

**STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA"**  
**Adeguamento della piattaforma stradale e messa in  
sicurezza dal km 56+000 al km 64+000**  
**Stralcio 1 da pk 0+000 a pk 1+900**

**PROGETTO ESECUTIVO**

COD. **RM 368**

PROGETTAZIONE: R.T.I.: PROGER S.p.A. (capogruppo mandataria)  
PROGIN S.p.A.  
S.I.N.A. S.p.A. – BRENG S.r.l.

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:  
Dott. Ing. Antonio GRIMALDI (Progin S.p.A.)  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Napoli n. 23799

CAPOGRUPPO MANDATARIA:



IL GEOLOGO:  
Dott. Geol. Gianluca PANDOLFI ELMI (Progin S.p.A.)  
Ordine dei Geologi Regione Umbria n. 467



Direttore Tecnico:  
Dott. Ing. Lorenzo INFANTE

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:  
Dott. Ing. Michele CURIALE (Progin S.p.A.)



VISTO: IL RESPONSABILE UNICO DEL PROGETTO  
Dott. Ing. Paolo NARDOCCI



PROTOCOLLO

DATA

\_\_\_\_\_ 202\_

**OPERE D'ARTE MINORI - TOMBINI**

Tombino 4x2 pk 1+632 – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T01TM13STRRE01C

REVISIONE

SCALA:

D	P	R	M	3	6	8	E	2	3
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

CODICE  
ELAB.

T	0	1	T	M	1	3	S	T	R	R	E	0	1
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

C
---

-

C	Emissione a seguito di validazione e istruttoria ANAS	01/2024	M. Boccardi	P.Valente	L. Infante
B	Emissione a seguito istruttoria ANAS	05/2023	E. Abbasciano	P.Valente	L. Infante
A	Prima emissione	09/2022	E. Abbasciano	P.Valente	L. Infante
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## Sommario

<b>1</b>	<b><i>PREMESSA</i></b> .....	<b>1</b>
1.1	Descrizione dell'opera .....	1
<b>2</b>	<b><i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i></b> .....	<b>4</b>
2.1	Elaborati di riferimento.....	4
<b>3</b>	<b><i>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</i></b> .....	<b>5</b>
3.1	Classe di esposizione e copriferri.....	5
3.2	Calcestruzzo strutture (C32/40) .....	6
3.3	Calcestruzzo cordoli portabarriera .....	7
3.4	Acciaio per barre d'armatura (B450C) .....	7
<b>4</b>	<b><i>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</i></b> .....	<b>8</b>
4.1	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici .....	8
4.2	Interazione Terreno-Fondazione.....	10
<b>5</b>	<b><i>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</i></b> .....	<b>11</b>
<b>6</b>	<b><i>CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI</i></b> .....	<b>15</b>
6.1	VERIFICHE ALLO SLU .....	15
6.1.1	Pressoflessione .....	15
6.1.2	Taglio.....	16
6.2	VERIFICA SLE.....	17
6.2.1	Verifiche alle tensioni.....	17
6.2.2	Verifiche a fessurazione .....	18
<b>7</b>	<b><i>COMBINAZIONI DI CARICO</i></b> .....	<b>19</b>
<b>8</b>	<b><i>SOFTWARE DI CALCOLO</i></b> .....	<b>24</b>
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI .....	24
8.2	UNITÀ DI MISURA .....	24
8.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE.....	24

---

8.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO .....	24
8.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE .....	24
8.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI.....	25
8.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO.....	25
<b>9</b>	<b>POZZETTO 4.6 M X 6.1 M .....</b>	<b>26</b>
9.1	GEOMETRIA .....	26
9.2	MODELLO DI CALCOLO .....	28
9.2.1	Valutazione della rigidità delle molle.....	29
9.3	ANALISI DEI CARICHI .....	30
9.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati .....	30
9.3.2	Spinta del terreno sulle pareti.....	31
9.3.3	Sovraccarico laterale .....	32
9.3.4	Azione Termica .....	32
9.3.5	Azione sismica inerziale .....	33
9.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	34
9.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	39
9.5.1	Verifica piedritti spessore 30cm .....	39
9.5.2	Verifica piedritti spessore 60cm .....	40
9.5.3	Verifica piedritti spessore 80cm .....	42
9.5.4	Verifica soletta di fondazione .....	43
9.6	ARMATURA.....	45
9.6.1	Incidenza armature .....	45
9.7	VERIFICA FONDAZIONE.....	46
9.7.1	Verifica portanza.....	46
<b>10</b>	<b>SCATOLARE 4M X 2M .....</b>	<b>53</b>
10.1	GEOMETRIA .....	53
10.2	MODELLO DI CALCOLO .....	54
10.2.1	Valutazione della rigidità delle molle.....	55
10.3	ANALISI DEI CARICHI.....	56

10.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati .....	56
10.3.2	Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente .....	57
10.3.3	Ripartizione dei carichi mobili verticali.....	57
10.3.4	Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=20$ kN/m .....	59
10.3.5	Frenatura .....	61
10.3.6	Variazione termica .....	61
10.3.7	Ritiro differenziale della soletta di copertura .....	62
10.3.8	Azione sismica inerziale .....	64
10.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	66
10.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	69
10.5.1	Verifica soletta inferiore.....	69
10.5.2	Verifica soletta superiore .....	73
10.5.3	Verifica piedritti.....	77
10.5.4	Tabella riassuntiva armature.....	82
10.5.5	Incidenza armature .....	82
10.6	VERIFICA FONDAZIONE.....	83
10.6.1	Verifica portanza.....	83
<b>11</b>	<b>SEZIONE AD U .....</b>	<b>89</b>
11.1	GEOMETRIA .....	89
11.2	MODELLO DI CALCOLO .....	90
11.2.1	Valutazione della rigidezza delle molle.....	91
11.3	ANALISI DEI CARICHI.....	92
11.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati .....	92
11.3.2	Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente .....	92
11.3.3	Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=5$ kN/m.....	93
11.3.4	Variazione termica .....	94
11.3.5	Azione sismica inerziale .....	95
11.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	97
11.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A. ....	100
11.5.1	Verifica soletta inferiore.....	100

11.5.2	Verifica piedritti.....	104
11.5.3	Verifica piedritti del muro a L .....	108
11.5.4	Tabella riassuntiva armature.....	109
11.5.5	Incidenza armature .....	109
11.6	VERIFICA FONDAZIONE.....	110
11.6.1	Verifica portanza.....	110
<b>12</b>	<b>MURETTO PORTA BARRIERA .....</b>	<b>115</b>

## 1 PREMESSA

Nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento di adeguamento della piattaforma stradale e messa in sicurezza della STRADA STATALE 4 "VIA SALARIA" dal km 56+000 al km 64+000, è prevista la realizzazione di una struttura interrata comprensiva di uno scatolare stradale, muro di imbocco e pozzetto.

### 1.1 Descrizione dell'opera

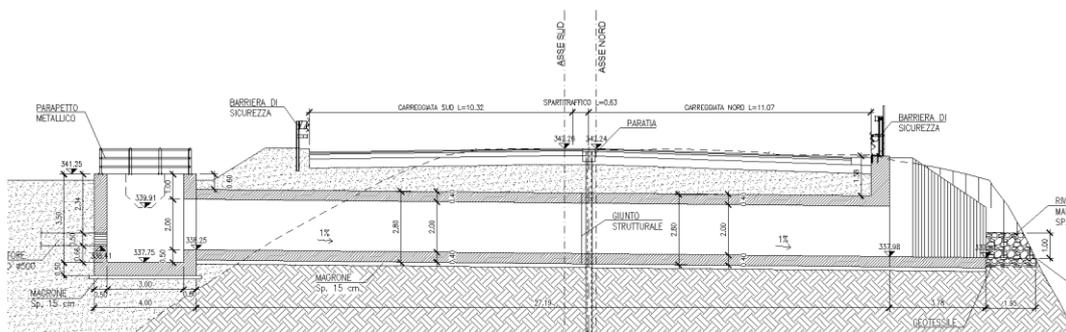
Le strutture oggetto di dimensionamento, sono riepilogate nella seguente tabella:

<b>Opera:</b>	<b>Dimensione in pianta:</b>	<b>Dimensione in elevazione:</b>
Pozzetto	4.6m x 6.1m	
Scatolare stradale		4m x 2m
Muro ad U		4,24 m

L'opera oggetto della relazione ha l'obiettivo di regimentare le acque meteoriche. Per realizzare il pozzetto, lo scatolare ed i muri di sostegno si realizzano delle opere di tipo provvisorio che servono sia per sostenere gli scavi, sia per non interrompere il flusso veicolare. In particolare le fasi che caratterizzano tale costruzione prevedono:

- Una prima fase in cui si realizzano le paratie provvisorie (lato pozzetto e lato scatolare) per garantire il traffico veicolare spostandolo provvisoriamente a destra e permettendo di realizzare il pozzetto e la parte sinistra dello scatolare
- Una seconda fase in cui si demolisce il tirante della paratia (lato scatolare) e si effettua un pre-scavo con realizzazione del tirante dal lato opposto, in modo da realizzare la parte destra dello scatolare e spostare il flusso veicolare a sinistra.

Allo scopo di individuare dei modelli di calcolo rappresentativi delle diverse situazioni presenti in termini di ricoprimento e di luce netta, sono state effettuate alcune valutazioni di calcolo relativamente alla pressione complessiva in asse alla soletta di copertura per effetto del terreno di ricoprimento e dei carichi variabili sul piano stradale opportunamente diffusi, secondo i criteri già esposti nei paragrafi successivi. Nel seguito si riportano alcune immagini rappresentative delle sezioni oggetto di analisi:



