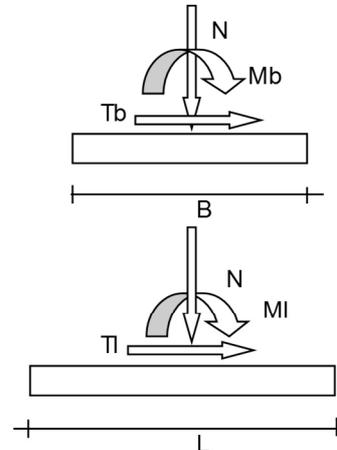
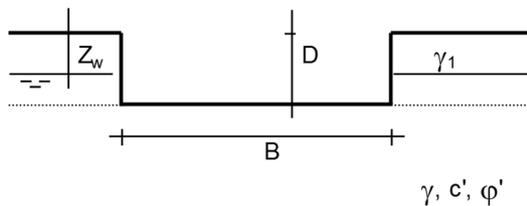
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



$$\beta_f = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$



$$\beta_p = 0.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	577.97		577.97
Mb [kNm]	404.80		404.80
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	278.51		278.51
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	278.51	0.00	278.51

Peso unità di volume del terreno

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

$$\gamma = 22.00 \text{ (kN/mc)}$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 20.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Valori di progetto

$$c' = 15.00 \text{ (kN/mq)}$$

$$\varphi' = 20.00 \text{ (}^\circ\text{)}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 9.70 \text{ (m)}$$

$$e_B = 0.70 \text{ (m)}$$

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

$$B^* = 1.20 \text{ (m)}$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 219.00 \text{ (kN/mq)}$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 12.00 \text{ (kN/mc)}$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 6.40$$

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

$$N_c = 14.83$$

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

$$N_\gamma = 5.39$$

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)

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

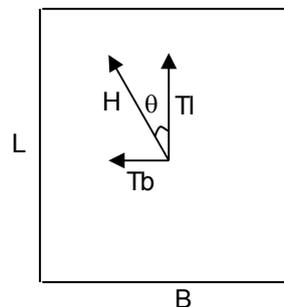
$$i_q = 0.33$$

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

$$i_c = 0.26$$

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

$$i_\gamma = 0.19$$



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

$$q_{lim} = 1420.15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 481.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 617.46 \geq q = 481.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 311.49 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 283.17 \geq H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

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

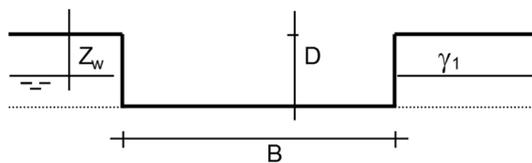
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

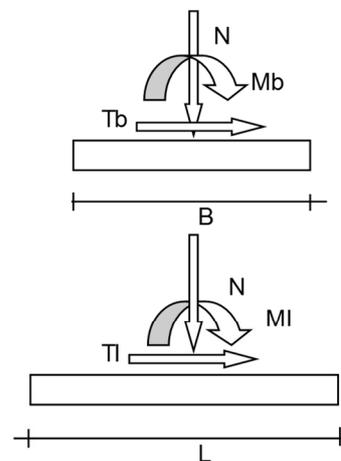
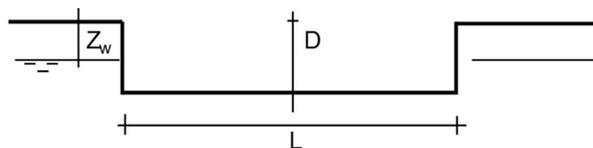
(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

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

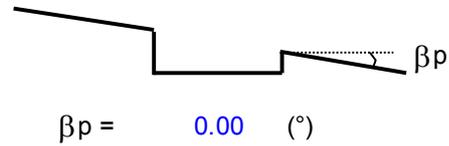
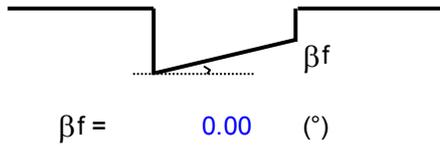


γ, c', φ'



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	651.02		651.02
Mb [kNm]	404.80		404.80
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	278.51		278.51
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	278.51	0.00	278.51

