

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA SALERNO - PONTECAGNANO AEROPORTO COMPLETAMENTO METROPOLITANA DI SALERNO TRATTA ARECHI - PONTECAGNANO AEROPORTO

INTERFERENZE VIARIE ED IDRAULICHE

Elaborati Generali

Relazione di calcolo sifone

SCALA:

-

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

NN1X 00 D 78 CL IN0000 005 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	F.Durastanti	Ott-2020	G.Romano	Ott-2020	M.D'Avino	Ott-2020	D.Tiberti Ott-2020

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Direzione Generale
UO Infrastrutture Sud
Dott. Ing. Oscar Tiberti
Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10475

NN1X.0.0.D.78.CL.IN.00.0.0.005.A

n. Elab.:

INDICE

.1.	PREMESSA.....	2
.2.	CONDIZIONI DI CALCOLO DI INVILUPPO:.....	3
.3.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	6
.4.	PROGETTO NUOVO TOMBINO.....	7
.4.1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
.4.2.	UNITA' DI MISURA E SIMBOLOGIA	7
.4.3.	MATERIALI.....	8
.4.4.	GEOMETRIA	9
.4.5.	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	9
.4.6.	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	10
.4.7.	MODELLAZIONE ADOTTATA	11
.4.8.	ANALISI DEI CARICHI	13
.4.9.	VERIFICA REQUISITI S.T.I.....	22
.4.10.	COMBINAZIONI DI CARICO	24
.4.11.	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI	31
	.4.11.1. INVILUPPO SLU/SLV	31
	CANNA DESTRA	31
	CANNA SINISTRA	33
	.4.11.2. INVILUPPO SLE (RARA).....	36
	CANNA DESTRA	37
	CANNA SINISTRA	38
.4.12.	VERIFICHE SLU/SLV/SLE	42
.4.13.	ARMATURA DI RIPARTIZIONE.....	49
.4.14.	RIEPILOGO ARMATURE.....	51
.5.	VERIFICHE GEOTECNICHE	52
.5.1.	BASE REACTION	52
.5.2.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI DRENATE.....	58
.5.3.	VERIFICHE SLU IN CONDIZIONI NON DRENATE	65
.6.4.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI DRENATE	71
.6.5.	VERIFICHE SLV IN CONDIZIONI NON DRENATE.....	79
.6.6.	TABELLA VERIFICHE GEOTECNICHE GEO	85
.6.7.	SOLLEVAMENTO PER GALLEGGIAMENTO UPL.....	85

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo è sviluppato il progetto, ai sensi delle norme attualmente vigenti NTC18, di una tipologia di sofoni doppia canna lungo la linea metropolitana “Salerno-Pontecagnano aeroporto”.

I sifoni in oggetto sono situati alle progressive 1+859 (IN06), 2+314 (IN08), 2+653 (IN10), 3+008 (IN11), 3+210 (IN12), 4+870 (IN18), 5+096 (IN19).

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, di terreno di fondazione 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.

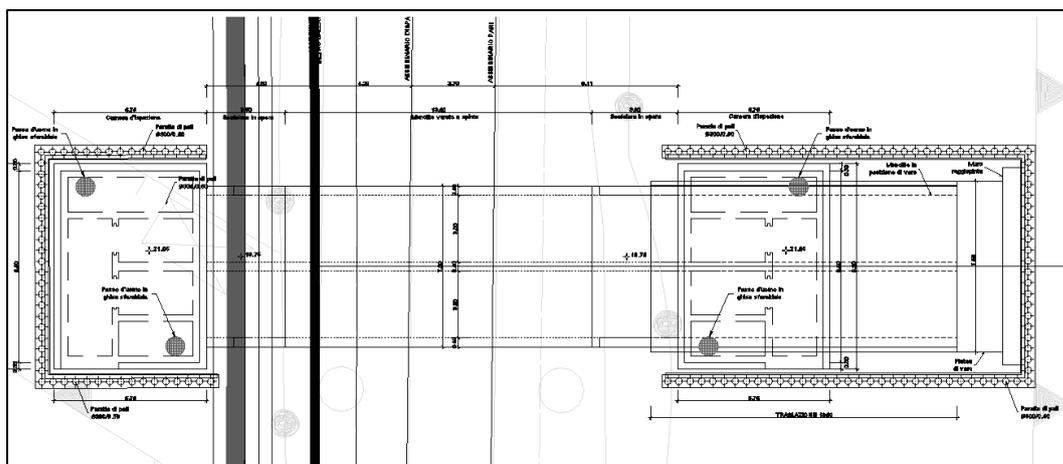


Figura 1a. Stralcio planimetrico dello scatolare

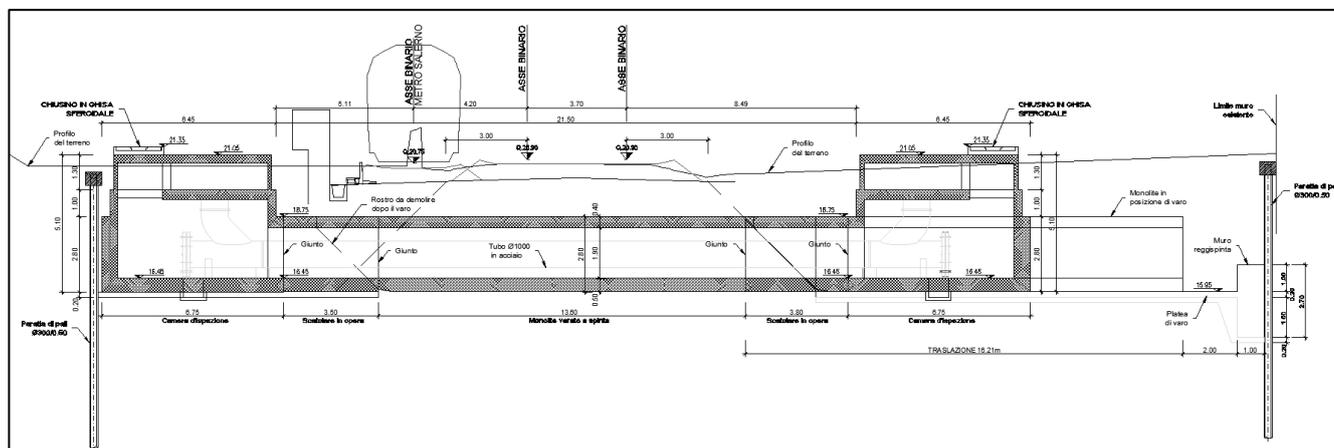


Figura 1b. Sezione longitudinale dello scatolare

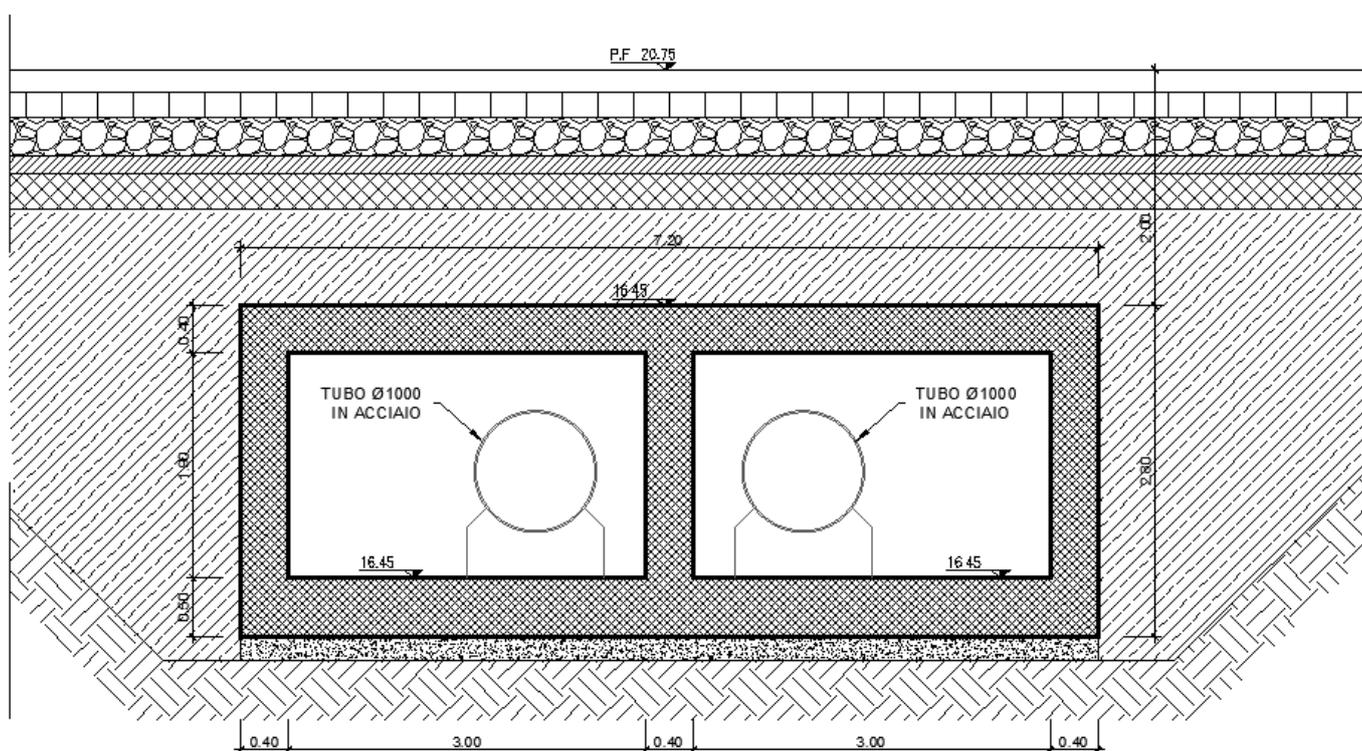


Figura 1c. Sezione trasversale dello scatolare

.2. CONDIZIONI DI CALCOLO DI INVILUPPO:

Come precedentemente anticipato il calcolo di tali opere, aventi tutte la medesima dimensione, 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 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 L1 (Limo di scarsa consistenza) in quanto tra tutti i terreni di fondazione previsti è quello che presenta delle caratteristiche peggiori.

Infine per quanto riguarda la falda, è stata considerata a una profondità pari a $z_w = 10,00$ m.

ELABORATI GENERALI
 Relazione di calcolo sifone

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 005	A	4 di 85

IN06 - Km. 1+859
GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatolare
Rinterro (superiore)	Hr	2.00 m	
Ricoprimento	Hric	2.80 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione
L3

Peso specifico	18 kN/m ³
Angolo d'attrito	22 °
Modulo elastico	80 MPa
Coesione non drenata	15 kPa
Coesione drenata	90 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.128 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.717 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.476 sec
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

IN08 - Km. 2+314
GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatolare
Rinterro (superiore)	Hr	2.85 m	
Ricoprimento	Hric	3.65 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione
L1

Peso specifico	18 kN/m ³
Angolo d'attrito	22 °
Modulo elastico	17 MPa
Coesione non drenata	2 kPa
Coesione drenata	20 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.129 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.716 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.476 sec
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

IN10 - Km. 2+653
GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatolare
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	2.40 m	
Ricoprimento	Hric	3.20 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione
L1

Peso specifico	18 kN/m ³
Angolo d'attrito	22 °
Modulo elastico	17 MPa
Coesione non drenata	2 kPa
Coesione drenata	20 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.129 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.716 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.476 sec
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

IN11 - Km. 3+008
GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatolare
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	2.05 m	
Ricoprimento	Hric	2.85 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione
SL

Peso specifico	19 kN/m ³
Angolo d'attrito	26 °
Modulo elastico	40 MPa
Coesione non drenata	0 kPa
Coesione drenata	0 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.129 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.715 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.476 sec
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S _T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

ELABORATI GENERALI
 Relazione di calcolo sifone

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 005	A	5 di 85

IN12 - Km. 3+210
GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatorale
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatorale
Spessore piedritti	Sp	0.30 m	
Spessore soletta	Ss	0.30 m	
Spessore fondazione	Sf	0.40 m	
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	2.00 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hrc	2.80 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione

	SL
Peso specifico	19 kN/m ³
Angolo d'attrito	26 °
Modulo elastico	40 MPa
Coesione non drenata	0 kPa
Coesione drenata	0 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.129 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.715 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. T*c		0.476 sec
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	ST	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

IN18 - Km. 4+870
GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatorale
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatorale
Spessore piedritti	Sp	0.30 m	
Spessore soletta	Ss	0.30 m	
Spessore fondazione	Sf	0.40 m	
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	2.00 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.40 m	
Altezza traversa	Htb	0.40 m	
Ricoprimento	Hrc	2.80 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione

	L1
Peso specifico	18 kN/m ³
Angolo d'attrito	22 °
Modulo elastico	17 MPa
Coesione non drenata	2 kPa
Coesione drenata	20 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.132 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.702 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. T*c		0.477 sec
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	ST	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

IN19 - Km. 5+096
GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatorale
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatorale
Rinterro (superiore)	Hr	2.45 m	
Ricoprimento	Hrc	3.25 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione

	L1
Peso specifico	18 kN/m ³
Angolo d'attrito	22 °
Modulo elastico	17 MPa
Coesione non drenata	2 kPa
Coesione drenata	20 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.132 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.701 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz. T*c		0.477 sec
categoria sottosuolo		C
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	ST	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per x <> 5%	η	1.000

- **PARAMETRI DI CALCOLO DI INVILUPPO:**

IN00 - INVILUPPO

GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	luce interna scatolare
Altezza libera	Hint	1.90 m	altezza interna scatolare
Rinterro (superiore)	Hr	2.85 m	
Ricoprimento	Hric	3.65 m	Hb+Hr
Larghezza totale	Ltot	3.60 m	Lint+2xSPp
Altezza totale	Htot	2.60 m	Hint+SPs+SPf

Terreno di fondazione

Peso specifico	L1	18 kN/m ³
Angolo d'attrito		22 °
Modulo elastico		17 MPa
Coesione non drenata		2 kPa
Coesione drenata		20 kPa

Parametri sismici di progetto

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.132 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	Fo	2.702 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T*c	0.477 sec
categoria sottosuolo		E
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 del ferro ed estradosso soletta pari ad Hric, di cui spessore ballast Hb pari a 0.80 m e la rimanente parte il rinterro Hr. Esso ha dimensioni interne Lint × Hint, con piedritti, soletta superiore e soletta inferiore rispettivamente di spessore Sp, Ss e Sf. Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m.