**Figura 1- Profilo longitudinale**

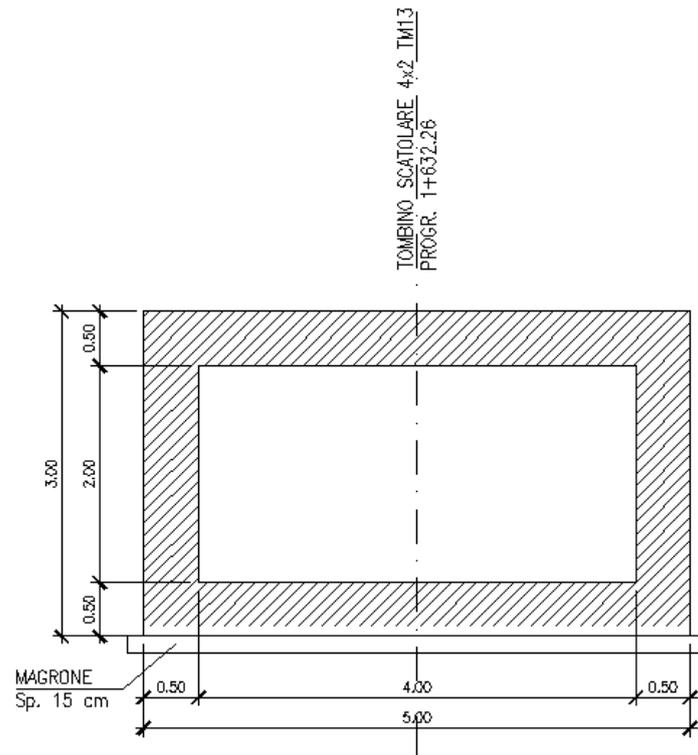


Figura 2- Sezione tombino

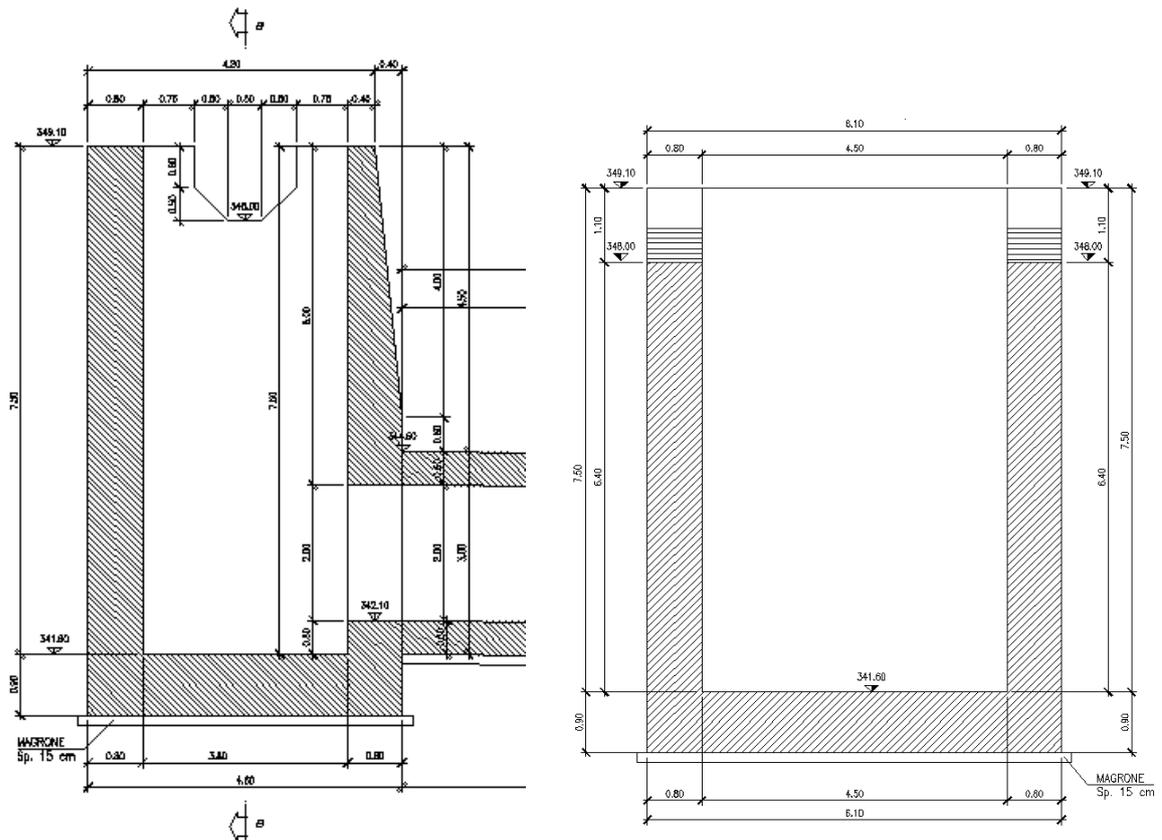


Figura 3- sezioni pozzetto

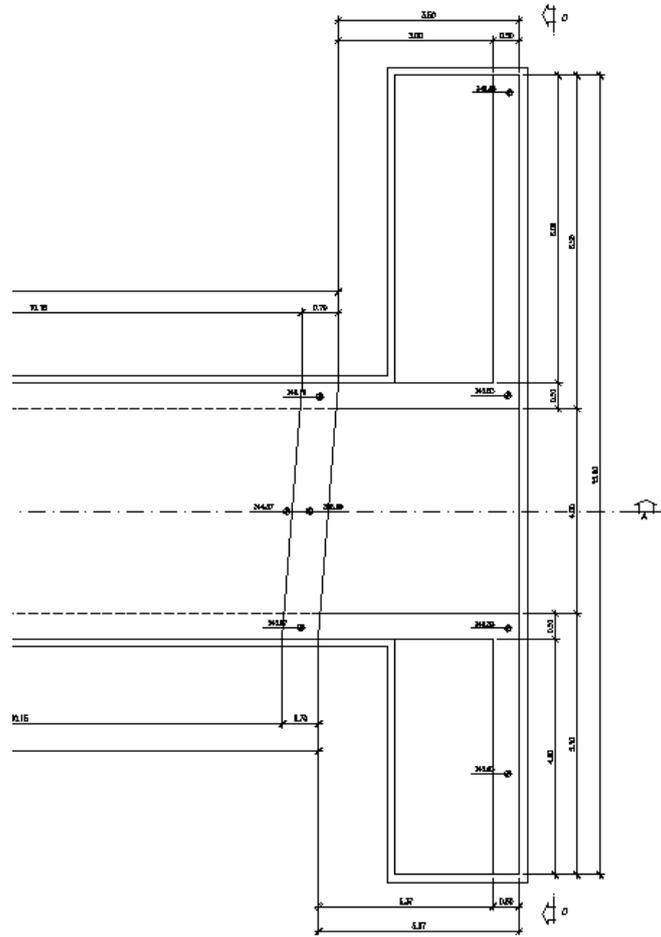


Figura 4- Pianta muro ad U

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Si riporta nel seguito l’elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- D.M. 17 gennaio 2018 - *Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC)*;
- Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 - *Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018*;
- UNI EN 1992-1-1 - *Progettazione delle strutture di calcestruzzo*;
- UNI EN 206-1-2014 - *Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità*.
- UNI 11104\_2016: *Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 206-1*
- Decreto Protezione Civile 21 ottobre 2003: Disposizioni attuative dell’art. 2, commi 2, 3 e 4, dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003.
- OPCM 20 marzo 2003 n. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- OPCM 3 maggio 2005 n. 3431: Ulteriori modifiche ed integrazioni dell’ordinanza del Presidente del consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 recante “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- OPCM 8 luglio 2004 n. 3362: Modalità di attivazione del Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell’art. 32-bis del decreto legge 30 settembre 2003 n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003 n. 326.
- OPCM 28 aprile 2006: Criteri generali per l’individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l’aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.
- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii..
- Raccomandazioni AGI (1977);
- Modalità Tecniche ANISG (1977).
- Quaderni tecnici ANAS

### 2.1 Elaborati di riferimento

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l’insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all’opera in esame e riportati in elenco elaborati:

T01TM13STRDI01  
T01TM13STRDI02  
T01TM13STRCP01  
T01TM13STRCA01  
T01TM13STRAR02  
T01TM13STRAR01

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell’ambito del presente documento:

#### 3.1 Classe di esposizione e copriferri

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma, si definiscono di seguito le classi di esposizione del calcestruzzo delle diverse parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- XC4 – XF1;

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
<small>Nota: Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.</small>						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e scaricchi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla saliscine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti*</b>						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti. Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo, ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo, ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di deionizzazione. Contentori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	

\* Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:  
- moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;  
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.  
\*\* Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

#### Classi di esposizione secondo norma

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare		Cloruri provenienti da altre fonti		XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3						
		XC1	XC2	XC3	XC4								XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45			
Minima classe di resistenza <sup>7)</sup>	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360			
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 <sup>8)</sup>							
Altri requisiti										Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati <sup>9)</sup>					

7) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.  
8) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.  
9) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

*Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104*

I copriferrì di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni della Tabella C4.1.IV della circolare esplicativa alle NTC2018; si è in particolare previsto di adottare i seguenti copriferrì (intesi come distanza tra il lembo più esterno di cls ed estremità del ferro staffe/ripartitori) minimi:

- 40 mm

### 3.2 Calcestruzzo strutture (C32/40)

Resistenza caratteristica a compressione cubica a 28 gg:		<b>R<sub>ck</sub></b> =	<b>40</b>	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg:	(0,83*R <sub>ck</sub> )	<b>f<sub>ck</sub></b> =	<b>33,2</b>	MPa
Resistenza a compressione cilindrica media:	(f <sub>ck</sub> +8)	<b>f<sub>cm</sub></b> =	<b>41,2</b>	MPa
Valore medio resistenza a trazione assiale:		<b>f<sub>ctm</sub></b> =	<b>3,10</b>	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione assiale:		<b>f<sub>ctk,0,05</sub></b> =	<b>2,17</b>	MPa
Valore medio resistenza a trazione per flessione:		<b>f<sub>ctm</sub></b> =	<b>3,72</b>	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione per flessione		<b>f<sub>ctk,0,05</sub></b> =	<b>2,60</b>	MPa
**Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:		<b>γ<sub>c</sub></b> =	<b>1,5</b>	[-]
Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:	(0,85*f <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub> )	<b>f<sub>cd</sub></b> =	<b>18,8</b>	MPa
Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:	(f <sub>ctk,0,05</sub> / γ <sub>s</sub> )	<b>f<sub>ctd</sub></b> =	<b>1,45</b>	MPa
*Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:	(1,2*f <sub>ctd</sub> )	<b>f<sub>ctd f</sub></b> =	<b>1,74</b>	MPa
Modulo di elasticità secante:		<b>E<sub>cm</sub></b> =	<b>33643</b>	MPa
Modulo di Poisson:		<b>ν</b> =	<b>0-0,2</b>	[-]
Coefficiente di dilatazione lineare		<b>α</b> =	<b>0,00001</b>	°C <sup>-1</sup>
*Tensione massima ammissibile nella comb. Quasi Permanente	<b>σ<sub>cm, max QP</sub></b> = (0,45 f <sub>ck</sub> ) =	<b>14,94</b>	MPa	
*Tensione massima ammissibile nella comb. Caratteristica -Rara	<b>σ<sub>cm, max R</sub></b> = (0,60 f <sub>ck</sub> ) =	<b>19,92</b>	MPa	

\*\*Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

\*Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

### 3.3 Calcestruzzo cordoli portabARRIERA

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	37.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	45.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4.02	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	34625	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.36	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	21.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.56	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	37.4	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.35	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	22.41	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	16.81	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4-XD3	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		360	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.45	
Massima dimensione aggregato		18	mm

### 3.4 Acciaio per barre d'armatura (B450C)

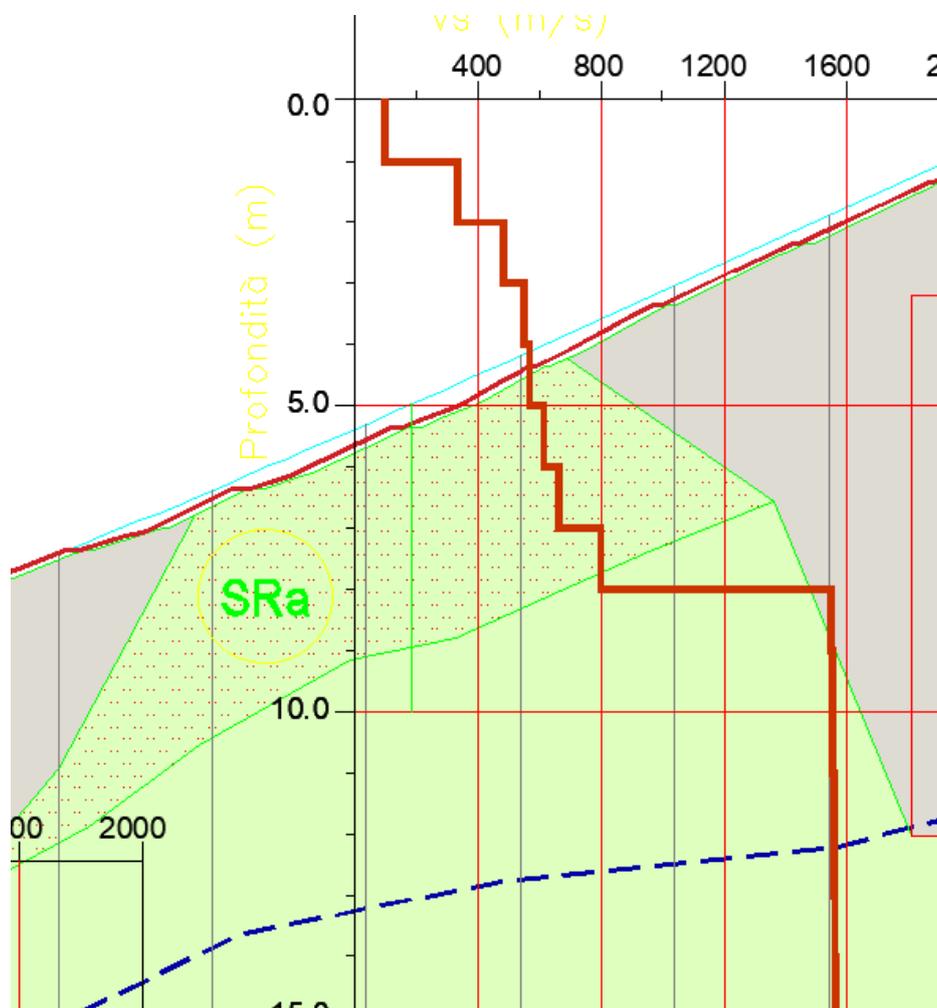
Tipologia		B450C	
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	450	MPa
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_c$	1.15	
Resistenza di progetto a snervamento	$f_{yd}$	391.3	MPa
Modulo elastico longitudinale	$E_{cm}$	210000	MPa
<b>Tensione massima per la verifica agli SLE</b>	$\sigma_{s \max} = (0,80 f_{yk}) =$	360	MPa
Combinazione di Carico Caratteristica (Rara)			