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

$Z_w = 9.70$ (m)

$e_B = 0.62$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 1.36$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 219.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 10.00$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 6.40$

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

$N_c = 14.83$

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

$N_\gamma = 5.39$

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

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

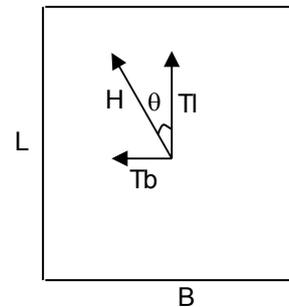
$$i_q = 0.38$$

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

$$i_c = 0.32$$

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

$$i_\gamma = 0.23$$



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

$$q_{lim} = 1656.72 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 479.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 720.31 \geq q = 479.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 351.05 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 319.14 \geq H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

.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 ($e_B = Mb/N$)

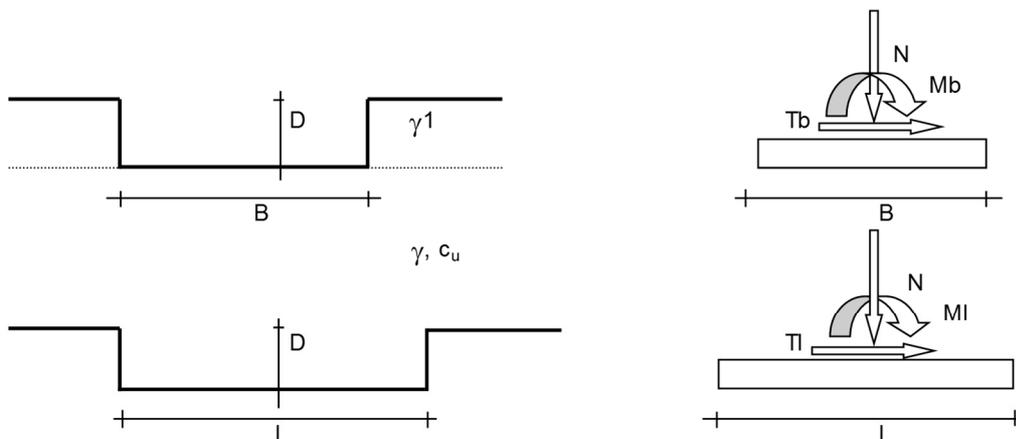
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

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

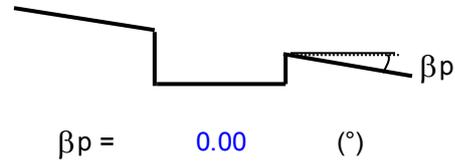
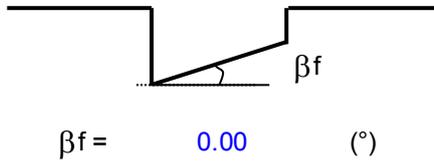
coefficienti parziali

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



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	577.97		577.97
Mb [kNm]	404.80		404.80
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	278.51		278.51
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	278.51	0.00	278.51

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.70$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$B^* = 1.20$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 244.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

N_c : coefficiente di capacità portante

$N_c = 2 + \pi$

$N_c = 5.14$

s_c : fattori di forma

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

$s_c = 1.00$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

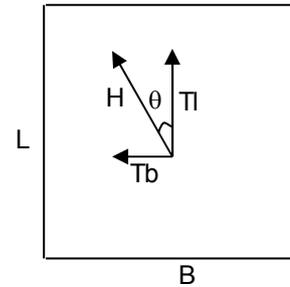
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.70$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.60$$

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

$$q_{lim} = 1963.29 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 481.95 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 853.6 \geq q = 481.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 359.77 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 327.06 \geq H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

- 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 ($e_B = Mb/N$)

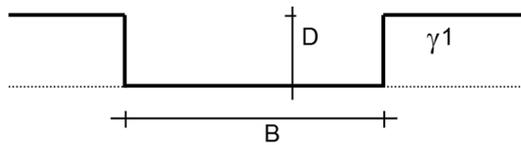
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