Nella figura [Fig. 2] sono riportate schematicamente la geometria dell'opera e la simbologia adottata.

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

Larghezza utile	Lint [m]
Altezza libera	Hint [m]
Spessore piedritti	Sp [m]
Spessore soletta	Ss [m]
Spessore fondazione	Sf [m]
Altezza ballast	Hb [m]
Rinterro (superiore)	Hr [m]
Lunghezza traversa	Ltb [m]
Altezza traversa	Htb [m]
Ricoprimento	Hric [m]
Larghezza totale	Ltot [m]
Altezza totale	Htot [m]

- kg (kilogrammo) unità di massa
- s (secondo) unità di tempo

Unità di misura derivate da N

- (kiloNewton) 10³ N

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

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

4.3. MATERIALI

Per l'opera in c.a. si adotta:

Calcestruzzo C (28/35) le cui caratteristiche principali sono:

- Resistenza cilindrica caratteristica: $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
- 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: $E_c = 32308 \text{ N/mm}^2$
- Copriferro = 40 mm
- Condizioni ambientali: aggressive
- Apertura fessure limite: $w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Acciaio da cemento armato normale FeB44K controllato in stabilimento. Le barre sono ad aderenza migliorata. Le caratteristiche meccaniche sono:

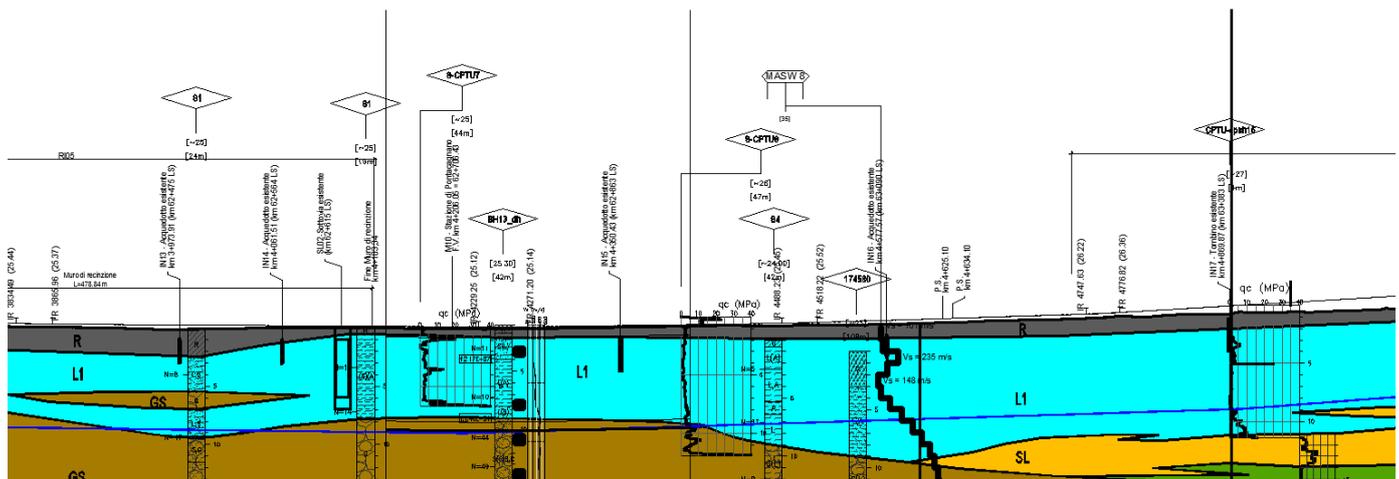
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 430 \text{ Nmm}^2$
 - Resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
- dove $\gamma_s = 1.15$

.4.4. GEOMETRIA

Larghezza utile	Lint	3.00 m	<i>luce interna scatolare</i>
Altezza libera	Hint	1.90 m	<i>altezza interna scatolare</i>
Numero di canne	n	2.00	
Spessore piedritti	Sp	0.40 m	
Spessore soletta	Ss	0.40 m	
Spessore fondazione	Sf	0.50 m	
Altezza ballast	Hb	0.80 m	
Rinterro (superiore)	Hr	2.85 m	
Lunghezza traversa	Ltb	2.30 m	
Altezza traversa	Htb	0.35 m	
Ricoprimento	Hric	3.65 m	<i>Hb+Hr</i>
Larghezza totale	Ltot	7.20 m	<i>Lint+2xSPp</i>
Altezza totale	Htot	2.80 m	<i>Hint+SPs+SPf</i>

.4.5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si riporta di seguito la stratigrafia in corrispondenza della zona di riferimento:



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

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

1) L1

Peso specifico terreno	γ_t	18.0 kN/m ³
angolo d'attrito terreno	ϕ	22.0 [°]
coesione efficace terreno	c'	2.0 kN/m ²
coesione non drenata terreno	c_u	20.0 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	

FALDA

Quota falda dal p.c.	q_w	10.00 m
Peso specifico	γ_w	10.00 kN/m ³

.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:

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

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	1) L1	
Modulo elastico medio terreno	E'_{op}	17000 kN/m ² <i>(il minore tra i valori proposti)</i>
Coefficiente di Poisson medio terreno	ν	0.3
Lato minore della fondazione	B	7.2 m
Lato maggiore della fondazione	L	18.0 m
Rapporto dei lati	L/B	2.5
Coefficiente adimensionale	ct	1.342
Costante di sottofondo	Kw	1933 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:

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

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

Nodi

N.nodi	13
N.nodi sup	2
N.nodi inf	11
N.spazi inf	10
Linterasse	3.40 m
Hinterasse	2.35 m

Nodo	X	Z	Nodo	X	Z
1	0.000	2.350	1	0.000	2.350
2	3.400	2.350	15	-3.400	2.350
3	0.000	0.000	3	0.000	0.000
4	0.340	0.000	25	-0.340	0.000
5	0.680	0.000	24	-0.680	0.000
6	1.020	0.000	23	-1.020	0.000
7	1.360	0.000	22	-1.360	0.000
8	1.700	0.000	21	-1.700	0.000
9	2.040	0.000	20	-2.040	0.000
10	2.380	0.000	19	-2.380	0.000
11	2.720	0.000	18	-2.720	0.000
12	3.060	0.000	17	-3.060	0.000
13	3.400	0.000	16	-3.400	0.000

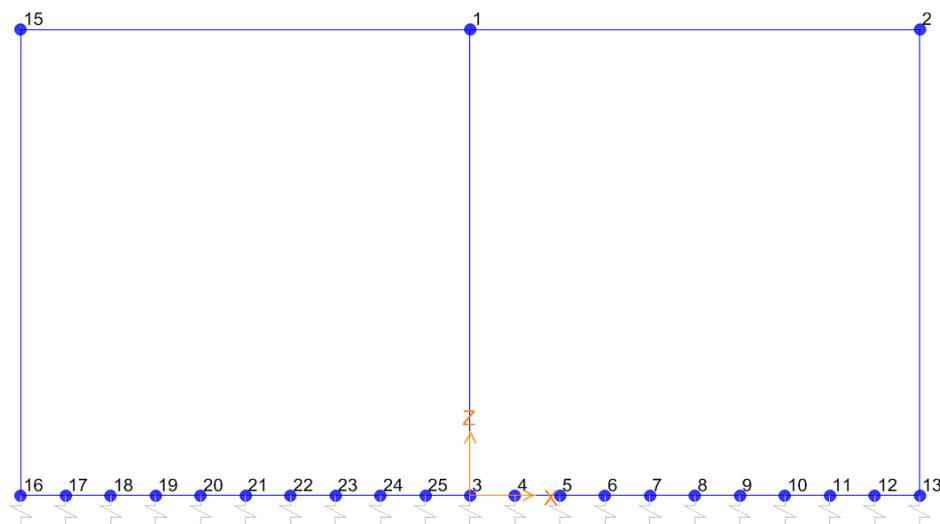


Figura 3. Numerazione nodi modello SAP

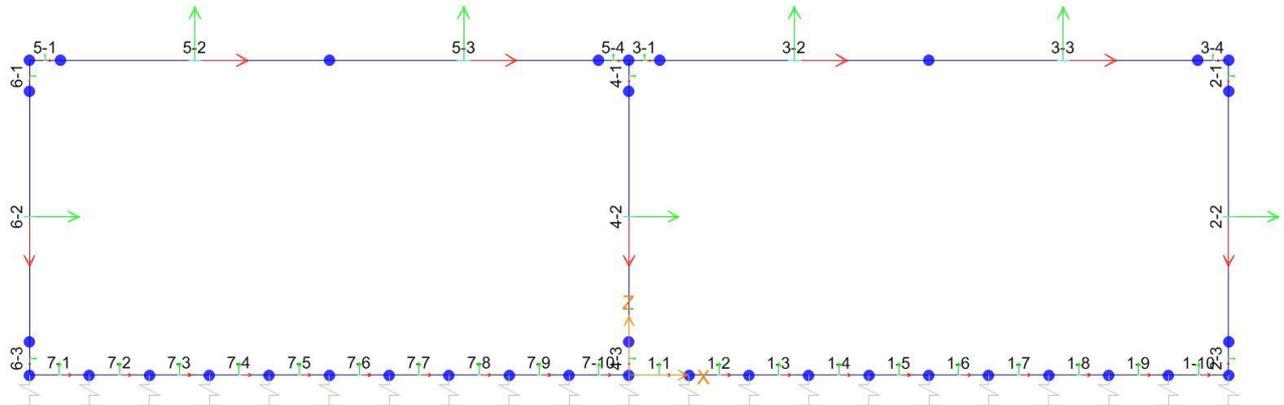


Figura 4: Individuazione elementi modello SAP

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

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

Rigidità molle nodali SAP

k_s		1933 kN/m ³
nodi centrali (7,6,5,4,3,-4,-5,-6,-7)		
$Linfl$		0.340 m
$K_{centrale}$	$k_s \times Linfl \times 1$	657 kN/m
nodi intermedi (11,10,9,8,-11,-10,-9,-8)		
$Linfl$		0.340 m
$K_{intermedio}$	$1,5 \times k_s \times Linfl \times 1$	986 kN/m
nodi estremità (12,13,-12,-13)		
$Linfl$		0.370 m
$K_{estremità}$	$2,0 \times k_s \times Linfl \times 1$	1430 kN/m

Peso proprio della struttura (condizione DEAD)

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

Peso specifico calcestruzzo armato	γ_{ds}	25 kN/m ³	
peso singolo piedritto	P_p	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_p$
peso soletta superiore	P_{ss}	10.00 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_s$
peso fondazione	P_{sf}	12.50 kN/m	$\gamma_{cls} \times S_f$

Permanenti portati (condizione PERM)

peso specifico ballast	γ_b	18 kN/m ³	
altezza ballast	H_b	0.80 m	
peso ballast	P_b	14.40 kN/m	$\gamma_b \times H_b$
peso specifico rinterro	γ_r	20.0 kN/m ³	
altezza rinterro	H_r	2.85 m	
peso rinterro	P_r	57.00 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}	72.60 kN/m	$P_b + P_r$
Permanente nodi 1 e 2	G_{2P}	14.52 kN	$G_{2p} \times S_p / 2$