## 4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Nel presente capitolo si riportano le principali unità geotecniche presenti lungo la linea ed a seguire i parametri geotecnici di progetto secondo quanto riportato nella relazione geotecnica generale alla quale si rimanda per ulteriori approfondimenti.

### 4.1 Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l’opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel profilo geologico e dalla caratterizzazione dei litotipi riportati nella relazione geotecnica generale.



*Figura 5- stratigrafia di progetto*

Come mostrato nella stratigrafia, in relazione all’ubicazione dell’opera e alle quote di approfondimento delle stesse, il terreno di fondazione è unico a tutte le opere oggetto della presente relazione ed è rappresentato dall’unità:

**Unità SRa (calcarei marnosi alterati) – Spessore 3,60m**

$\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 45 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E = 900 \text{ MPa}$	modulo di deformazione
$E_{op1'} = E_o/5 = 180 \text{ MPa}$	modulo di deformazione operativo

**Unità SR (calcarei marnosi)**

$\gamma = 24.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 40 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 40^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$E_o = 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni
$E_{op1'} = E_o/5 = 160 \text{ MPa}$	modulo elastico operativo

I moduli di deformabilità “operativi” da adottare per il calcolo delle deformazioni/cedimenti delle opere di sostegno e delle fondazioni ( $E_{op1'}$ ), saranno assunti pari a 1/5 di quello iniziale ( $E_o$ ):  $E_{op1'} = E_o / 5$ .

La falda è posta a 7m dal p.c. non interferisce con le opere oggetto della relazione in termini di spinta sui piedritti, viene però tenuta in conto per le verifiche geotecniche. Per il terreno di ricoprimento e per il terreno di rilevato si è assunto:

DATI GEOTECNICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
angolo di attrito	$\phi$	35	°
peso di volume ricoprimento	$\gamma_r$	20	$\text{kN/m}^3$
coefficiente di spinta a riposo	$K_0$	0.43	-
Modulo elastico terreno fondazione	E	800000	kPa
Costante di Winkler	K	104000	$\text{kN/m}^3$
Cond. Geo: tangente $\phi/1.25$	$\tan\phi/1.25$	0.560	-
Cond. Geo: angolo di attrito	$\phi_{Geo}$	29	°
Geo: coeff. di spinta a riposo	$K_{0(Geo)}$	0.511	-

## 4.2 Interazione Terreno-Fondazione

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

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

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

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

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

$$c_t = 2 + 0.0089 (L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B > 10$$
- $q$  = pressione media agente sul terreno;
- $\sigma_{v0}$  = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- $\nu$  = coefficiente di Poisson del terreno;
- $E$  = modulo elastico operativo del terreno sottostante (pari ad 1/5 del modulo elastico iniziale)

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

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

Di seguito si riportano, in forma tabellare, i risultati delle valutazioni effettuate per i casi in esame, sulla scorta del valore di progetto di  $E$  attribuito allo strato di Fondazione, avendo considerato una dimensione longitudinale della fondazione ritenuta potenzialmente collaboranti:

### Tombino Scatolare

Caratteristiche dei terreni			Geometria Fondazione			Costante di sottofondo			
Tipo	$\nu$	$E$	$L$	$B$	$L/B$	$c_t$	$k_w$	Fondazione Rigida	$c_t$
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
Base (P)	0.3	160	23.48	5.00	4.70	1.68	20945	rettangolare con $L/B > 10$	$2 + 0.0089 (L/B)$

### Muro ad U

Caratteristiche dei terreni			Geometria Fondazione			Costante di sottofondo			
Tipo	$\nu$	$E$	$L$	$B$	$L/B$	$c_t$	$k_w$	Fondazione Rigida	$c_t$
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
Base (P)	0.3	160	3.68	5.00	0.74	1.02	34588	rettangolare con $L/B > 10$	$2 + 0.0089 (L/B)$

### Pozzetto

Caratteristiche dei terreni			Geometria Fondazione			Costante di sottofondo			
Tipo	$\nu$	$E$	$L$	$B$	$L/B$	$c_t$	$k_w$	Fondazione Rigida	$c_t$
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
Base (P)	0.3	160	6.10	4.60	1.33	1.00	38081	rettangolare con $L/B > 10$	$2 + 0.0089 (L/B)$

## 5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni. Gli si attribuisce inoltre una classe d'uso IV ("Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.") ai sensi del D. Min. 17/01/2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.0

L'azione sismica di progetto è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste, descritta in termini geografici e temporali:

- attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco ag (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione  $S_e(T)$ ;
- in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera;
- con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

- ag, accelerazione orizzontale massima del terreno
- $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $TC^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come  $F_0$  descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica.

Considerando la lieve variabilità dei parametri sismici lungo il tracciato, le opere in progetto sono state verificate in funzione dei massimi parametri di pericolosità sismica attesi lungo l'intero tracciato.

Di seguito sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Vita nominale VN	= 50 anni;
Classe d'uso	= IV;
Coefficiente d'uso Cu	= 2.0;
Periodo di riferimento VR	= 100.0 anni;
TR,SLV	= 949 anni;

Per le opere in progetto, in accordo con la tabella 3.2.III delle NTC2018, si assume categoria topografica T2. In accordo con quanto riportato al punto 3.2.3.2 delle NTC2008, ultimo capoverso, in ragione della morfologia dell'area e dell'ubicazione delle opere rispetto ad essa (situate di fatto in corrispondenza della base del versante), non sussistono

condizioni tali da comportare un effetto di amplificazione topografica delle azioni sismiche, per cui il coefficiente topografico (Tab. 3.2.V), viene assunto unitario ( $ST=1.0$ ).

In relazione alle progressive chilometriche, le categorie di sottosuolo e topografiche sono riassunte nel prospetto seguente:

Da pk	A pk	Categoria sottosuolo
0+000	0+501	B
0+501	3+650	A
3+650	3+810	E
3+810	7+130	A
7+130	7+964	B

L'opera seguente è situata alla progressiva **1+632.26** per cui la categoria di sottosuolo è **A**.

Si riporta la sismica locale per l'opera in questione:

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

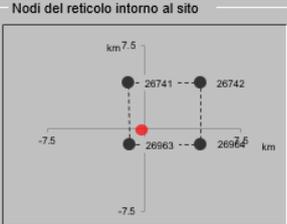
---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

---

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO -  $P_{V,R} = 81\%$
- SLD -  $P_{V,R} = 63\%$

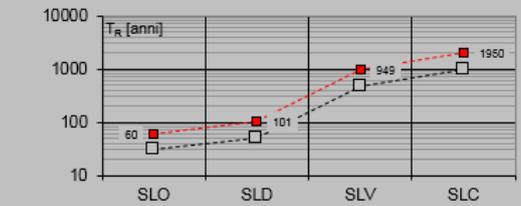
Stati limite ultimi - SLU {

- SLV -  $P_{V,R} = 10\%$
- SLC -  $P_{V,R} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .-.- Strategia scelta

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_S = 1.000$   $C_C = 1.000$  info

$h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$   Regol. in altezza  info

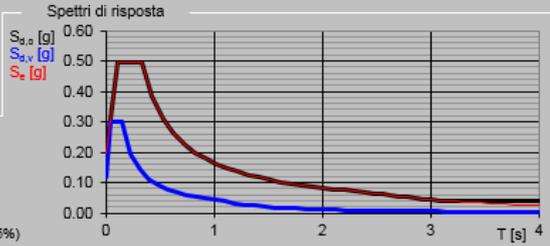
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

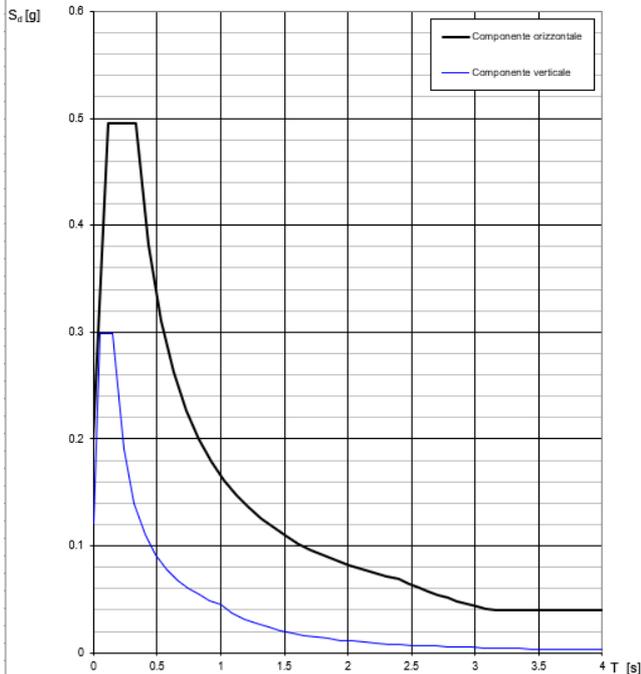
- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



Spettro di progetto - componente orizzontale  
 Spettro di progetto - componente verticale  
 Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0.200 g
$F_{0^*}$	2.476
$T_C$	0.333 s
$S_S$	1.000
$C_C$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.000
$\eta$	1.000
$T_B$	0.111 s
$T_C$	0.333 s
$T_D$	2.400 s

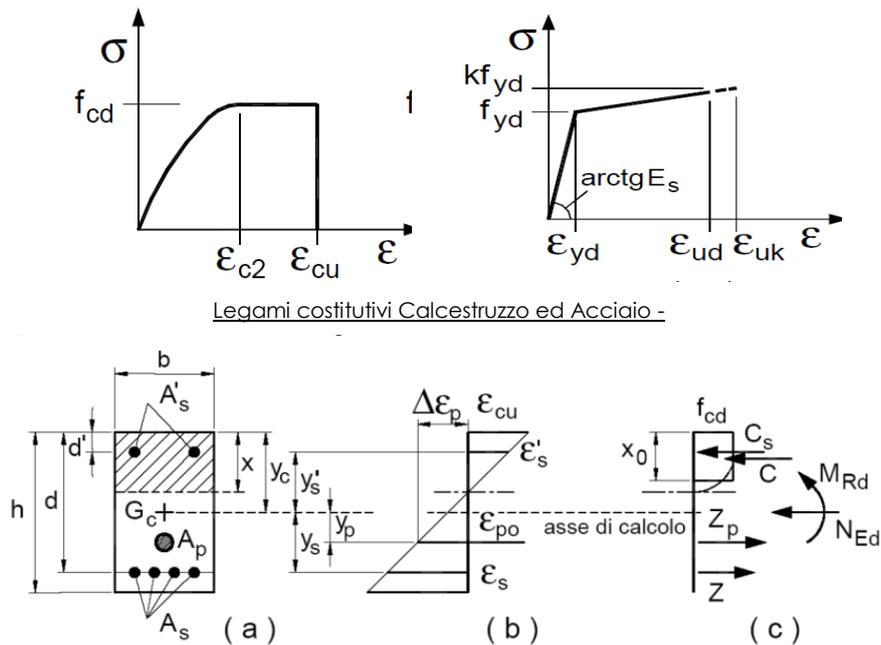
## 6 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 delle NTC.