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

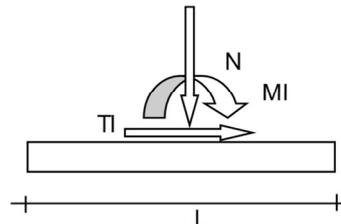
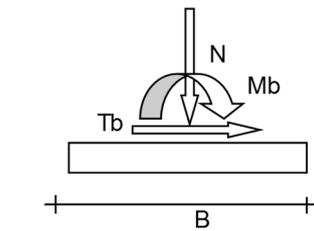
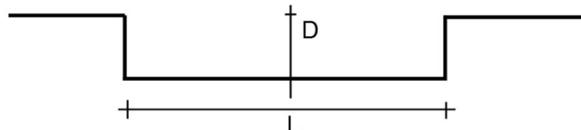
L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

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	1.00	3.00
Definiti dal Progettista	●	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30
						1.10

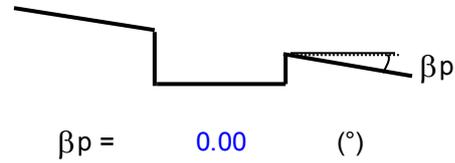
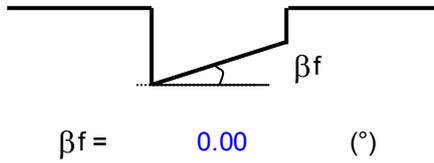


γ, c_u



(Per fondazioni nastriformi $L=100$ m)

B = 2.60 (m)
L = 100.00 (m)
D = 12.20 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	651.02		651.02
Mb [kNm]	404.80		404.80
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	278.51		278.51
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	278.51	0.00	278.51

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 20.00$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$e_B = 0.62$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 100.00$ (kN/mq)

$B^* = 1.36$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 244.00$ (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

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

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

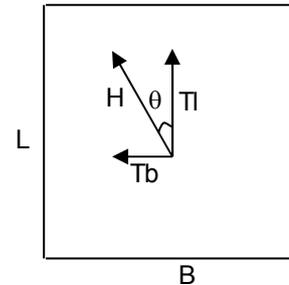
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.73$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.60$$

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

$$q_{lim} = 2049.17 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 479.96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 890.94 \geq q = 479.96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 406.92 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 369.93 \geq H_d = 278.51 \text{ (kN)}$$

.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	33%	61%	OK
SLU-CD_Nmax	34%	42%	OK
SLV-CD_Nmin	78%	98%	OK
SLV-CD_Nmax	67%	87%	OK
SLU-CND_Nmin	31%	38%	OK
SLU-CND_Nmax	42%	34%	OK
SLV-CND_Nmin	56%	85%	OK
SLV-CND_Nmax	54%	75%	OK

.8.7. Sollevamento per galleggiamento UPL

La quota della falda si trova a una quota inferiore rispetto a quella del piano di imposta del tombino per cui è necessaria la verifica di sollevamento per galleggiamento (UPL) di cui al punto 6.2.4.2 delle NTC 2018. Se ne riporta di seguito lo svolgimento:

Verifica nei confronti dello stato limite di sollevamento (NTC §6.2.4.2)

Quota piano di posa dell'opera	z	12.20 m	
Quota superficie piezometrica dal p.c.	z_w	9.70 m	
Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{cls}	25 kN/m ³	
Peso proprio singolo piedritto	P_p	7.50 kN/m	
Peso proprio soletta superiore	P_{ss}	7.50 kN/m	
Peso proprio soletta di fondazione	P_{sf}	10.00 kN/m	
Coefficiente parziale azioni favorevoli	γ_{G1}	0.9	
Coefficiente parziale azioni sfavorevoli	γ_{G1}	1.1	
Peso totale opera	$G_{stb,k}$	32.50 kN/m	
Spinta idraulica	$V_{inst,k}$	25.00 kN/m	$\gamma_w \cdot (z_w - z)$
Peso totale opera di progetto	$G_{stb,d}$	29.25 kN/m	$G_{stb,k} \times \gamma_{G1}$
Spinta idraulica di progetto	$V_{inst,d}$	27.5 kN/m	$V_{inst,k} \times \gamma_{G1}$
$V_{inst,d} / G_{stb,d}$ - Coefficiente di sfruttamento	C.S.	0.94	Verifica Soddisfatta

La verifica risulta soddisfatta.