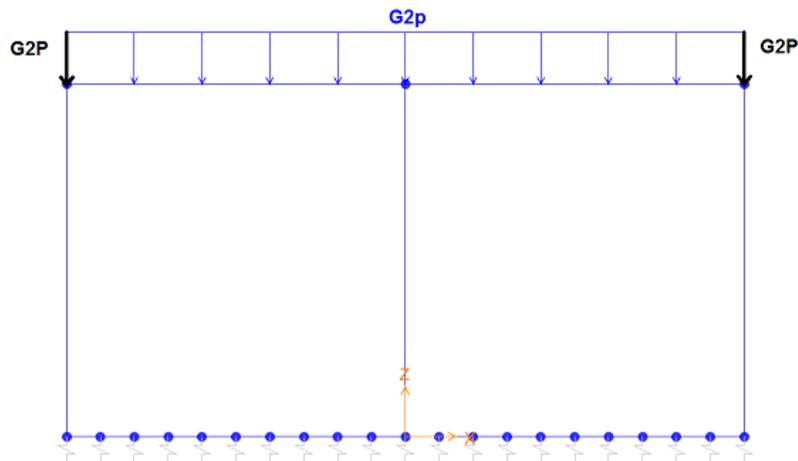


Figura 5 - Condizioni di carico PERM da SAP2000

Spinta del terreno (condizioni SPTSX e SPTDX)

angolo di attrito rinterro	\varnothing'	38.0 [°]	0.663 [rad]
coefficiente spinta attiva k_a	k_a	0.238	$(1 - \text{sen}\varnothing) / (1 + \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta riposo k_o	k_o	0.384	$(1 - \text{sen}\varnothing)$
coefficiente spinta passiva k_p	k_p	4.204	$(1 + \text{sen}\varnothing) / (1 - \text{sen}\varnothing)$
Pressione estradosso soletta superiore	P1	27.44 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r)$
Pressione asse soletta superiore	P2	28.98 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times S_s / 2)$
Pressione asse soletta inferiore	P3	47.04 kN/m ²	$k_o \times [P_b + P_r + \gamma_r \times (S_s + H_{int} + S_f / 2)]$
Pressione intradosso soletta inferiore	P4	48.96 kN/m ²	$k_o \times (P_b + P_r + \gamma_r \times H_{tot})$
Forza concentrata asse soletta superiore	F1	5.64 kN/m	$(P1 + P2) / 2 \times S_s / 2$
Forza concentrata asse soletta inferiore	F2	12.00 kN/m	$(P3 + P4) / 2 \times S_f / 2$

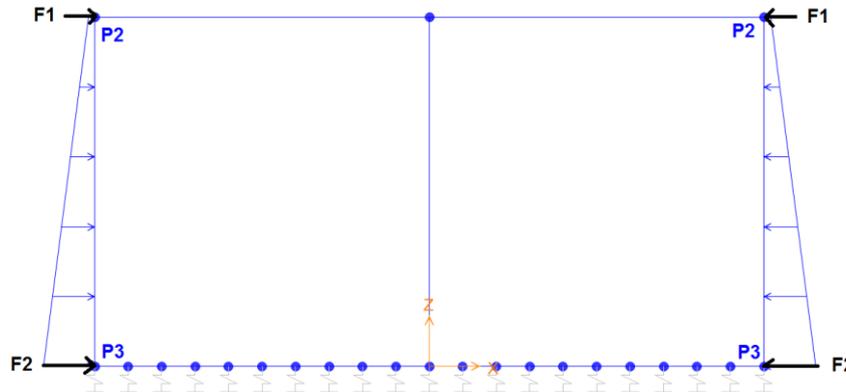


Figura 6 - Condizioni di carico SPTDX/SPTSX da SAP2000

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.

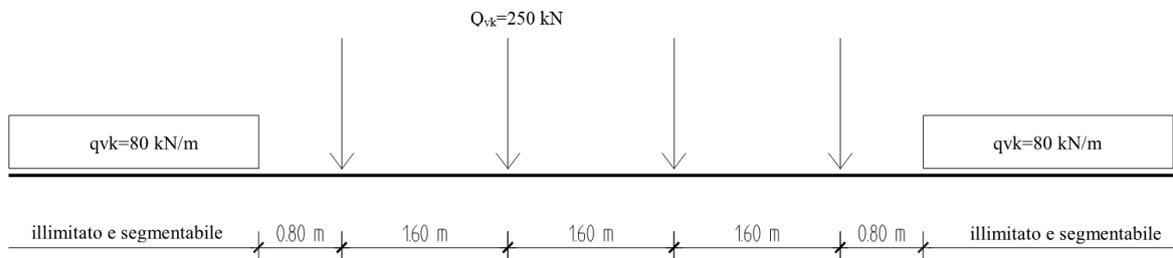


Figura 7. Treno LM71

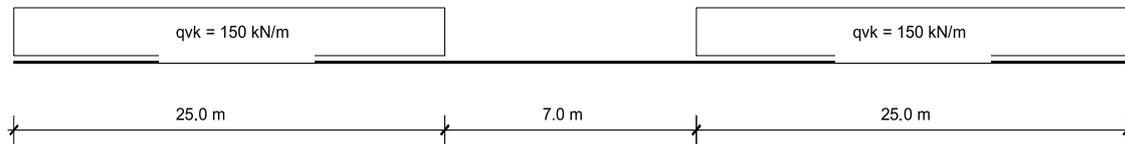


Figura 8. Treno SW/2

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.

Considerando un normale standard manutentivo si ha:

(b) per linee con normale standard manutentivo:

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con la limitazione } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00 \quad (5.2.7)$$

Per il calcolo della lunghezza caratteristica L_ϕ si fa riferimento alla Tab. 5.2.II di cui nel seguito se ne

TRAVI PRINCIPALI		
5	5.1 Travi e solette semplicemente appoggiate (compresi i solettone a travi incorporate)	luce nella direzione delle travi principali
	5.2 Travi e solette continue su n luci, indicando con: $L_m = 1/n \cdot (L_1 + L_2 + \dots + L_n)$	$L_\phi = kL_m$ dove: $n = 2 - 3 - 4 - \geq 5$ $k = 1,2 - 1,3 - 1,4 - 1,5$
	5.3 Portali: - a luce singola - a luci multiple	da considerare come trave continua a tre luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti e la lunghezza del traverso) da considerare come trave continua a più luci (usando la 5.2 considerando le altezze dei piedritti terminali e la lunghezza di tutti i traversi)
	5.4 Solette ed altri elementi di scatolari per uno o più binari (sottovia di altezza libera $\leq 5,0$ m e luce libera $\leq 8,0$ m). Per gli scatolari che non rispettano i precedenti limiti vale il punto 5.3, trascurando la presenza della soletta inferiore e considerando un coefficiente riduttivo del Φ pari a 0,9, da applicare al coefficiente Φ	$\Phi_2 = 1,20; \Phi_3 = 1,35$
	5.5 Travi ad asse curvilineo, archi a spinta eliminata, archi senza riempimento.	metà della luce libera
	5.6 Archi e serie di archi con riempimento	due volte la luce libera

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.

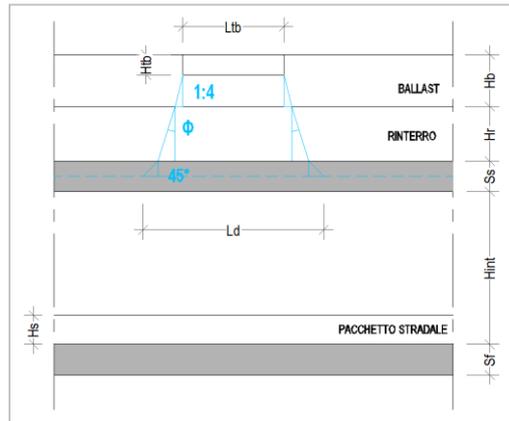


Figura 9. Schema modalità di diffusione dei carichi ferroviari

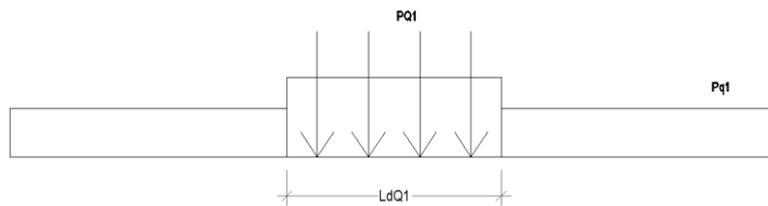


Figura 10. Carichi Treno LM71 su Ld

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)

Standard manutentivo	NORMALE		
Lunghezza media caratteristica	Lm	2.88 m	tab. 5.2.II - NTC2018
Numero di luci	nL	4.00	
Lunghezza caratteristica	L ϕ	4.03 m	tab. 5.2.II - NTC2018
Incremento dinamico	$\Phi 3$	1.35	
Incremento dinamico ridotto	Φ_{rid}	1.35	
Tipo di treno di carico	LM71		
Coefficiente di adattamento	α	1.10	
Larghezza di diffusione nel ballast	Ldb	0.23 m	Diffusione 1:4 nel ballast
Larghezza di diffusione nel rinterro	Ldr	4.45 m	Diffusione secondo angolo attrito
Larghezza di diffusione nel cls	Ldc	0.40 m	Diffusione 45° nel cls
Larghezza trasv. di diffusione del carico	Ld	7.38 m	Ltb + Ldb + Ldr + Ldc
Carico distribuito per treno di carico	q1	80.00 kN/m	
Carico concentrato per treno di carico	Q1	250.00 kN	
N°. carichi concentrati per treno di carico	NQ1	4	
Larghezza distribuzione carichi conc. Q1	LdQ1	6.40 m	
Carico ripartito vert. per treno di carico (q1)	Pq1	16.10 kN/m²	$q1 \times \Phi 3 \times \alpha / Ld$
Carico ripartito vert. per treno di carico (Q1)	PQ1	31.45 kN/m²	

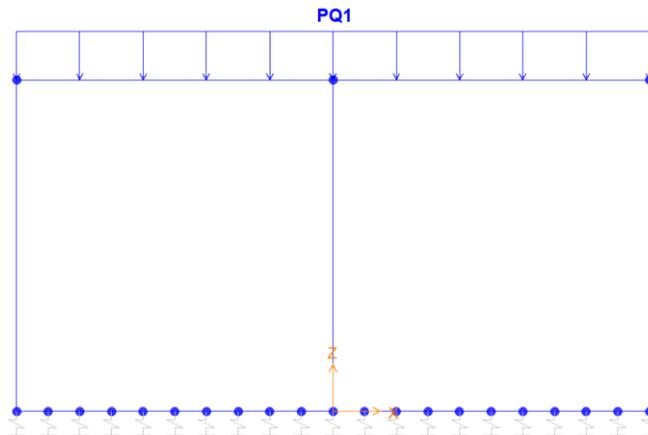


Figura 11 - Condizioni di carico ACCM da SAP2000

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

Carico distribuito per treno LM71	Sq1	4.58 kN/m ²	$(q1 \times \alpha / Ld) \times Ko$
Carico concentrato per treno LM71	SQ1	8.95 kN/m ²	$Q1 \times NQ1 \times \alpha / (Ld \times LdQ1) \times Ko$
Spinta semispessore soletta superiore	Fq1sup	1.79 kN/m	$SPQ1 \times SPs / 2$
spinta semispessore soletta inferiore	Fq1inf	2.24 kN/m	$SPQ1 \times SPi / 2$

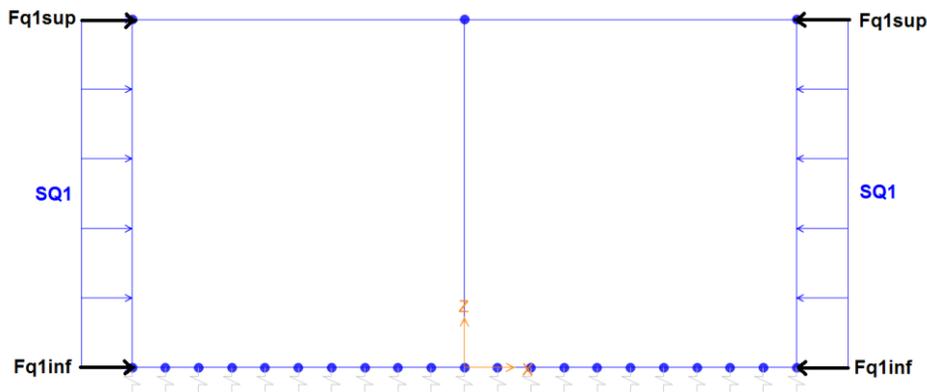


Figura 12 - Condizioni di carico SPACCDX/SPACCSX da SAP2000

Frenatura e avviamento (condizione AVV)

Avviamento e frenatura LM71	Av	33.00 kN/m	
Avviamento e frenatura LM71 distribuiti	qAv	-4.47 kN/m	Av / Ld

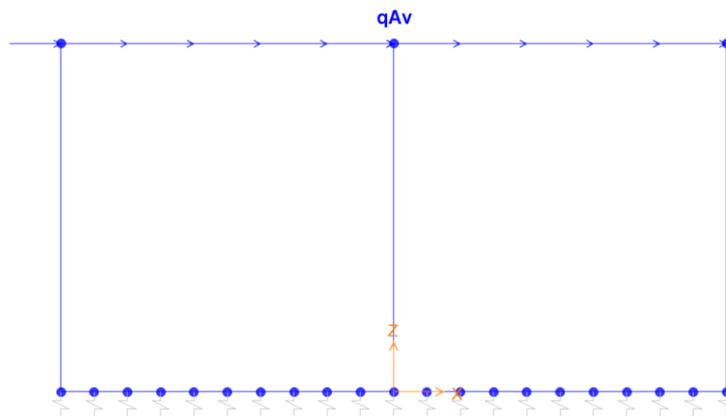


Figura 13 - Condizioni di carico AVV da SAP2000

Azioni termiche (condizione TERM)