### 6.1 VERIFICHE ALLO SLU

#### 6.1.1 Pressoflessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.3.2 delle NTC, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad [4.1.18a]$$

$$\mu_{\phi} = \mu_{\phi}(N_{Ed}) \geq \mu_{Ed} \quad [4.1.18b]$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di progetto del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo normale sollecitante;

$M_{Ed}$  è il valore di progetto del momento di domanda;

$\mu_{\phi}$  è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$\mu_{Ed}$  è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

### 6.1.2 Taglio

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \cdot b_w d$$

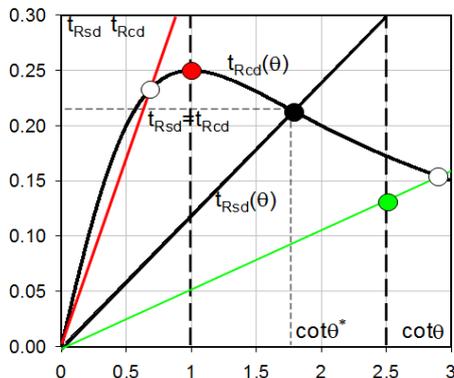
Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ ;
- $k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$ ;
- $\rho_1 = A_{sw}/(b_w \cdot d)$
- $d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;
- $b_w = 1000$  mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$ :

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta)}{(1 + \text{ctg}^2\theta)}$$

Essendo:  $1 \leq \text{ctg}\theta \leq 2,5$



- Se la  $\text{cot}\theta^*$  è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rsd})$  coincide con il massimo taglio supportato dalle armature trasversali valutabile per una  $\text{cot}\theta = 2,5$ .
- Se la  $\text{cot}\theta^*$  è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd})$  coincide con il massimo taglio supportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una  $\text{cot}\theta = 1,0$ .
- Se la  $\text{cot}\theta^*$  è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.3.5.2 delle NTC, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle ( $\theta$ ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato:

$$\cot \theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

( $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove:

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

$f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo pari a	1	per membrature non compresse
		$1 + \sigma_{cp} / f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
		1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
		$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

## 6.2 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

### 6.2.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche “Rara” e “Quasi Permanente”; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo “non reagente” adottando come limiti di riferimento quelli previsti dalle NTC e riepilogati ai par.3.2 (per il cls) e 3.3 (per l'acciaio).

### 6.2.2 Verifiche a fessurazione

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti dalle NTC. Nel caso in esame, adottando un'armatura poco sensibile alla corrosione, ed in considerazione delle classi di esposizione, le verifiche sono le seguenti:

Combinazioni	Q.P.	Freq.	Rara
Cond. Ordinarie	w = 0.20 mm	w = 0.30 mm	-

## 7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 –

Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

L'opera principale è trattata con le combinazioni tipiche dei ponti ai sensi del DM 2018 e s.m.i.

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

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

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

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell’analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

$\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell’acqua, quando pertinente;

$\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

$\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. <sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. <sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna <sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali					

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_0</math> di combinazione</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_1</math> (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente <math>\psi_2</math> (valori quasi permanenti)</i>
<i>Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)</i>	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
<i>Vento <math>q_s</math></i>	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
<i>Neve <math>q_s</math></i>	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
<i>Temperatura</i>	$T_k$	0,6	0,6	0,5

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

Le condizioni di carico considerate sono le seguenti:

**Tabella 1 – Riepilogo condizioni di carico**

Tipo Carico	Abbreviazione
Peso proprio	DEAD
Carichi permanenti	PERM
Falda	FALDA
Spinta terreno sinistra	STS
Spinta terreno destra	STD
Carico Stradale Centrato	TRM
Carico Stradale Laterale	TRV
Sovraccarico accidentale sinistra	SAS
Sovraccarico accidentale destra	SAD
Ritiro	RIT
Variazione termica	$\Delta T$
Frenatura	FRE
Azione sismica orizzontale	$E_H$
Azione sismica verticale	$E_V$

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative con i coefficienti di combinazione  $\gamma \cdot \psi$ . Essendo la struttura simmetrica, si adottano tipologie di combinazione asimmetriche in modo da massimizzare le sollecitazioni. Il dimensionamento delle armature e le verifiche strutturali verranno poi eseguite tenendo conto della simmetria e verificando le condizioni peggiori per ogni lato della struttura.

Tabella 2 - Combinazioni di carico

COMB	DEAD	STS	STD	RIT	ΔT	PERM	FALDA	TRM	TRV	SAS	SAD	FRE	E <sub>H</sub>	E <sub>V</sub>
n° 1 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	-	-	-	-	-		-	-
n° 2 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	-							
n° 3 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50								
n° 04 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35	-	-	-	-		-	-
n° 05 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 06 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	1.50	1.50	1.35							
n° 07 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 08 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 09 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	1.35	1.35		
n° 10 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35	-	-
n° 11 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 12 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	-	1.35	1.35	1.35	1.35		
n° 13 SLU-STR	1.35	1.35	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 14 SLU-STR	1.35	1.35	1.00	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 15 SLU-STR	1.35	1.00	1.35	1.20	0.90	1.50	1.35	1.35	-	1.35	-	1.35	-	-
n° 16 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	0.30
n° 17 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	-0.30
n° 18 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	0.30
n° 19 SLU - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	-	0.20	-	0.20	-	0.20	1.00	-0.30
GEO	1.00	1.30	1.00	1.00	0.60	1.30	1.00	1.15	-	1.15	-	1.15	-	-
GEO - SISMICA	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.20		0.20		0.20	1.00	0.30
SLE - Q.P.	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.00	-	0.00	-	0.00	-	-
SLE - Frequente	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.00	1.00	0.75	-	0.75	-	0.75	-	-
SLE - Rara	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	1.00	-	1.00	-	1.00	-	-

## 8 SOFTWARE DI CALCOLO

### 8.1 ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.22 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc. 1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

### 8.2 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza  $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

### 8.3 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. È possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

### 8.4 VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura dà origine a sollecitazioni simmetriche.

### 8.5 CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7

- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

## 8.6 GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

## 8.7 PROGRAMMI DI SERVIZIO

Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: “RC-SEC” – Autore GEOSTRU Software.

## 9 POZZETTO 4.6 M X 6.1 M

Nel seguito verrà esaminato il modello globale in shell del pozzetto.

### 9.1 GEOMETRIA

La sezione trasversale di calcolo ha larghezza interna di  $L_{int} = 4.50$  m (lato maggiore) e  $L_{int} = 3.00$  m (lato minore) ed un'altezza netta di  $H_{int} = 7.50$  m; lo spessore della platea di fondazione è di  $S_f = 0.90$  m, lo spessore dei piedritti è di  $S_p = 0.80$  m.

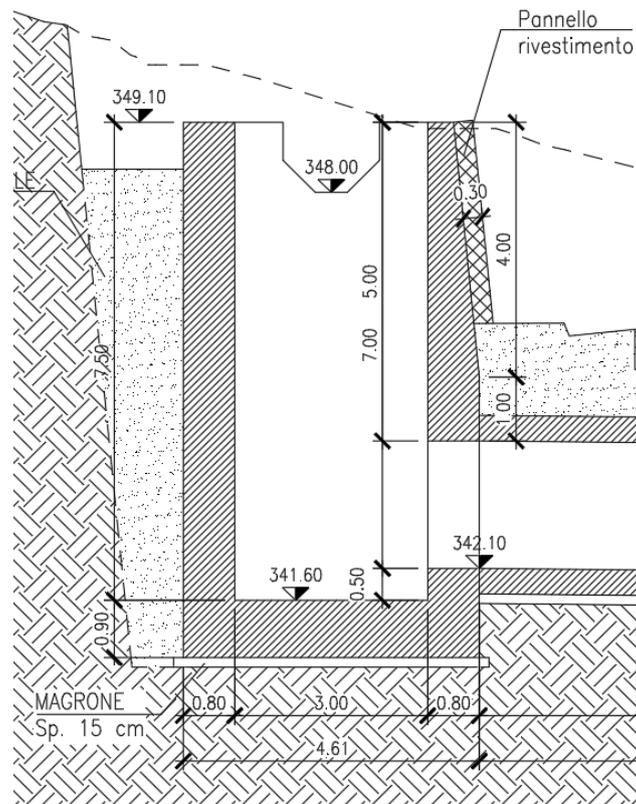
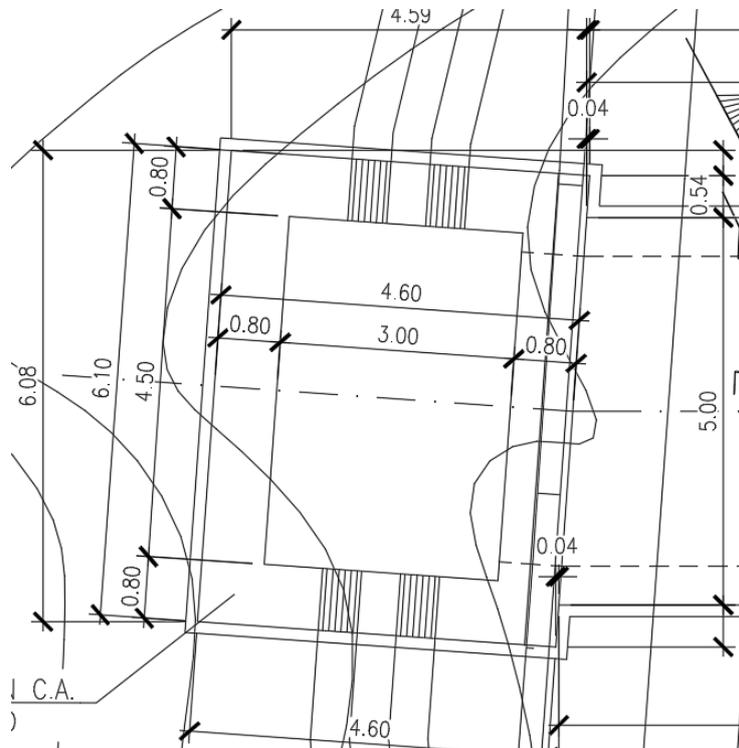


Figura 6 – sezione longitudinale



**Figura 7 – pianta**

**DATI GEOMETRICI**

Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale pozzetto (lato min)	$L_{tot}$	4.60	m
larghezza totale pozzetto (lato magg)	$L_{tot}$	6.10	m
larghezza utile pozzetto (lato min)	$L_{int}$	3.00	m
larghezza utile pozzetto (lato magg)	$L_{int}$	4.50	m
spessore piedritti	$S_p$	0.80	m
spessore fondazione	$S_f$	0.90	m
altezza totale pozzetto	$H_{tot}$	8.40	m
altezza libera pozzetto	$H_{int}$	7.50	m

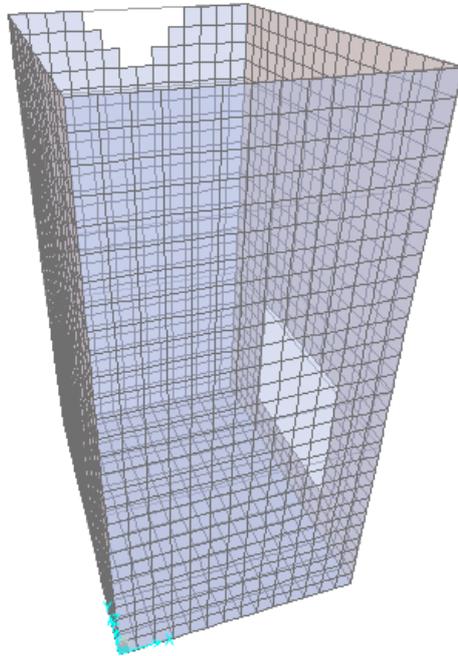
## 9.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è modellata la struttura è formato da shell elements su letto di molle alla Winkler.

I piedritti e le solette sono modellati con elementi shell-thick soggetti alle azioni da traffico di norma (se presenti) e quelle permanenti.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la formulazione di Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Il piedritto con spessore variabile è stato modellato con tratti di shell a spessore costante pari a 30cm, 60 cm e 80 cm.

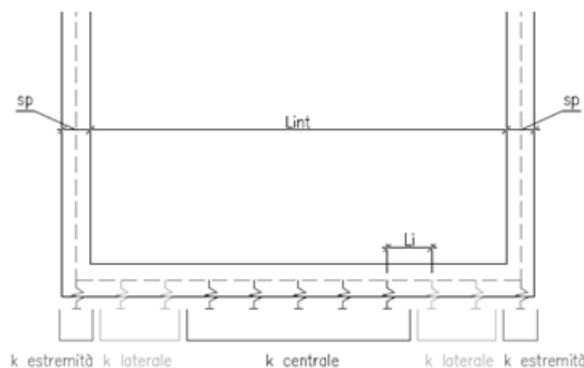


*Figura 8 - Modello shell*

### 9.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera il pozzetto appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando agli shell di fondazione del modello un valore di “spring” pari a  $K= 38081$  kN/mc in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle (Dir. Lunga)	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/14 = (0.80/2 + 4.50 + 0.80/2)/14 = 5.30/14 = 0.38$ [m]
Interasse molle (Dir. Corta)	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/14 = (0.80/2 + 3.00 + 0.80/2)/14 = 3.80/14 = 0.27$ [m]
Molle centrali	$k_1 = k * i$ [kN/m]
Molle intermedie	$k_2 = 1.5 * k * i$ [kN/m]
Molle laterali	$k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$ [kN/m]



Si è optata come strategia di modellazione quella dove viene assegnata alla piastra una distribuzione di linear spring tale che la rigidità è decrescente dal bordo verso il centro della piastra, compatibile con la deformata della piastra stessa. La rigidità nel modello è comunque applicata mediante una molla lineare su modello piano. Per un interasse delle molle pari al lato del singolo shell, si è calcolata la rigidità delle molle in entrambi le direzioni x e y.

Pozzetto - Dir. Lunga		Pozzetto - Dir. Corta	
Lint	4.50	Lint	3.00
Sp/2	0.40	Sp/2	0.40
Sp/2	0.40	Sp/2	0.40
i	0.38	i	0.27
K	38081	K	38081
k1	14416	k1	10336
k2	21625	k2	15504
k3	44881	k3	40801

Nel modello si sono utilizzate le rigidità delle molle minori corrispondenti a quelle calcolate nel lato corto. La scelta di ridurre la rigidità delle molle verso il centro dell’elemento piastra è stata fatta per tenere conto dell’effetto di bordo al fine di simulare la differente risposta del terreno, in termini di rigidità, tra le due zone. La scelta consente di massimizzare i momenti di incastro nel solettone di fondo.

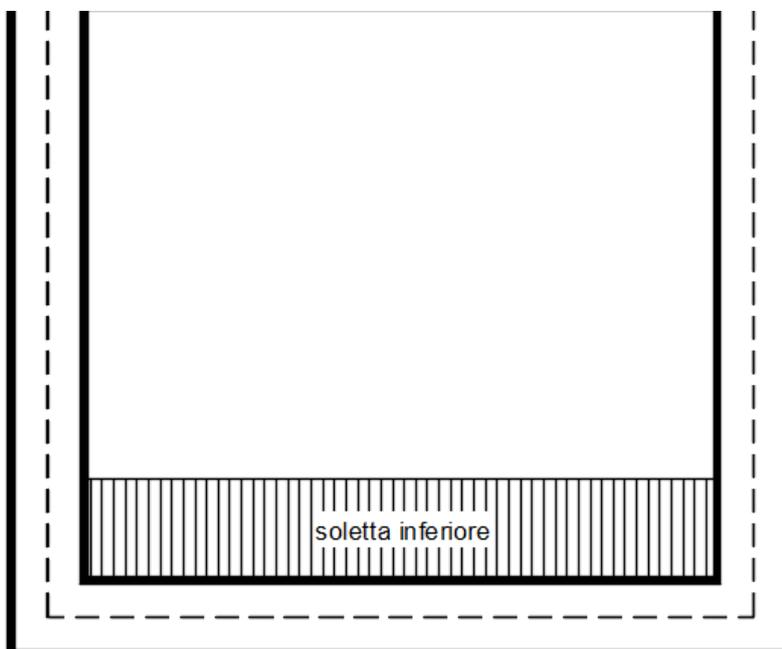
### 9.3 ANALISI DEI CARICHI

#### 9.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	22.50 kN/m <sup>2</sup>
-	<b>- Totale</b>	<b>22.50 kN/m<sup>2</sup></b>
-	- peso dell'acqua	65.00 kN/m <sup>2</sup>
-	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m <sup>2</sup>
-	- Peso terreno ricoprimento interno	0.00 kN/m <sup>2</sup>
	<b>- Totale</b>	<b>65.00 kN/m<sup>2</sup></b>
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	20.00 kN/m <sup>2</sup>
	<b>- Totale</b>	<b>20.00 kN/m<sup>2</sup></b>

Il carico dell'acqua sulla soletta inferiore è stato stimato, a favore di sicurezza, nell'ipotesi di pozzetto pieno, per altezza del pelo libero dell'acqua pari a 6.50 m.

La spinta dell'acqua sulle pareti, di verso opposto alla spinta del terreno, è stata trascurata a favore di sicurezza.

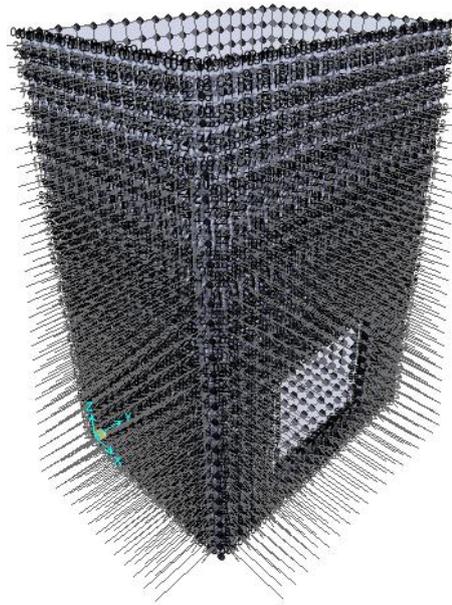


*Figura 9 – carico dell'acqua su soletta inferiore*

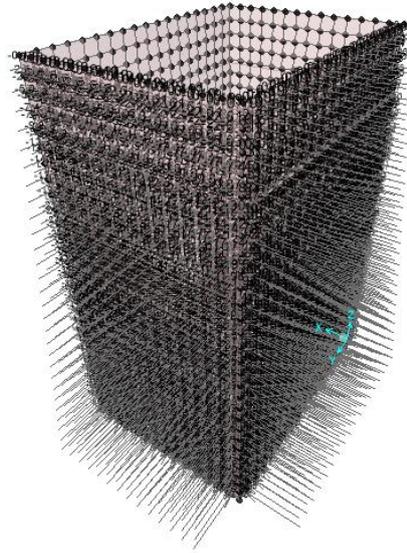
### 9.3.2 Spinta del terreno sulle pareti

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza della struttura, utilizzando la formula  $K_0=1-\sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0=0.43$ . Le spinte in asse soletta inferiore valgono:

$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= && 0.0 & \text{ kN/m}^2 \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = && 67.8 & \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$



**Figura 10 – spinta del terreno dx**



*Figura 11 - spinta del terreno sx*

### 9.3.3 Sovraccarico laterale

Si considera un carico da manutenzione ai lati della struttura pari a 5 kN/m<sup>2</sup>.

#### **Spinta del terreno indotta da carico laterale**

$$q * K_0 = 2.13 \text{ kN/m}^2$$

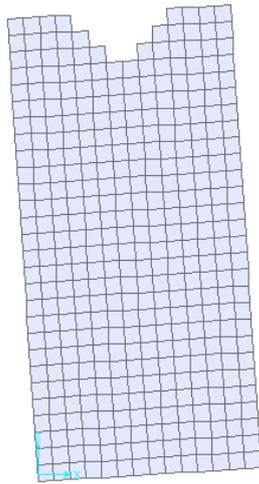
### 9.3.4 Azione Termica

Si applica ai piedritti una variazione termica di +/-15°C.

### 9.3.5 Azione sismica inerziale

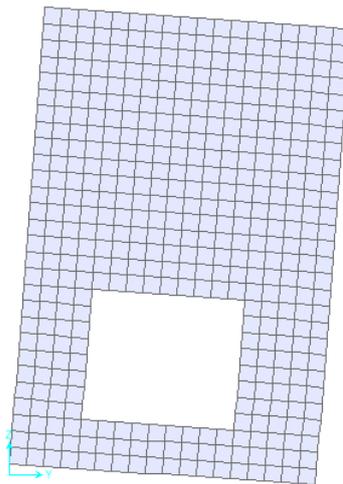
Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza un'analisi modale con spettro di risposta. Si riportano di seguito i modi di vibrare ottenuti dall'analisi:

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 1; T = 0.15417; f = 6.486



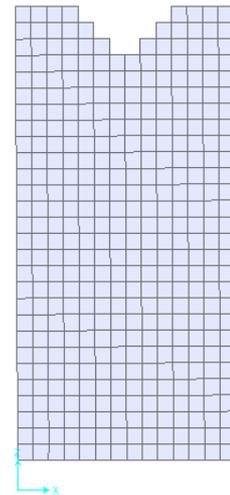
Lungo X

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 2; T = 0.12119; f = 8.25163