Variazione termica uniforme	ΔT_{unif}	+15.00 [°]	Sulla soletta superiore
Variazione termica differenziale	ΔT_{diff}	+5.00 [°]	Sulla soletta superiore
Gradiente		+12.50 [°/m]	$\Delta T_{diff} / Ss$

Ritiro igrometrico (condizione RITIRO)

Variazione termica uniforme equivalente	ΔT_{ritiro}	-[11.59°]	Sulla soletta superiore
---	---------------------	-----------	-------------------------

CONDIZIONI DI CARICO SISMICHE

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

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

Spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

Coordinate del sito in oggetto:

Latitudine	-
Longitudine	-

Parametri sismici di progetto

spettro di risposta in accelerazione della componente orizzontale

accelerazione massima orizzontale al bedrock	ago	0.132 g
fattore amplificazione massima spettro accelerazione	F_0	2.702 sec
periodo inizio tratto a velocità costante spettro acc. orizz.	T^*c	0.477
categoria sottosuolo		E
categoria topografica		T1
amplificazione topografica	S_T	1.000
smorzamento viscoso convenzionale	ξ	5%
fattore di correzione per $\xi <> 5\%$	η	1.000

Tab.3.2.V	S_S	C_C	S_S	C_C
A	1.00	1.00		
B	1.20	1.28		
C	1.49	1.34		
D	1.80	1.81		
E	1.60	1.55	1.60	1.55

coefficiente amplificazione stratigrafica	S_S	1.600
coefficiente di amplificazione	S	1.600
coefficiente categoria sottosuolo	C_C	1.546
periodo inizio tratto a accelerazione costante = $T_c / 3$	T_B	0.246 sec
periodo inizio tratto a velocità costante = $C_c * T^*c$	T_C	0.738 sec
periodo inizio tratto a spostamento costante = $4 * ag/g + 1,6$	T_D	2.128 sec
accelerazione massima orizzontale al suolo = $S_s \times S_t \times ag/g$	ago,max	0.211 g

Accelerazioni per il calcolo delle forze di inerzia agenti sullo scatolare

Coefficiente di riduzione dell'acc max attesa al sito

β **1.000**

$a_o = k_h = a_{go,max} = S \times a_g / g$

valore PGA x scatolare

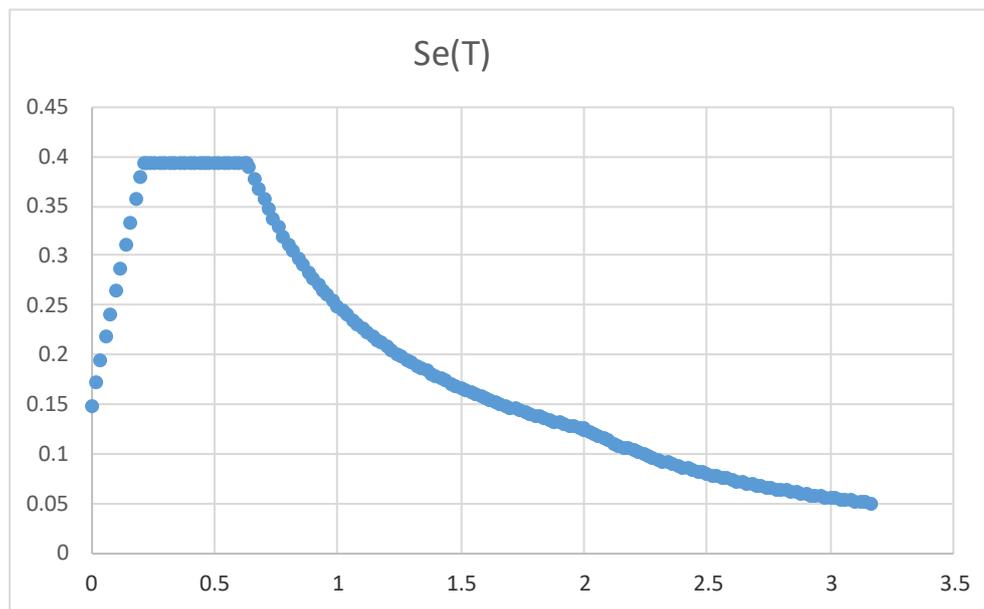
$a_o = k_h$ **0.2112 g**

$a_v = k_v = k_h / 2$

valore PGA x scatolare

$a_v = k_v$ **0.1056 g**

SPETTRO ORIZZONTALE ELASTICO SLV



Forze di inerzia (condizione SismaH)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% **20%**

Forza orizzontale sulla soletta di copertura

F''_h **18.52** kN/m $(P_{ss}+P_b+P_r+%PQ1) \times kb$

Forza orizzontale su singolo piedritto

F''_h **2.11** kN/m² $P_p \times kb$

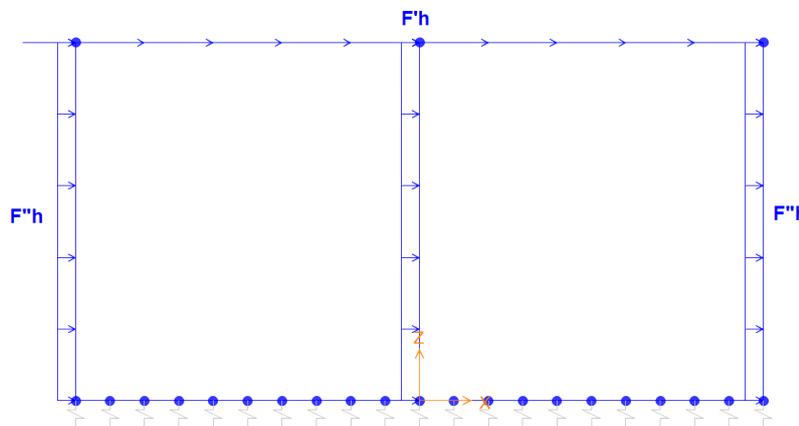


Figura 14 - Condizioni di carico SISMA H da SAP2000

Forze di inerzia (condizione SismaV)

Forza di inerzia treno di carico - (%)

% 20%

Forza verticale sulla soletta di copertura

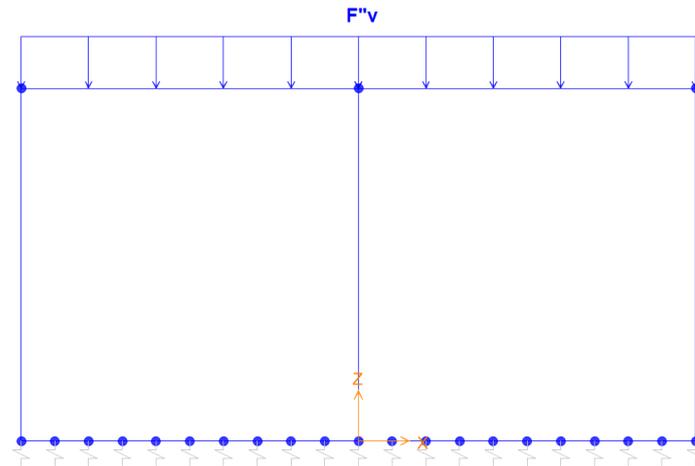
 F''_v **9.26** kN/m² $(P_{ss}+P_b+P_r+\%P_{Q1}) \times k_v$


Figura 15 - Condizioni di carico SISMA V da SAP2000

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

Forza distribuita su uno solo dei piedritti

 qW **28.49** kN/m² $(\%P_{Q1}+G_2p+\gamma_r \times H_{tot}) \times (a_{go,max}$

Forza concentrata nodo superiore piedritto

 QW_{sup} **5.70** kN $qW \times S_s / 2$

Forza concentrata nodo inferiore piedritto

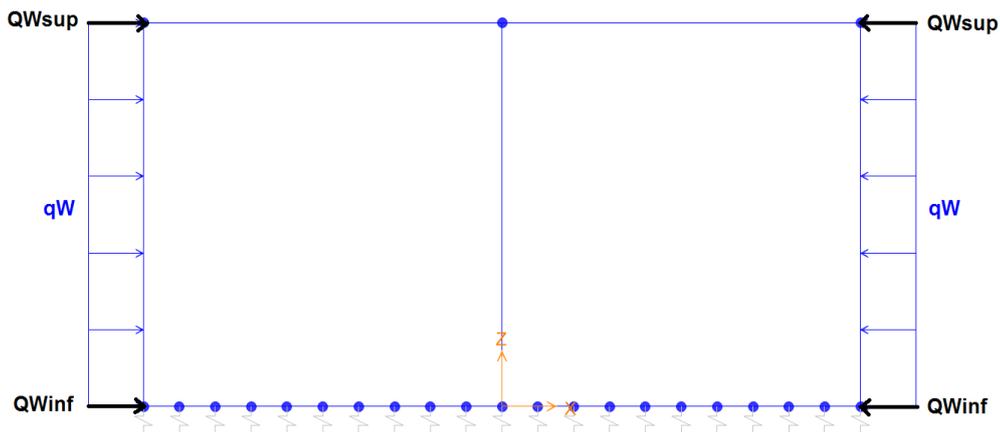
 QW_{inf} **7.12** kN $qW \times S_f / 2$


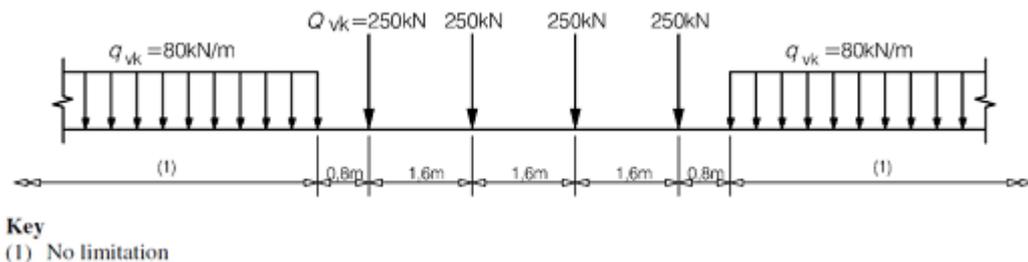
Figura 16 - Condizioni di carico SPSSDX/SPSSX da SAP2000

 4.9. VERIFICA REQUISITI S.T.I.

Di seguito si effettua la valutazione del carico equivalente previsto dalle Specifiche Tecniche di Interoperabilità con

cui si da evidenza che l'opera in esame è idonea a sostenere tale carico.

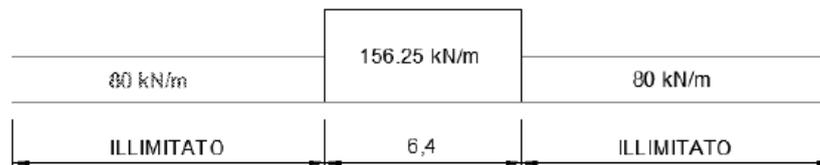
Il modello di carico LM71 citato dalle S.T.I. è definito nella norma EN 1991-2:2003/AC:2010.



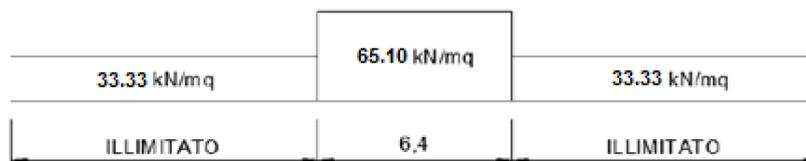
Il carico equivalente si ricava dalla ripartizione trasversale e longitudinale dei carichi per effetto delle traverse e del ballast previsti dalla stessa norma EN 1991-2:2003/AC:2010.

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

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



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



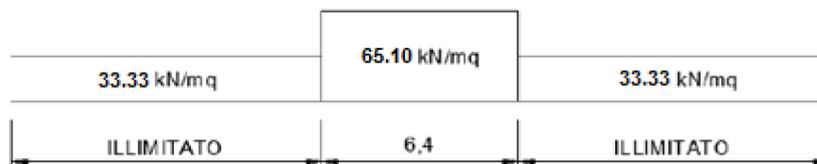
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

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

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



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

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

anziché:

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

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

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

A tali carichi è stato applicato un coefficiente α pari a 1.1 come indicato nel manuale di progettazione per cui in definitiva il carico considerato a quota della piattaforma ferroviaria è pari a:

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

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

4.10. 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_k .
I coefficienti di amplificazione dei carichi g e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.
In particolare nel calcolo della struttura scatolare si fa riferimento alla combinazione A1 STR.