Lungo Y

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 3; T = 0.04724; f = 21.167

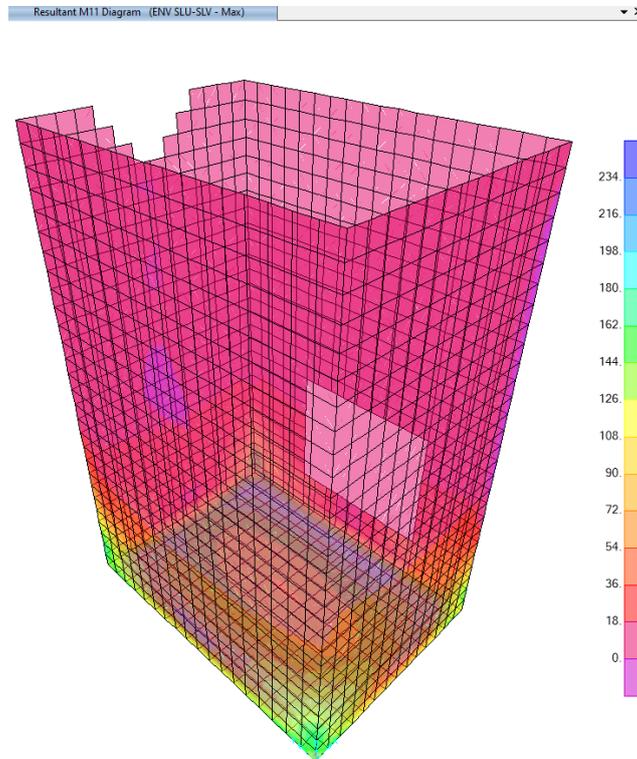


Lungo Z

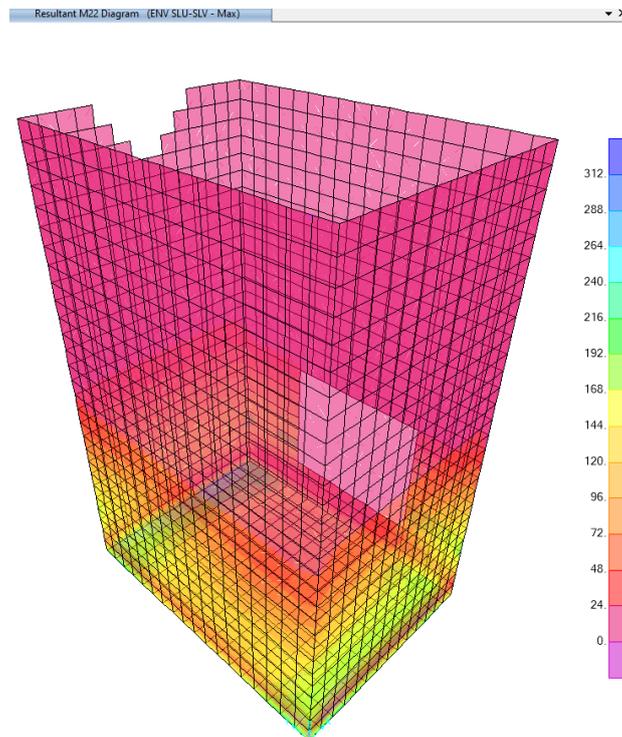
**TABLE: Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Analisi Modale	Mode	1	0.154171	0.57065	0.000002611	0.00212	0.57065	0.000002611	0.00212	2.509E-07	0.42774	0.00096	2.509E-07	0.42774	0.00096
Analisi Modale	Mode	2	0.121188	0.000003847	0.53496	0.00061	0.57065	0.53496	0.00272	0.46468	0.000005968	0.00053	0.46468	0.42774	0.00149
Analisi Modale	Mode	3	0.047242	0.0016	0.00049	0.99587	0.57226	0.53545	0.99859	0.00016	0.00056	6.238E-07	0.46483	0.4283	0.00149
Analisi Modale	Mode	4	0.017195	0.00001544	0.409	0.00005024	0.57227	0.94445	0.99864	0.48116	0.00001041	0.000000124	0.94599	0.42831	0.00149
Analisi Modale	Mode	5	0.017106	0.39092	0.000009625	0.0000628	0.96319	0.94446	0.99871	0.00001439	0.52434	0.00183	0.946	0.95266	0.00333
Analisi Modale	Mode	6	0.009196	0.0000615	0.02772	0.00003114	0.96325	0.97218	0.99874	0.02544	0.00013	0.28653	0.97144	0.95278	0.28986
Analisi Modale	Mode	7	0.008968	0.00089	0.00564	0.00007283	0.96414	0.97782	0.99881	0.00509	0.00158	0.47318	0.97653	0.95436	0.76304
Analisi Modale	Mode	8	0.008338	0.00258	0.00233	0.00079	0.96673	0.98016	0.9996	0.00212	0.00474	0.02046	0.97865	0.95911	0.7835
Analisi Modale	Mode	9	0.007903	0.00139	0.00507	0.00005805	0.96811	0.98523	0.99966	0.00495	0.00184	0.13491	0.98361	0.96095	0.91841
Analisi Modale	Mode	10	0.007781	0.00239	0.0004	0.00016	0.97051	0.98562	0.99982	0.00046	0.00343	0.00653	0.98407	0.96438	0.92494
Analisi Modale	Mode	11	0.007219	0.01777	0.000001671	0.00001701	0.98828	0.98563	0.99984	0.000002744	0.02109	0.00373	0.98407	0.98547	0.92868
Analisi Modale	Mode	12	0.006974	2.968E-07	0.00549	0.000003297	0.98828	0.99111	0.99984	0.00694	2.128E-08	0.00062	0.99101	0.98547	0.92929
Analisi Modale	Mode	13	0.006479	0.0000476	0.00098	3.792E-07	0.98833	0.9921	0.99984	0.00095	0.00007955	0.03031	0.99196	0.98555	0.9596
Analisi Modale	Mode	14	0.006362	0.00094	0.00045	0.00003268	0.98927	0.99254	0.99988	0.00046	0.00121	0.01616	0.99242	0.98676	0.97576
Analisi Modale	Mode	15	0.006093	0.00026	0.00062	0.00006911	0.98953	0.99316	0.99995	0.00066	0.00038	0.01164	0.99308	0.98714	0.9874
Analisi Modale	Mode	16	0.005953	0.00006231	0.00005838	0.00000483	0.98959	0.99322	0.99995	0.0006953	0.00013	0.00252	0.99315	0.98727	0.98992
Analisi Modale	Mode	17	0.005749	0.00002728	0.00019	0.000001047	0.98962	0.99341	0.99995	0.00024	0.00003079	0.00002872	0.9934	0.98731	0.98995
Analisi Modale	Mode	18	0.005594	0.00002818	0.00049	8.476E-07	0.98965	0.9939	0.99995	0.00056	0.00002157	0.00000277	0.99395	0.98733	0.98995
Analisi Modale	Mode	19	0.00513	0.00191	0.00039	0.000001686	0.99156	0.99429	0.99995	0.00035	0.00202	0.00002462	0.9943	0.98935	0.98998
Analisi Modale	Mode	20	0.005008	0.00114	0.00053	0.000007041	0.9927	0.99482	0.99996	0.00048	0.00147	0.00038	0.99478	0.99081	0.99035

## 9.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI



**Figura 12– Involuppo momenti flettenti M11 SLU-SLV**



**Figura 13– Involuppo momenti flettenti M22 SLU-SLV**

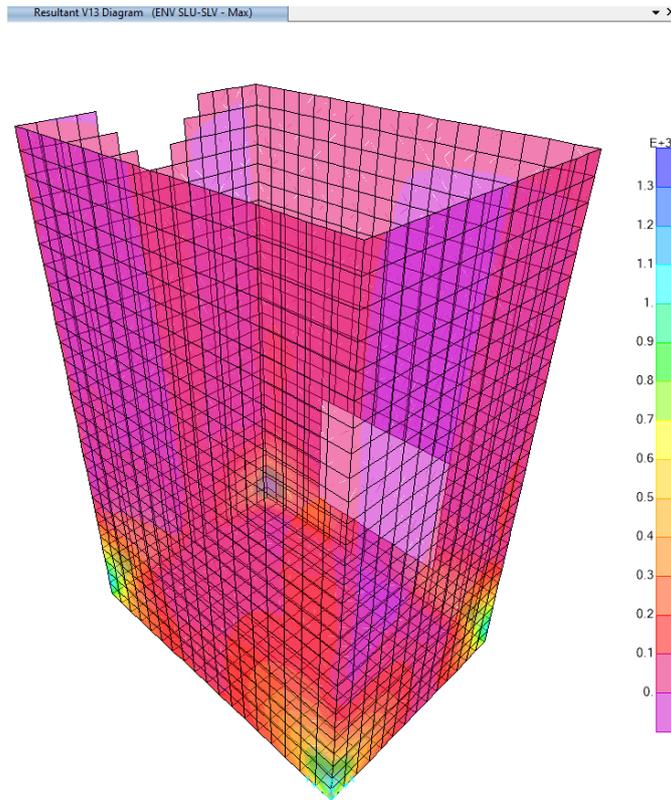


Figura 14 Inviluppo sforzi taglienti V13 SLU-SLV

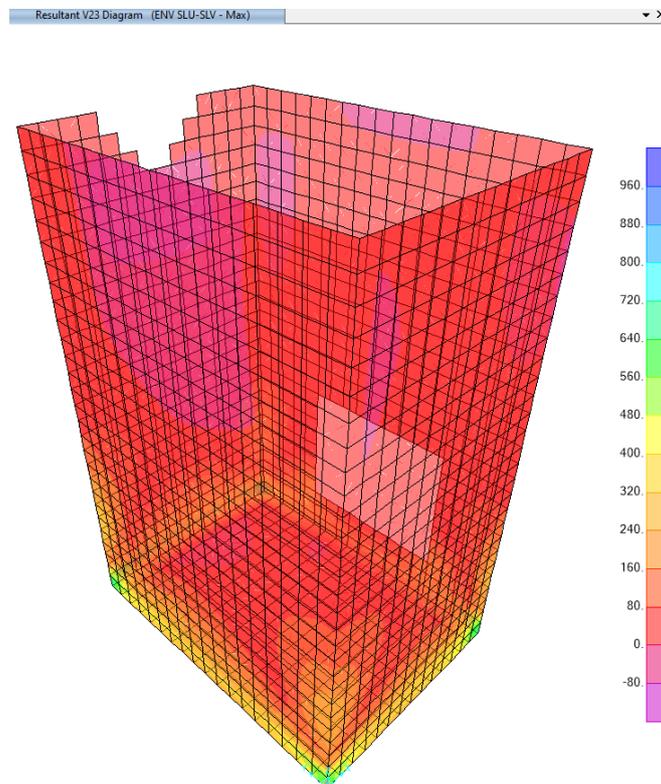
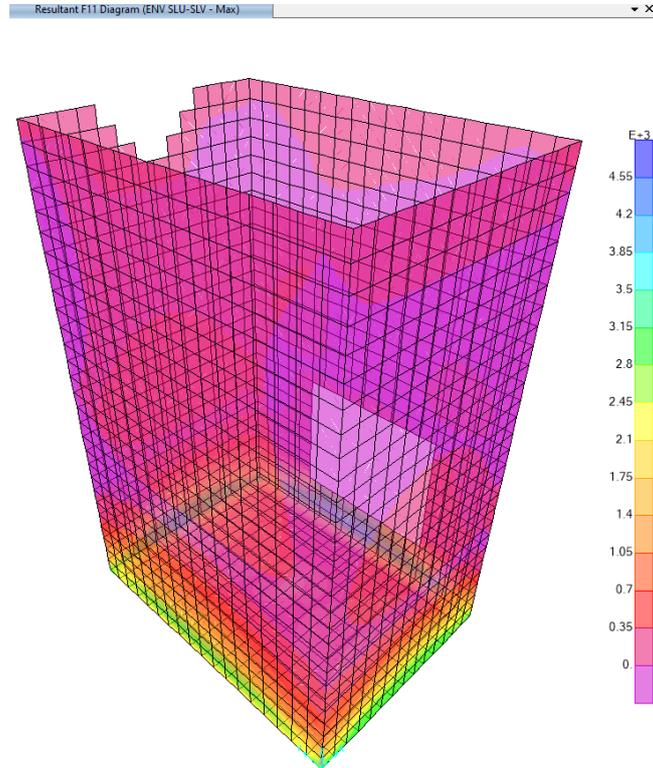
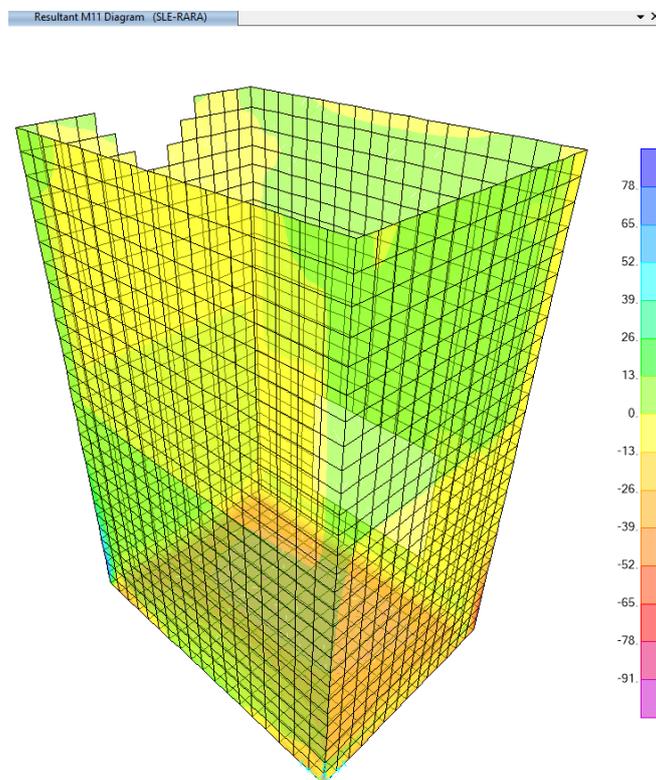