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

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

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

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

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

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

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

⁽⁶⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	g_{r1}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	g_{r2}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	g_{r3}	0,80 ⁽¹⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	g_{r4}	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

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

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

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

Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Spinta del terreno sulla parete sinistra	SPTSX
Spinta del terreno sulla parete destra	SPTDX
Carico Accidentale LM71	ACCM
Spinta del carico acc. (LM71) sulla parete Sx	SPACCSX
Spinta del carico acc. (LM71) Sulla parete Dx	SPACCDX
Avviamento e frenatura	AVV
Variazione termica sulla soletta superiore	ENV_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	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.35	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
SPTSX	1	1	1	1	1.35	1.35	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35
SPTDX	1	1	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1
ACCM	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	1.45	1.45	1.16	1.16	1.015
SPACCSX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.45	0	0	0
SPACCDX	1.35	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	1.35	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	0	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	0	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	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
PERM	1.35	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	1.35	0	0	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.16	1.16	1.015
AVV	1.35	1.45	1.45	1.45	1.45	0	1.45	0	0	0	0	0	1.45
ENV_TERM	0	0	0	0	0	0	-0.9	0	0.9	-0.9	-1.5	1.5	0.9
RITIRO	0	0	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.

4.11. CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI

4.11.1. Involuppo SLU/SLV

CANNA DESTRA

Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	320.6	265.8
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	323.0	220.8
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	275.3	220.8
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	281.1	131.8
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	233.2	131.8
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	239.0	58.2
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	191.0	58.2
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	196.7	0.0
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	148.5	0.0
1	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	154.3	-36.9
1	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	81.7	-36.9
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	87.5	-45.3
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	28.7	-45.3
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	33.0	-41.6
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-15.9	-41.6
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-11.7	-27.1
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-61.5	-27.1
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-57.3	1.6
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-117.5	1.6
1	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-115.8	31.1
1	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	135.3	93.2
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	137.1	72.7
1	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	112.0	72.7
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	116.3	30.2
1	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	91.4	30.2
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	95.7	-11.3
1	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	71.0	-11.3
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	75.3	-64.0
1	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	50.8	-64.0
1	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	55.1	-105.5
1	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	18.7	-105.5
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	23.0	-133.1
1	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-19.1	-133.1
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-13.4	-138.5
1	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-79.6	-138.5
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-73.9	-120.9
1	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-139.6	-120.9
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-133.8	-97.2
1	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-230.6	-97.2
1	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-228.2	-77.9

ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo sifone

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 005	A	32 di 85

2	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-147.8	-26.5	-43.9
2	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-157.3	1.2	-3.8
2	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-166.8	59.7	37.7
2	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-303.1	-114.8	-126.1
2	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-315.9	-79.2	-57.2
2	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-328.7	-55.9	-59.3
3	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-26.4	-105.0	-0.9
3	0.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-39.6	-40.4	90.7
3	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-43.3	24.1	144.3
3	2.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-39.6	119.0	108.5
3	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-34.7	245.0	-15.8
3	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-142.5	-283.1	-165.1
3	0.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-137.6	-157.1	-4.6
3	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-132.7	-31.1	27.9
3	2.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-127.9	53.1	-7.8
3	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-134.5	115.0	-98.4
4	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-278.8	38.6	32.1
4	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-288.3	38.6	9.3
4	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-297.8	38.6	96.2
4	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-621.7	-88.5	-75.8
4	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-634.5	-90.5	-4.5
4	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-647.3	-92.5	-41.1

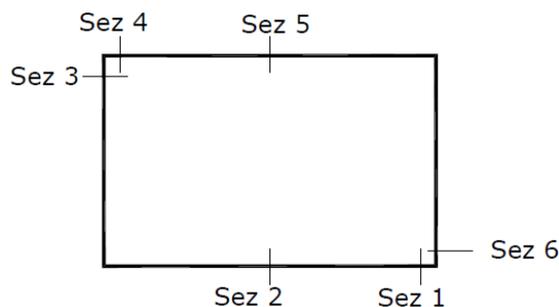


SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	323.0	265.8
02	0.0	0.0	138.5
03	-147.8	114.8	126.1
04	-26.4	283.1	165.1
05	-26.4	0.0	144.3
06	-166.8	114.8	96.2

CANNA SINISTRA

Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
7	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	231.7	71.7
7	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	234.1	55.0
7	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	131.4	55.0
7	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	137.1	26.4
7	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	69.9	26.4
7	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	75.7	5.8
7	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	34.5	5.8
7	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	38.8	-6.3
7	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	8.2	-6.3
7	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	12.4	-9.5
7	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-19.5	-9.5
7	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-15.3	2.1
7	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-37.5	2.1
7	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-33.3	58.4
7	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-56.4	58.4
7	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-52.2	129.5
7	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-76.3	129.5
7	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-72.1	219.9
7	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-97.1	219.9
7	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	0.0	-95.4	264.4
7	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	111.9	-67.6
7	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	113.7	-99.4
7	0.34	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	64.3	-99.4
7	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	68.6	-140.6
7	0.68	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	30.6	-140.6
7	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	34.8	-158.2
7	1.02	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-21.7	-158.2
7	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-15.9	-152.4
7	1.36	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-89.8	-152.4
7	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-84.1	-123.5
7	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-157.5	-123.5
7	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-151.8	-72.6
7	2.04	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-200.4	-72.6
7	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-194.7	-10.3
7	2.38	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-243.0	-10.3
7	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-237.3	8.3
7	2.72	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-285.3	8.3
7	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-279.5	33.6
7	3.06	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-327.2	33.6
7	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	0.0	-324.9	47.0

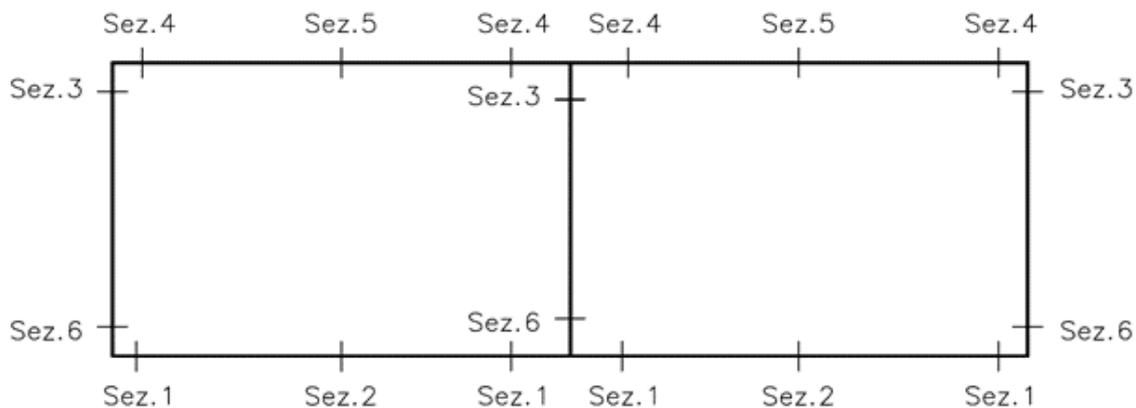
4	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-278.8	38.6	32.1
4	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-288.3	38.6	9.3
4	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-297.8	38.6	96.2
4	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-621.7	-88.5	-75.8
4	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-634.5	-90.5	-4.5
4	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-647.3	-92.5	-41.1
5	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-35.7	-93.5	13.8
5	0.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-48.9	-29.0	111.0
5	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-52.8	36.2	143.2
5	2.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-48.4	154.6	88.4
5	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-43.5	280.6	-42.6
5	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-125.9	-252.4	-113.6
5	0.95	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-121.2	-126.4	14.3
5	1.7	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-121.2	-0.4	28.6
5	2.45	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-121.7	62.2	-17.6
5	3.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-134.9	124.2	-158.4
6	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-127.3	115.6	142.6
6	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-136.8	83.2	51.5
6	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Max	-146.3	43.8	67.3
6	0.2	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-310.5	20.2	0.5
6	1.15	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-323.3	-33.9	1.5
6	2.1	ENVELOPE SLU SLV	Combination	Min	-336.1	-102.4	-13.3



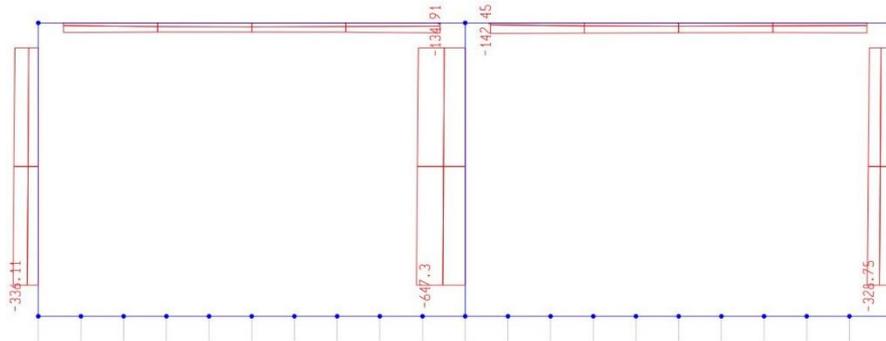
SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	327.2	264.4
02	0.0	0.0	158.2
03	-127.3	115.6	142.6
04	-35.7	280.6	158.4
05	-35.7	0.0	143.2
06	-146.3	115.6	96.2

Di seguito si riporta la tabella relativa alle massime sollecitazioni ottenute per le varie sezioni dimensionanti.

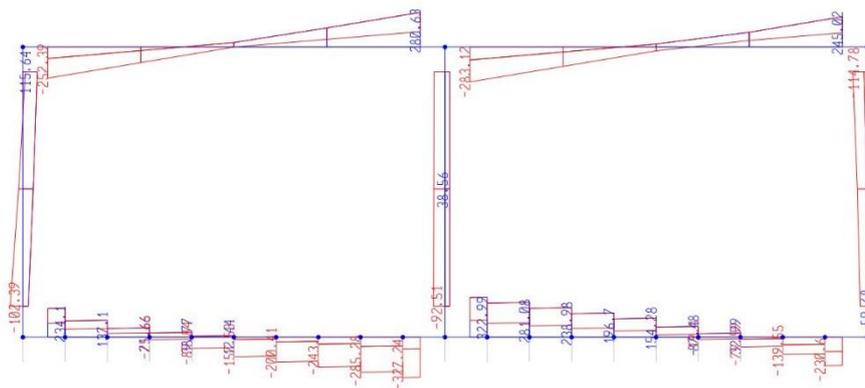
MAX			
SEZIONE	P	V2	M3
01	0.0	327.2	265.8
02	0.0	0.0	158.2
03	-127.3	115.6	142.6
04	-26.4	283.1	165.1
05	-26.4	0.0	144.3
06	-146.3	115.6	96.2



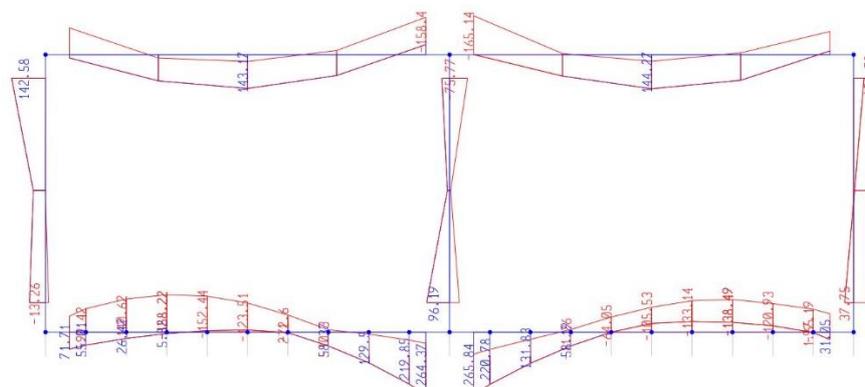
Diagrammi di involucro delle sollecitazioni: ENVELOPE SLU/SLV



Sforzo normale



Taglio



Momento Flettente

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

4.11.2. Involucro SLE (rara)

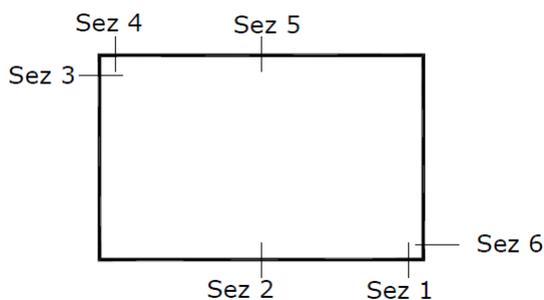
CANNA DESTRA

Text Frame	m Station	Text OutputCase	Text CaseType	Text StepType	KN P	KN V2	KN-m M3
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	209.4	176.8
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	211.2	147.6
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	179.9	147.6
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	184.1	86.3
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	152.6	86.3
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	156.8	34.5
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	125.1	34.5
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	129.4	-6.4
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	97.5	-6.4
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	101.7	-37.4
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	53.6	-37.4
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	57.8	-53.2
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	9.4	-53.2
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	13.6	-54.3
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-35.1	-54.3
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-30.9	-40.6
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-79.5	-40.6
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-75.3	-12.3
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-145.0	-12.3
1	3.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	0.0	-143.3	8.7
1	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	183.9	116.2
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	185.6	90.4
1	0.34	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	154.8	90.4
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	159.0	37.0
1	0.68	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	128.2	37.0
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	132.5	-7.6
1	1.02	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	101.8	-7.6
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	106.1	-47.4
1	1.36	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	75.5	-47.4
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	79.8	-80.2
1	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	34.1	-80.2
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	38.3	-98.7
1	2.04	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-7.2	-98.7
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-3.0	-102.2
1	2.38	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-48.4	-102.2
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-44.2	-90.5
1	2.72	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-89.5	-90.5
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-85.3	-63.6
1	3.06	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-153.6	-63.6
1	3.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	0.0	-151.9	-42.9