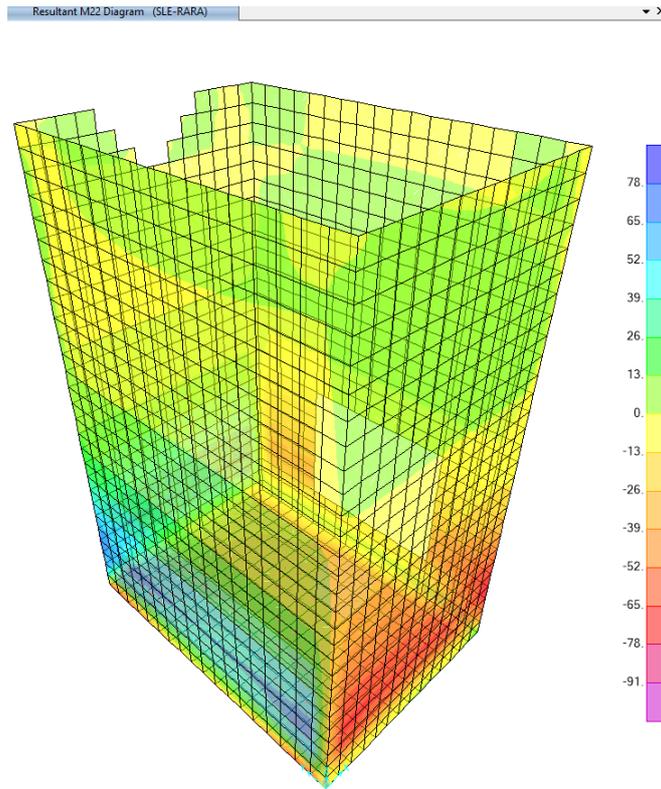
Figura 15 - Inviluppo sforzi taglienti V23 SLU-SLV



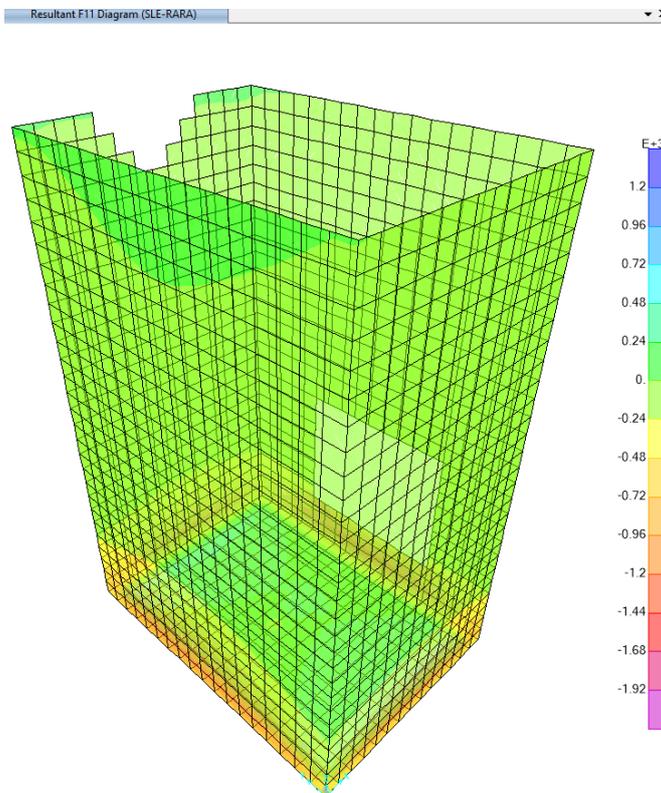
**Figura 16– Involuppo azioni assiali F11 SLU-SLV**



**Figura 17– Involuppo momenti flettenti M11 SLE rara**



**Figura 18– Inviluppo momenti flettenti M22 SLE rara**



**Figura 19 – inviluppo azioni assiali F11 sle rara**

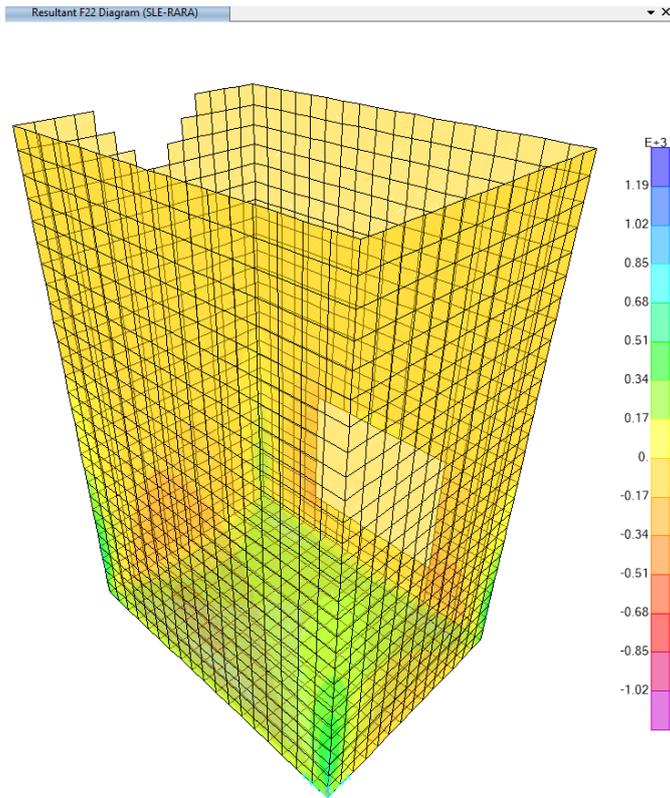


Figura 20 - involucro azioni assiali F22 sle rara

## 9.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

### 9.5.1 Verifica piedritti spessore 30cm

Si verificano i piedritti per le sollecitazioni riportate di seguito. Le section cut utilizzate si trovano ad una quota di 5,75m dalla base della fondazione.

- P [kN]
- V [kN]
- M [kNm]

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED30	ENV SLU-SLV	Combination	Max	-14.664	9	41.366	3.1208	0.0356
PIED30	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-34.898	3.597	-31.368	-3.8199	-2.086

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

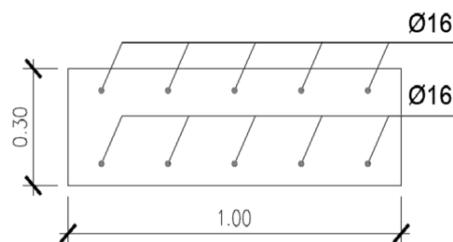
SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED30	SLE-RARA	Combination		-15.532	6.104	-9.476	1.0857	-1.0942
PIED30	SLE-RARA2	Combination		-21.71	6.371	17.274	-1.6601	-0.6906

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED30	SLE-FREQ	Combination		-16.047	6.126	-7.247	0.8569	-1.0606
PIED30	SLE-FREQ2	Combination		-21.196	6.349	15.045	-1.4313	-0.7243

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED30	SLE-QP	Combination		-16.047	6.126	-7.247	0.8569	-1.0606
PIED30	SLE-QP2	Combination		-21.196	6.349	15.045	-1.4313	-0.7243



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS	
Elemento	b	h	M <sub>ed</sub>	Armature	As	d	M <sub>Rd</sub>		
	[mm]	[mm]	[kNm]		[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kNm]	[-]	
Piedritti 30cm	Lato Interno	1000	300	5.0	φ16/20	1005.31	240	97.0	19.40
	Lato Terreno				φ16/20	1005.31			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie		Armatura long.	Sollecitazioni di	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b <sub>w</sub>	H	As	V <sub>sd</sub>	ρ <sub>t</sub>	k	f <sub>ctk</sub>	v <sub>min</sub>	V <sub>admin</sub>	V <sub>Rd2</sub>	
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kN)			(Mpa)		(kN)	(kN)	
Piedritti 30cm	1000	300	1004.8	42.00	0.004	1.91	33.2	0.53	128.05	132.46	3.15

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,6 f <sub>ck</sub>	FS	σ <sub>f</sub>	0,8 f <sub>yk</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	pieidritti 30cm	2.0	0.4	19.9	49.80	10.0	360.0	36.00

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,45 f <sub>ck</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	pieidritti 30cm	2.0	0.4	14.9	37.35

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	h <sub>c,eff</sub>	p <sub>eff</sub>	ε <sub>sm</sub>	φ <sub>eq</sub>	Δs,max	w <sub>f</sub>	w <sub>l</sub>	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	[-]
combinazione quasi	pieidritti 30cm	2.0	76.8	0.01	0.0000	16.0	384.6	0.019	0.200	10.71
combinazione frequente	pieidritti 30cm	2.0	76.8	0.01	0.0000	16.0	384.6	0.019	0.300	16.06

### 9.5.2 Verifica piedritti spessore 60cm

Si verificano i piedritti per le sollecitazioni riportate di seguito. Le section cut utilizzate si trovano ad una quota di 3,85m dalla base della fondazione.