ELABORATI GENERALI
 Relazione di calcolo sifone

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 005	A	38 di 85

2	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-185.3	-37.6	-50.0
2	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-194.8	-11.9	-20.7
2	2.1	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-204.3	26.4	7.8
2	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-199.9	-82.3	-91.5
2	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-209.4	-52.8	-33.3
2	2.1	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-218.9	-27.1	-30.2
3	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-34.5	-161.4	-41.4
3	0.95	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-37.2	-80.6	52.9
3	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-39.9	0.2	86.5
3	2.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-42.6	81.0	59.6
3	3.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-45.3	161.9	-27.3
3	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-93.8	-176.0	-97.8
3	0.95	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-91.2	-95.2	2.6
3	1.7	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-88.5	-14.4	41.8
3	2.45	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-91.1	66.4	14.9
3	3.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-93.8	147.2	-73.2
4	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-380.2	7.8	7.0
4	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-389.7	7.8	2.9
4	2.1	ENVELOPE SLERARA	Combination	Max	-399.2	7.8	25.6
4	0.2	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-396.5	-23.8	-19.7
4	1.15	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-406.0	-23.8	-0.4
4	2.1	ENVELOPE SLERARA	Combination	Min	-415.5	-23.8	-7.7



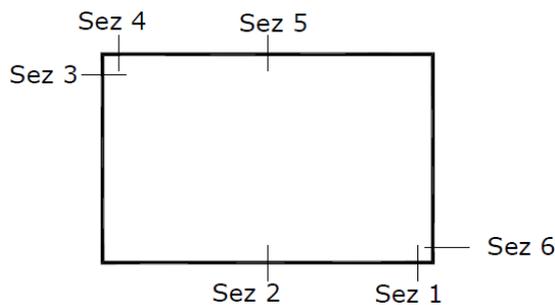
SEZIONE	P	M3
01	0.0	176.8
02	0.0	102.2
03	-185.3	91.5
04	-34.5	97.8
05	-34.5	86.5
06	-204.3	30.2

Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m
	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M3
7	0.2	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	151.6	27.7
7	0.34	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	153.4	7.3
7	0.34	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	87.3	7.3
7	0.68	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	91.6	-22.0
7	0.68	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	48.2	-22.0
7	1.02	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	52.5	-37.8
7	1.02	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	8.8	-37.8
7	1.36	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	13.1	-40.0
7	1.36	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-31.0	-40.0
7	1.7	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-26.7	-28.5
7	1.7	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-71.1	-28.5
7	2.04	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-66.9	-2.5
7	2.04	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-96.8	-2.5
7	2.38	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-92.5	33.0
7	2.38	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-122.7	33.0
7	2.72	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-118.4	78.7
7	2.72	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-148.9	78.7
7	3.06	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-144.6	133.4
7	3.06	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-175.3	133.4
7	3.2	ENVELOPE SLERA	Combinati	Max	0.0	-173.6	159.8
7	0.2	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	141.4	-26.2
7	0.34	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	143.1	-47.0
7	0.34	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	79.6	-47.0
7	0.68	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	83.8	-75.2
7	0.68	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	36.7	-75.2
7	1.02	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	41.0	-88.8
7	1.02	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-6.1	-88.8
7	1.36	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-1.8	-87.9
7	1.36	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-48.7	-87.9
7	1.7	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-44.5	-72.5
7	1.7	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-91.4	-72.5
7	2.04	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-87.1	-43.2
7	2.04	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-118.4	-43.2
7	2.38	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-114.1	-7.2
7	2.38	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-145.3	-7.2
7	2.72	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-141.1	33.8
7	2.72	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-172.3	33.8
7	3.06	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-168.0	83.7
7	3.06	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-199.2	83.7
7	3.2	ENVELOPE SLERA	Combinati	Min	0.0	-197.4	108.1

ELABORATI GENERALI
Relazione di calcolo sifone

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 005	A	40 di 85

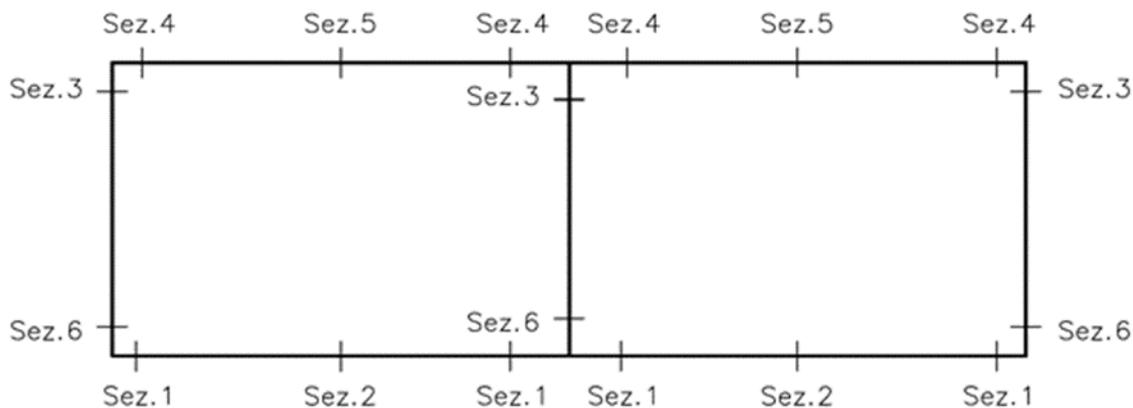
4	0.2	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-380.2	7.8	7.0
4	1.15	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-389.7	7.8	2.9
4	2.1	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-399.2	7.8	25.6
4	0.2	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-396.5	-23.8	-19.7
4	1.15	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-406.0	-23.8	-0.4
4	2.1	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-415.5	-23.8	-7.7
5	0.2	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-41.5	-141.9	-11.1
5	0.95	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-44.2	-61.0	67.9
5	1.7	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-46.8	19.8	86.4
5	2.45	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-49.5	100.6	46.1
5	3.2	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-52.2	181.4	-51.4
5	0.2	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-98.2	-158.6	-69.5
5	0.95	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-95.6	-77.7	16.2
5	1.7	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-92.9	3.1	41.2
5	2.45	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-95.6	83.9	-1.8
5	3.2	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-98.3	164.7	-105.9
6	0.2	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-179.9	84.5	85.0
6	1.15	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-189.4	45.2	28.2
6	2.1	ENVELOPE SLERA Combinati Max	-198.9	-1.0	44.4
6	0.2	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-196.6	29.2	36.0
6	1.15	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-206.1	-3.3	17.4
6	2.1	ENVELOPE SLERA Combinati Min	-215.6	-42.7	1.2



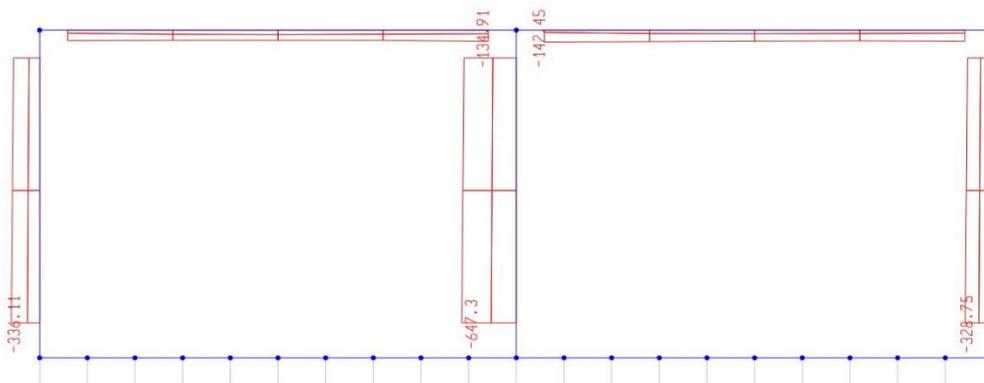
SEZIONE	P	M3
01	0.0	159.8
02	0.0	88.8
03	-179.9	85.0
04	-41.5	105.9
05	-41.5	86.4
06	-198.9	44.4

Di seguito si riporta la tabella relativa alle massime sollecitazioni ottenute per le varie sezioni dimensionanti.

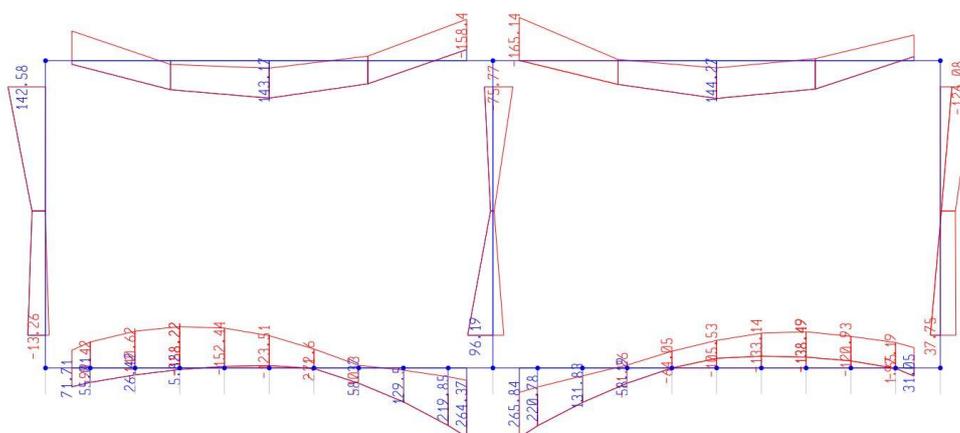
MAX		
SEZIONE	P	M3
01	0.0	176.8
02	0.0	102.2
03	-179.9	91.5
04	-34.5	105.9
05	-34.5	86.5
06	-198.9	44.4



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.

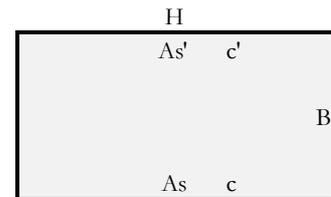
Oggetto:

Sifone BICANNE_INVILUPPO

Sezione n° 01

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	265.8 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	327.2 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	0 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2.5	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1414 mmq/m	14.14 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Mslc	Momento di esercizio [(+)]	176.8 kNm	
Nslc	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq.Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
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	86%
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt.	55%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	243 kN	Coeff.Sfrutt.	135%
Vrd	Taglio ultimo resistente	428 kN	Coeff.Sfrutt.	76%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-50 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	149 Mpa	Coeff.Sfrutt.	41%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-6 Mpa	Coeff.Sfrutt.	33%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	138 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.17 mm	Coeff.Sfrutt.	86%

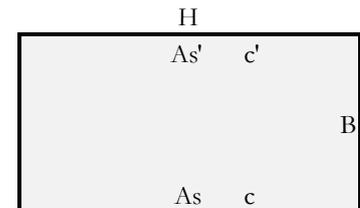
Oggetto:

Sifome BICANNE_INVILUPPO

Sezione n°. 02

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	500 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	430 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	0.0 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	158.2 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2.5	
cotθ	(proiez.ORIZZ.)/(proiez.VERT.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1414 mmq/m	14.14 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	102.2 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	0.0 kN	
wk-lim	Stato limite apertura fessure (Freq,Perm)	0.20 mm	
sigcR-lim	Tensione limite cls comb. Rara	0.60 fck	
sigcP-lim	Tensione limite cls comb. Quasi Perm.	0.45 fck	
sigsR-lim	Tensione limite acc. Comb. Rara	0.80 fyk	

Geometria della Sezione:

Dati di Output:
SLU - Momento e Taglio resistenti

<S-N>	Momento Ultimo resistente dissipativo <S/N>	S	Coeff.Sfrutt.Max	45%
Mrd	Momento ultimo resistente	483 kNm	Coeff.Sfrutt.	33%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	243 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	428 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	3 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-22 Mpa	Coeff.Sfrutt.	6%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	86 Mpa	Coeff.Sfrutt.	24%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-3 Mpa	Coeff.Sfrutt.	16%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	142 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.09 mm	Coeff.Sfrutt.	45%

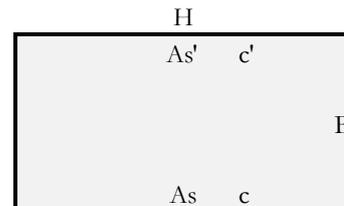
Oggetto:

Sifome BICANNE_INVILUPPO

Sezione n° 03

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000	mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400	mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70	mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70	mm	
d	Altezza utile = H-c	330	mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30	MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450	MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-127.3	kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	142.6	kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	115.6	kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0	kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16		
Fi2	2° diametro armatura tesa			
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10		
n2	N°. Barre 2° armatura tesa			
As'	Armatura superiore compressa	2011	mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2011	mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe		mm	
s. Staffe	Passo staffe	200	mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2.5		
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0	[range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°		
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0	mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R		
Msl	Momento di esercizio [(+)]	91.5	kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-179.9	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	61%
Mrd	Momento ultimo resistente	260	kNm	Coeff.Sfrutt. 55%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	201	kN	Coeff.Sfrutt. 57%
Vrd	Taglio ultimo resistente	201	kN	Coeff.Sfrutt. 57%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0	kNm	Coeff.Sfrutt.

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-36	Mpa	Coeff.Sfrutt. 10%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	114	Mpa	Coeff.Sfrutt. 32%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5	Mpa	Coeff.Sfrutt. 28%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0	Mpa	
Mcr	Momento di prima fessurazione	100	kNm	
wk	Ampiezza di fessura	0.12	mm	Coeff.Sfrutt. 61%

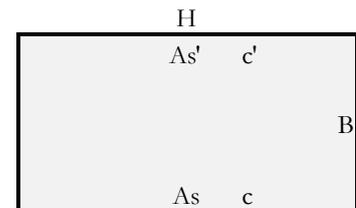
Oggetto:

Sifone BICANNE_INVILUPPO

Sezione n°. 04

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-26.4 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	165.1 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	283.1 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	3142 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2.5	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1414 mmq/m	14.14 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msl	Momento di esercizio [(+)]	105.9 kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-34.5 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	86%
Mrd	Momento ultimo resistente	363 kNm	Coeff.Sfrutt.	45%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	219 kN	Coeff.Sfrutt.	130%
Vrd	Taglio ultimo resistente	329 kN	Coeff.Sfrutt.	86%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	2 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-31 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	114 Mpa	Coeff.Sfrutt.	32%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-5 Mpa	Coeff.Sfrutt.	26%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	96 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.12 mm	Coeff.Sfrutt.	58%

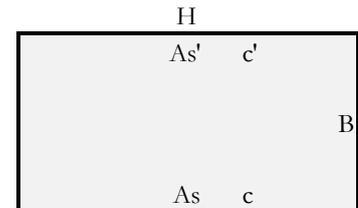
Oggetto:

Sifome BICANNE_INVILUPPO

Sezione n°. 05

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-26.4 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	144.3 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	0.0 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	20	
Fi2	2° diametro armatura tesa		
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10	
n2	N°. Barre 2° armatura tesa		
As'	Armatura superiore compressa	2655 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	3142 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	12 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2.5	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	1414 mmq/m	14.14 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msle	Momento di esercizio [(+)]	86.5 kNm	
Nsle	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-34.5 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	44%
Mrd	Momento ultimo resistente	363 kNm	Coeff.Sfrutt.	40%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	219 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Vrd	Taglio ultimo resistente	329 kN	Coeff.Sfrutt.	0%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	2 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-27 Mpa	Coeff.Sfrutt.	7%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	92 Mpa	Coeff.Sfrutt.	26%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-4 Mpa	Coeff.Sfrutt.	22%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	95 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.09 mm	Coeff.Sfrutt.	44%

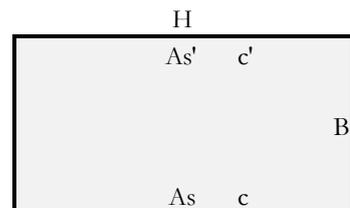
Oggetto:

Sifome BICANNE_INVILUPPO

Sezione n° 06

Dati di Input:

B	Base sezione rettangolare	1000 mm	
H	Altezza sezione rettangolare	400 mm	
c'	Copriferro armatura sup. compressa	70 mm	
c	Copriferro armatura inf. Tesa	70 mm	
d	Altezza utile = H-c	330 mm	
fck	Resistenza caratt. Cilindrica calcestruzzo	30 MPa	
fyk	Resistenza caratt. Snervamento acciaio	450 MPa	
Ned	Sforzo normale di calcolo [(+)Trazione]	-146.3 kN	
Med	Momento flettente di calcolo [(+)]	96.2 kNm	
Ved	Taglio di calcolo [(+)]	115.6 kN	
Ted	Torsione di calcolo [(+)]	0 kNm	
Fi1	1° diametro armatura tesa	16	
Fi2	2° diametro armatura tesa	0	
n1	N°. Barre 1° armatura tesa	10 Armatura tesa filante	2011 mmq
n2	N°. Barre 2° armatura tesa	0 Armatura di raffittim.	0 mmq
As'	Armatura superiore compressa	2011 mmq	
As	Armatura inferiore tesa	2011 mmq	
Fi Staffe	Diametro staffe	0 mm	
s. Staffe	Passo staffe	200 mm	
bracci	Numero Bracci staffe	2.5	
cotθ	(proiez.orizz.)/(proiez.vert.) puntone cls	2.0 [range: 1,0-2,5]	
alpha	angolo staffe/piegati rispetto all'orizzontale	90.0°	
Asw	Area a taglio per unità di lunghezza	0 mmq/m	0.00 cmq/m
<R-F-P>	Combinaz. SLE (rara,frequente,qperm)	R	
Msl	Momento di esercizio [(+)]	44.4 kNm	
Nsl	Sforzo normale di esercizio [(+)Trazione]	-198.9 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	263 kNm	Coeff.Sfrutt.	37%
Vrd	Taglio ultimo resistente senza staffe	204 kN	Coeff.Sfrutt.	57%
Vrd	Taglio ultimo resistente	204 kN	Coeff.Sfrutt.	57%
Trd	Momento torcente ultimo resistente	0 kNm	Coeff.Sfrutt.	

SLE - Tensioni e ampiezza fessure

Sigs-sup	Tensione barre superiori [(-)Compresso]	-22 Mpa	Coeff.Sfrutt.	6%
Sigs-inf	Tensione barre inferiori [(+)Teso]	31 Mpa	Coeff.Sfrutt.	9%
Sigc-sup	Tensione cls superiore [(-)Compresso]	-2 Mpa	Coeff.Sfrutt.	14%
Sigc-inf	Tensione cls inferiore [non reag.Trazione]	0 Mpa		
Mcr	Momento di prima fessurazione	101 kNm		
wk	Ampiezza di fessura	0.03 mm	Coeff.Sfrutt.	17%

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	55%	33%	55%	45%	40%	37%
SLU	Ved/Vrd	76%	0%	57%	86%	0%	57%
SLE	(sigse/sigsr)s	14%	6%	10%	9%	7%	6%
SLE	(sigse/sigsr)i	41%	24%	32%	32%	26%	9%
SLE	(sigce/sigcr)s	33%	16%	28%	26%	22%	14%
SLE	wk/wklim	86%	45%	61%	58%	44%	17%
	MAX	86%	45%	61%	86%	44%	57%
	MAX	86%					

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

.4.13. ARMATURA DI RIPARTIZIONE

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

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

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

dove:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

prospetto 7.2N

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

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

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:
 $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5$; $(h - d) = 0,1 h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$ 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 trasv	14 mm	< F_s	Verifica soddisfatta
passo barre trasversali	passo	100 mm		
N.strati barre trasvers. (sup.+inf.+intermedi)	n.strati	2		
Area barre trasversali	A_s	3079 mm ²		
stato tensionale barre dopo fessurazione	σ_s	376 mm ²	< f_{yk}	Verifica soddisfatta
ϕ barre da tabella 7.2N x σ_s e $w_k=0,2$ mm	ϕ^*s	8 mm		
altezza zona tesa prima della fessurazione	h_{cr}	400 mm		
altezza totale sezione	h	400 mm		
copriferro (asse barre)	c	50 mm		
altezza utile sezione	d	350 mm		
diametro massimo modificato utilizzabile	ϕ_s	32 mm	(= F_s)	

4.14. RIEPILOGO ARMATURE

A seguire il riepilogo delle armature del tombino:

Pareti di spessore	40 cm		
con armatura principale esterna	F16 /100		2011 mm ²
con armatura principale interna	F16 /100		2011 mm ²
Soletta superiore di spessore	40 cm		
con armatura principale superiore	F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore	F20 /100		3142 mm ²
Soletta inferiore di spessore	50 cm		
con armatura principale superiore	F20 /100		3142 mm ²
con armatura principale inferiore	F20 /100		3142 mm ²

Le pareti non hanno armatura a taglio.

La soletta superiore necessita di armatura a taglio **F12 /200** dir.princ. /400 dir.trasv.

La soletta inferiore necessita di armatura a taglio **F12 /200** dir.princ. /400 dir.trasv.

(Le armature a taglio sono state disposte ove non risultano soddisfatte le verifiche con *Vrd* senza armatura a taglio)

Le armature di ripartizione sono:

	Armature di ripartizione:	Area:	% Arm. principale:
Pareti	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	77% di 4021 mm ²
Soletta superiore	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	49% di 6283 mm ²
Soletta inferiore	F14 /100 2 strati	3078.8 mm ²	49% di 6283 mm ²

Incidenza armature:

Larghezza utile	Lint	3.00 m	Spessore piedritti	Sp	0.40 m
Altezza libera	Hint	2.00 m	Spessore soletta	Ss	0.40 m
incidenza sovrapp.		20%	Spessore fondazione	Sf	0.50 m
			copriferro	c	0.07 m

Elem.	Ø1 sup/int [mm]	pass1 [mm]	Ø2 sup/int [mm]	pass2 [mm]	Ø3 inf/ext [mm]	pass3 [mm]	Ø4 inf/ext [mm]	pass4 [mm]	Øleg [mm]	Øleg pass1 [mm]	Øleg pass2 [mm]
piedritto	16	100	0	1000	16	100	0	1000	0	1000	1000
soletta	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	200	400
fondaz.	20	100	0	1000	20	100	0	1000	12	200	400
ripartiz.	14	100	x	2 strati							
Elem.	LØ [m]	Lleg [mm]	Vol [m ³]	Peso [kg]	incid [kg/m ³]	Inc%					
piedritto	3.28	0.46	0.8	124	155	22%					
soletta	4.18	0.46	1.5	271	178	24%					
fondaz.	4.38	0.56	1.9	288	151	25%					
ripartiz.			5.0	336	67	29%					
TOTALE			5.0	1143	228	100%					

5. VERIFICHE GEOTECNICHE
5.1. 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	1395.81	80.42	145.51
SLU01	1395.81	80.42	145.51
SLU02	1395.81	44.07	103.57
SLU02	1395.81	44.07	103.57
SLU03	1395.81	44.07	103.57
SLU03	1395.81	44.07	103.57
SLU04	1395.81	117.85	183.97
SLU04	1395.81	117.85	183.97
SLU05	1395.81	80.42	145.51
SLU05	1395.81	80.42	145.51
SLU06	1085.72	36.34	41.93
SLU06	1085.72	36.34	41.93
SLU07	1395.81	117.85	183.97
SLU07	1395.81	117.85	183.97
SLU08	746.15	73.78	80.40
SLU08	746.15	73.78	80.40
SLU09	1395.81	73.78	80.40
SLU09	1395.81	73.78	80.40
SLU10	1395.81	-73.78	-80.40
SLU10	1395.81	-73.78	-80.40
SLU11	1333.79	-8.37	-4.92
SLU11	1333.79	-8.37	-4.92
SLU12	1333.79	-8.37	-4.92
SLU12	1333.79	-8.37	-4.92
SLU13	1302.78	32.08	94.46
SLU13	1302.78	32.08	94.46
SH1	807.82	-209.49	-385.42
SH1	807.82	-209.49	-385.42
SH2	770.04	-209.49	-385.42
SH2	770.04	-209.49	-385.42
SH3	807.82	-49.95	-201.30
SH3	807.82	-49.95	-201.30
SH4	770.04	-49.95	-201.30
SH4	770.04	-49.95	-201.30
SV1	725.96	-55.08	-101.58
SV1	725.96	-55.08	-101.58

ELABORATI GENERALI
 Relazione di calcolo sifone

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NN1X	00	D 78	CL IN0000 005	A	54 di 85

SV2	851.89	-55.08	-101.58
SV2	851.89	-55.08	-101.58
SV3	725.96	-7.22	-46.34
SV3	725.96	-7.22	-46.34
SV4	851.89	-7.22	-46.34
SV4	851.89	-7.22	-46.34
SLU14	1395.81	37.63	101.55
SLU14	1395.81	37.63	101.55
SLU15	1395.81	1.29	59.62
SLU15	1395.81	1.29	59.62
SLU16	1395.81	1.29	59.62
SLU16	1395.81	1.29	59.62
SLU17	1395.81	60.09	124.63
SLU17	1395.81	60.09	124.63
SLU18	1395.81	22.66	86.16
SLU18	1395.81	22.66	86.16
SLU19	1085.72	-21.42	-17.41
SLU19	1085.72	-21.42	-17.41
SLU20	1395.81	60.09	124.63
SLU20	1395.81	60.09	124.63
SLU21	746.15	16.02	21.05
SLU21	746.15	16.02	21.05
SLU22	1395.81	16.02	21.05
SLU22	1395.81	16.02	21.05
SLU23	1395.81	-116.56	-124.36
SLU23	1395.81	-116.56	-124.36
SLU24	1333.79	-51.15	-48.88
SLU24	1333.79	-51.15	-48.88
SLU25	1333.79	-51.15	-48.88
SLU25	1333.79	-51.15	-48.88
SLU26	1302.78	-10.71	50.50
SLU26	1302.78	-10.71	50.50
SV5	725.96	-97.87	-145.54
SV5	725.96	-97.87	-145.54
SV6	851.89	-97.87	-145.54
SV6	851.89	-97.87	-145.54
SV7	725.96	-50.01	-90.30
SV7	725.96	-50.01	-90.30
SV8	851.89	-50.01	-90.30
SV8	851.89	-50.01	-90.30
SH5	807.82	-252.28	-429.38
SH5	807.82	-252.28	-429.38
SH6	770.04	-252.28	-429.38
SH6	770.04	-252.28	-429.38
SH7	807.82	-92.73	-245.25
SH7	807.82	-92.73	-245.25
SH8	770.04	-92.73	-245.25
SH8	770.04	-92.73	-245.25

Le terne di sollecitazioni N-H-M utilizzate nelle verifiche sono le seguenti, inviluppate per combinazioni

SLU e per combinazioni SLV:

SLU	
Nmax	1395.81 kN/m
Nmin	746.15 kN/m
Hmax	117.85 kN/m
Mmax	183.97 kNm/m
SLV	
Nmax	851.89 kN/m
Nmin	725.96 kN/m
Hmax	252.28 kN/m
Mmax	429.38 kNm/m

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

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

D = Profondità del piano di appoggio

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

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

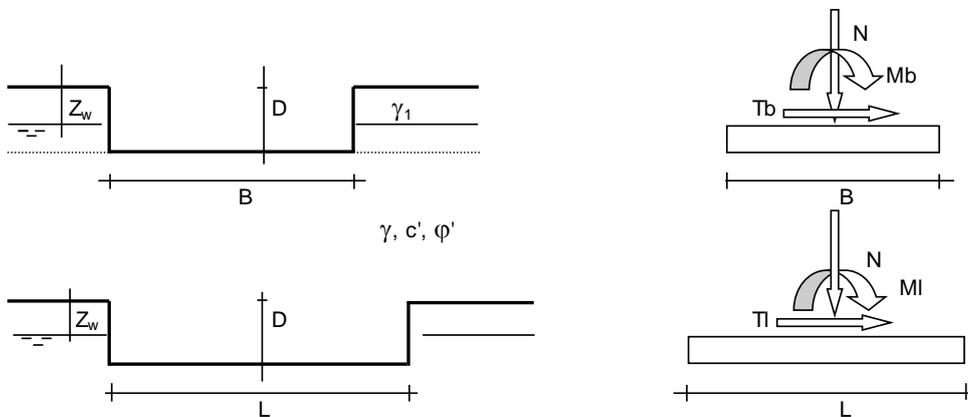
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

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

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

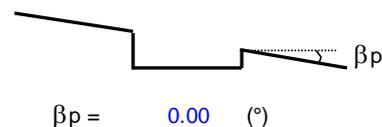
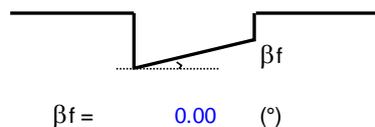
coefficienti parziali

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



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

B = 7.20 (m)
L = 100.00 (m)
D = 5.65 (m)



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

CONDIZIONI DRENATE (TENSIONI EFFICACI):

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

CONDIZIONI NON DRENATE (TENSIONI TOTALI):

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

Le seguenti verifiche geotecniche sono distinguibili per:

- Verifiche per combinazioni in fase statica e verifiche per combinazione in fase sismica;
- Verifiche in condizioni drenate e verifiche in condizioni non drenate (in presenza di falda);
- Verifiche per sforzo normale minimo e verifiche per sforzo normale massimo.

5.2. Verifiche SLU in condizioni drenate

- **SLU-Nmin:**

	AZIONI		Valori di calcolo
	valori di input		
	permanenti	temporanee	
N [kN]	746.15		746.15
Mb [kNm]	183.97		183.97
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	117.85		117.85
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	117.85	0.00	117.85

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 22.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 22.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10.00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0.25 \quad (\text{m})$$

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

$$B^* = 6.71 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 113.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 14.04 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 7.82$$

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

$$N_c = 16.88$$

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

$$N_\gamma = 7.13$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

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

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_\gamma = 1.00$$

 i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

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

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

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

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

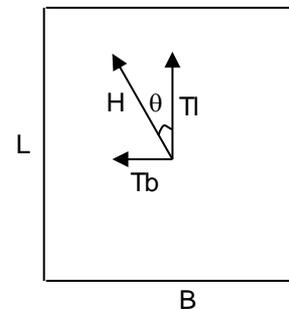
$$i_q = 0.71$$

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

$$i_c = 0.67$$

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

$$i_\gamma = 0.60$$


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

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

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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = \quad 1.00$$

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

$$b_c = \quad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1.00$$

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

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

$$g_q = \quad 1.00$$

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

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 969.26 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 111.25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 421.42 \geq q = 111.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 314.88 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 286.25 \geq H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

- SLU-Nmax:

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1395.81		1395.81
Mb [kNm]	183.97		183.97
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	117.85		117.85
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	117.85	0.00	117.85

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 20.00$ (kN/mc)

$\gamma = 18.00$ (kN/mc)

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$c' = 2.00$ (kN/mq)

$\phi' = 22.00$ (°)

Valori di progetto

$c' = 2.00$ (kN/mq)

$\phi' = 22.00$ (°)

Profondità della falda

$Z_w = 10.00$ (m)

$e_B = 0.13$ (m)

$e_L = 0.00$ (m)

$B^* = 6.94$ (m)

$L^* = 1.00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 113.00$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 14.04$ (kN/mc)

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$N_q = 7.82$

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

$N_c = 16.88$

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

$N_\gamma = 7.13$

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)

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

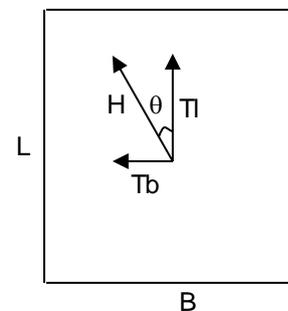
$$i_q = 0.84$$

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

$$i_c = 0.82$$

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

$$i_\gamma = 0.77$$


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

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

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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = \quad 1.00$$

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

$$b_c = \quad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \quad 1.00$$

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

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

$$g_q = \quad 1.00$$

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

$$g_c = \quad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \quad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \quad 1148.20 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \quad 201.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 499.22 \geq q = 201.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 577.82 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 525.29 \geq H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

5.3. Verifiche SLU in condizioni non drenate

- **SLU-Nmin:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	746.15		746.15
Mb [kNm]	183.97		183.97
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	117.85		117.85
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	117.85	0.00	117.85

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.25 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.71 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 113.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

sc : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

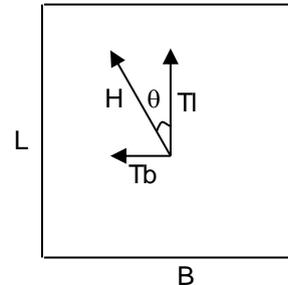
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.88$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.56$$

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

$$q_{lim} = 498.75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 111.25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 216.85 \geq q = 111.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 368.88 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 335.34 \geq H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

- **SLU-Nmax:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	1395.81		1395.81
Mb [kNm]	183.97		183.97
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	117.85		117.85
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	117.85	0.00	117.85

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.13 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.94 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 113.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

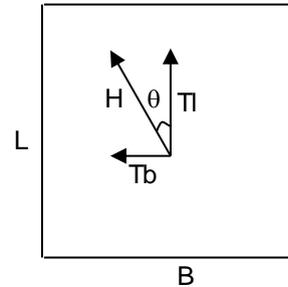
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.88$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.56$$

 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

$$q_{lim} = 500.57 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 201.23 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 217.64 \geq q = 201.23 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 381.50 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 346.82 \geq H_d = 117.85 \text{ (kN)}$$

.6.4. Verifiche SLV in condizioni drenate

- **SLV-Nmin:**

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	725.96		725.96
Mb [kNm]	429.38		429.38
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	252.28		252.28
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	252.28	0.00	252.28

Peso unità di volume del terreno

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 2.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 2.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 22.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10.00 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.59 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 0.00 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 113.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 14.04 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 7.82$$

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

$$N_c = 16.88$$

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

$$N_\gamma = 7.13$$

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)

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

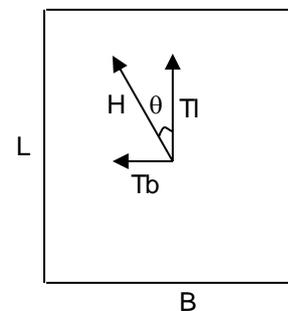
$$i_q = 0.43$$

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

$$i_c = 0.35$$

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

$$i_\gamma = 0.28$$


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

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

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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = \qquad 1.00$$

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

$$b_c = \qquad 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = \qquad 1.00$$

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

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

$$g_q = \qquad 1.00$$

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

$$g_c = \qquad 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = \qquad 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = \qquad 577.75 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = \qquad 120.65 \qquad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 251.19 \geq q = 120.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 305.34 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 277.58 \geq H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax :

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	851.89		851.89
Mb [kNm]	429.38		429.38
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	252.28		252.28
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	252.28	0.00	252.28

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 22.00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 2.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 22.00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 10.00 \quad (\text{m})$$

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

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

$$B^* = 6.19 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 113.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 14.04 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c, N_q, N_γ : coefficienti di capacità portante

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

$$N_q = 7.82$$

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

$$N_c = 16.88$$

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

$$N_\gamma = 7.13$$

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)

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

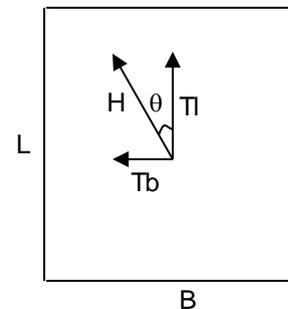
$$i_q = 0.50$$

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

$$i_c = 0.42$$

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

$$i_\gamma = 0.35$$


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

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

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

$$d_q = 1.44$$

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

$$d_c = 1.51$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

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

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

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

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

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

$$g_q = 1.00$$

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

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 673.19 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 137.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 292.69 \geq q = 137.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 356.57 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 324.15 \geq H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

.6.5. Verifiche SLV in condizioni non drenate

- **SLV-Nmin** :

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	725.96		725.96
Mb [kNm]	429.38		429.38
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	252.28		252.28
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	252.28	0.00	252.28

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.59 \quad (\text{m})$$

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

Valore di progetto

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 113.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

Nc : coefficiente di capacità portante

$$Nc = 2 + \pi$$

$$Nc = 5.14$$

sc : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

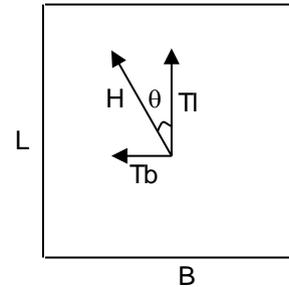
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.70$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.56$$

 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

$$q_{lim} = 422.85 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 120.65 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 183.85 \geq q = 120.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

Carico agente

$$H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 330.94 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 300.85 \geq H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

- SLV-Nmax :

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	851.89		851.89
Mb [kNm]	429.38		429.38
MI [kNm]	0.00		0.00
Tb [kN]	252.28		252.28
TI [kN]	0.00		0.00
H [kN]	252.28	0.00	252.28

Peso unità di volume del terreno

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

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

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

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

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

Valore di progetto

$$c_u = 20.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 6.19 \quad (\text{m})$$

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

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 113.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

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

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

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

$$s_c = 1.00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

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

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

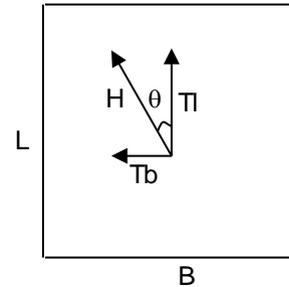
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 0.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 2.00$$

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

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

$$i_c = 0.71$$


 d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

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

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

$$d_c = 1.56$$

 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

$$q_{lim} = 426.54 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

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

$$q = 137.58 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 185.45 \geq q = 137.58 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

VERIFICA A SCORRIMENTO
Carico agente

$$H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

Azione Resistente

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

$$S_d = 340.56 \text{ (kN)}$$

Verifica di sicurezza allo scorrimento

$$S_d / \gamma_R = 309.6 \geq H_d = 252.28 \text{ (kN)}$$

.6.6. Tabella verifiche geotecniche GEO

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

<u>VERIFICHE GEO</u>			
	Q_{lim}	Scorr	Esito
SLU-CD_Nmin	26%	41%	OK
SLU-CD_Nmax	40%	22%	OK
SLV-CD_Nmin	48%	91%	OK
SLV-CD_Nmax	47%	78%	OK
SLU-CND_Nmin	51%	35%	OK
SLU-CND_Nmax	92%	34%	OK
SLV-CND_Nmin	66%	84%	OK
SLV-CND_Nmax	74%	81%	OK

.6.7. Sollevamento per galleggiamento UPL

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