- P [kN]
- V [kN]
- M [kNm]

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED60	ENV SLU-SLV	Combination	Max	331.098	51.144	193.333	84.0882	46.9188
PIED60	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-69.109	-72.189	-208.961	-87.9153	-37.1362

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

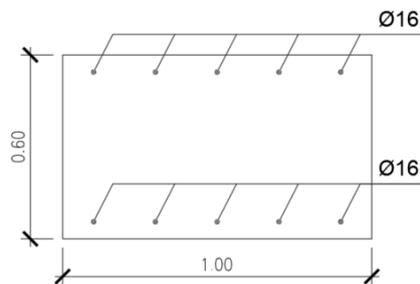
SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED60	SLE-RARA	Combination		20.319	-32.789	72.636	31.2529	-12.2117
PIED60	SLE-RARA2	Combination		175.284	14.176	-86.855	-35.459	20.1804

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED60	SLE-FREQ	Combination		33.233	-28.875	59.346	25.6936	-9.5124
PIED60	SLE-FREQ2	Combination		162.37	10.262	-73.564	-29.8997	17.4811

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
PIED60	SLE-QP	Combination		33.233	-28.875	59.346	25.6936	-9.5124
PIED60	SLE-QP2	Combination		162.37	10.262	-73.564	-29.8997	17.4811



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS	
Elemento		b	h	M <sub>ed</sub>	Armature	A <sub>s</sub>	d	M <sub>Rd</sub>	[-]
		[mm]	[mm]	[kNm]		[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kNm]	
Piedritti 60cm	Superiore	1000	600	88.0	φ16/20	1005.31	540	216.0	2.45
	Inferiore				φ16/20	1005.31			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie		Armatura long. tesa	Sollecitazioni di Calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b <sub>w</sub>	H	A <sub>s</sub>	V <sub>sd</sub>	ρ	k	f <sub>ck</sub>	v <sub>min</sub>	V <sub>Rdmin</sub>	V <sub>Rd</sub>	
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(KN)			(Mpa)		(KN)	(KN)	
Piedritti 60cm	1000	600	1004.8	209.00	0.002	1.61	33.2	0.41	222.17	191.26	0.92

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali		Inclinazione Bielle Compresse		Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS	
	n <sub>b</sub>	Ø	p	A <sub>sw</sub>	ctg θ	f <sub>cd</sub> (Mpa)	V <sub>Rcd</sub> (KN)	V <sub>Rtd</sub> (KN)		V <sub>Rtd</sub> (KN)
			(mm)	(mm <sup>2</sup> )						
Piedritti 60cm	5	12	400	565.49	2.5	18.81	1576.43	672.13	672.13	3.22

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,6 f <sub>ck</sub>	FS	σ <sub>f</sub>	0,8 f <sub>yk</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	piedritti 60cm	36.0	1.7	19.9	11.72	70.0	360.0	5.14

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,45 f <sub>ck</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	piedritti 60cm	30.0	1.4	14.9	10.67

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	h <sub>c,eff</sub>	peff	ε <sub>sm</sub>	φ <sub>eq</sub>	Δs,max	w <sub>f</sub>	w <sub>l</sub>	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	
combinazione quasi	piedritti 60cm	30.0	150.0	0.01	0.0002	16.0	447.4	0.130	0.200	1.53
combinazione frequente	piedritti 60cm	30.0	150.0	0.01	0.0002	16.0	447.4	0.130	0.300	2.30

### 9.5.3 Verifica piedritti spessore 80cm

Si verificano i piedritti per le sollecitazioni riportate di seguito. Le section cut utilizzate si trovano ad una quota di 0,75m dalla base della fondazione.

- P [kN]
- V [kN]
- M [kNm]

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	ENV SLU-SLV	Combination	Max	184.009	1306.6	673.114	208.2755	65.0467
P1	ENV SLU-SLV	Combination	Min	73.791	-1345.576	-611.846	-138.6319	-31.0521
P2	ENV SLU-SLV	Combination	Max	301.804	139.449	53.117	54.6719	59.6908
P2	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-74.792	-152.942	-37.622	-57.5122	-65.8602
PIED80	ENV SLU-SLV	Combination	Max	503.076	338.542	723.496	95.2382	-21.3264
PIED80	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-163.847	-430.344	-687.101	-61.8419	-53.2358

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

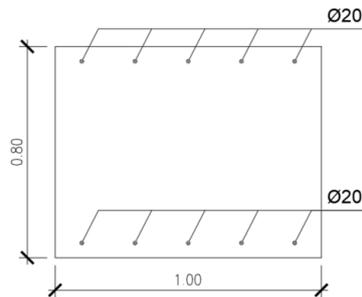
SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	SLE-RARA	Combination		94.8	-538.915	-227.182	-36.1259	-6.3008
P1	SLE-RARA2	Combination		117.1	504.216	279.631	91.4495	31.2797
P2	SLE-RARA	Combination		12.613	42.436	21.939	20.2191	20.4367
P2	SLE-RARA2	Combination		157.819	-52.55	-11.549	-23.2191	-25.1855
PIED80	SLE-RARA	Combination		18.3	114.282	-260.06	43.0944	-23.2986
PIED80	SLE-RARA2	Combination		231.327	-184.717	288.692	-19.2533	-31.5131

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	SLE-FREQ	Combination		96.659	-451.987	-184.948	-25.4946	-3.1691
P1	SLE-FREQ2	Combination		115.242	417.289	237.397	80.8183	28.148
P2	SLE-FREQ	Combination		24.713	34.521	19.148	16.5993	16.6349
P2	SLE-FREQ2	Combination		145.718	-44.635	-8.758	-19.5992	-21.3837
PIED80	SLE-FREQ	Combination		36.052	89.366	-214.331	37.8987	-23.9831
PIED80	SLE-FREQ2	Combination		213.575	-159.8	242.963	-14.0577	-30.8286

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
P1	SLE-QP	Combination		96.659	-451.987	-184.948	-25.4946	-3.1691
P1	SLE-QP2	Combination		115.242	417.289	237.397	80.8183	28.148
P2	SLE-QP	Combination		24.713	34.521	19.148	16.5993	16.6349
P2	SLE-QP2	Combination		145.718	-44.635	-8.758	-19.5992	-21.3837
PIED80	SLE-QP	Combination		36.052	89.366	-214.331	37.8987	-23.9831
PIED80	SLE-QP2	Combination		213.575	-159.8	242.963	-14.0577	-30.8286



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS	
Elemento	b	h	M <sub>ed</sub>	Armature	A <sub>s</sub>	d	M <sub>Rd</sub>	[-]	
	[mm]	[mm]	[kNm]		[mm <sup>2</sup> ]				[kNm]
Piedritti 80cm	Lato Interno	1000	800	208.0	φ20/20	1570.80	740	447.0	2.15
	Lato Terreno				φ20/20	1570.80			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie		Solicitazioni di Calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b <sub>w</sub>	H	V <sub>ed</sub>	ρ <sub>t</sub>	k	f <sub>ck</sub>	v <sub>min</sub>	V <sub>Rdmin</sub>	V <sub>Rd</sub>	
	(mm)	(mm)	(kN)			(Mpa)		(kN)	(kN)	
Piedritti 80cm	1000	800	1346.00	0.002	1.52	33.2	0.38	279.63	258.72	0.19

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali				Inclinazione Bielle Compresse		Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS
	n <sub>b</sub>	Ø	p	A <sub>sw</sub>	ctg θ	Γ <sub>ed</sub> (Mpa)	V <sub>Rcd</sub> (kN)	V <sub>Rsd</sub> (kN)	V <sub>Rtd</sub>		
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )								
Piedritti 80cm	5	12	200	565.49	2.5	18.81	2160.29	1842.13	1842.13	1.37	

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,6 f <sub>ck</sub>	FS	σ <sub>f</sub>	0,8 f <sub>yk</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	piedritti 80cm	91.0	2.1	19.9	9.49	83.0	360.0	4.34

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,45 f <sub>ck</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	piedritti 80cm	81.0	1.9	14.9	7.86

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	h <sub>c,eff</sub>	peff	ε <sub>sm</sub>	φ <sub>eq</sub>	Δs,max	w <sub>f</sub>	w <sub>l</sub>	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	
combinazione quasi	piedritti 80cm	81.0	150.0	0.01	0.0002	20.0	494.7	0.178	0.200	1.12
combinazione frequente	piedritti 80cm	81.0	150.0	0.01	0.0002	20.0	494.7	0.178	0.300	1.69

9.5.4 Verifica soletta di fondazione

TABLE: Section Cut Forces - Design								
SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1B	ENV SLU-SLV	Combination	Max	220.353	127.21	992.13	35.3039	12.7566
1B	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-280.408	63.847	-803.776	-28.8165	-9.8488
2B	ENV SLU-SLV	Combination	Max	475.591	-16.983	153.421	29.1813	228.0763
2B	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-591.721	-83.882	-150.913	-27.5189	-228.8213
3B	ENV SLU-SLV	Combination	Max	83.237	-48.465	994.328	2.3831	7.4897
3B	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-32.756	-106.095	-809.123	-10.7709	-17.487

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

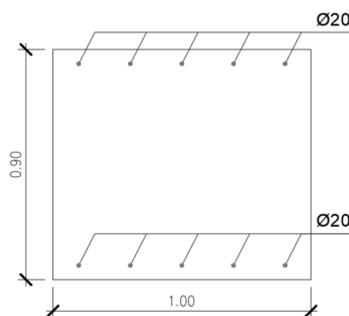
SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1B	SLE-RARA	Combination		-108.277	68.069	-270.716	13.0816	3.3378
1B	SLE-RARA2	Combination		56.164	80.247	426.539	-7.241	-0.4968
2B	SLE-RARA	Combination		146.171	-27.3	44.499	-8.8611	-83.4513
2B	SLE-RARA2	Combination		-239.19	-46.913	-40.722	10.1262	82.7137
3B	SLE-RARA	Combination		29.896	-51.399	-272.258	-3.7705	-6.9119
3B	SLE-RARA2	Combination		14.109	-67.942	425.602	-3.468	-1.1086

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1B	SLE-FREQ	Combination		-94.574	69.084	-212.612	11.388	3.0182
1B	SLE-FREQ2	Combination		42.46	79.232	368.434	-5.5475	-0.1773
2B	SLE-FREQ	Combination		114.057	-28.935	37.397	-7.2789	-69.6042
2B	SLE-FREQ2	Combination		-207.077	-45.279	-33.621	8.5439	68.8666
3B	SLE-FREQ	Combination		28.58	-52.777	-214.103	-3.7453	-6.4283
3B	SLE-FREQ2	Combination		15.425	-66.564	367.447	-3.4932	-1.5922

**TABLE: Section Cut Forces - Design**

SectionC	OutputCas	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1B	SLE-QP	Combination		-94.574	69.084	-212.612	11.388	3.0182
1B	SLE-QP2	Combination		42.46	79.232	368.434	-5.5475	-0.1773
2B	SLE-QP	Combination		114.057	-28.935	37.397	-7.2789	-69.6042
2B	SLE-QP2	Combination		-207.077	-45.279	-33.621	8.5439	68.8666
3B	SLE-QP	Combination		28.58	-52.777	-214.103	-3.7453	-6.4283
3B	SLE-QP2	Combination		15.425	-66.564	367.447	-3.4932	-1.5922



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS	
Elemento		b	h	M <sub>ed</sub>	Armature	As	d	M <sub>Rd</sub>	[-]
		[mm]	[mm]	[kNm]		[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kNm]	
Fondazione	Superiore	1000	900	228.0	φ20/20	1570.80	840	508.0	2.23
	Inferiore				φ20/20	1570.80			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie		Armatura long. tesa	Sollecitazioni di calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b <sub>w</sub>	H	As	V <sub>sd</sub>	ρ <sub>t</sub>	k	f <sub>ct</sub>	v <sub>min</sub>	V <sub>Rdmin</sub>	V <sub>Rct</sub>	
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(KN)			(Mpa)		(KN)	(KN)	
Fondazione	1000	900	1570	994.00	0.002	1.49	33.2	0.37	307.47	275.61	0.28

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali				Inclinazione Bielle Compresse ctg θ	Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS
	n <sub>b</sub>	Ø	p	A <sub>sw</sub>		f <sub>cd</sub> (Mpa)	V <sub>Red</sub> (KN)	V <sub>Rsd</sub>	V <sub>rd</sub>	
			(mm)	(mm <sup>2</sup> )				(KN)		
Fondazione	5	12	400	565.49	2.5	18.81	2452.22	1045.54	1045.54	1.05

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,6 f <sub>ck</sub>	FS	σ <sub>f</sub>	0,8 f <sub>yk</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	fondazione	83.0	1.6	19.9	12.45	66.0	360.0	5.45

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	σ <sub>c</sub>	0,45 f <sub>ck</sub>	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	fondazione	70.0	1.3	14.9	11.49

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I <sub>p</sub>	M <sub>ed</sub>	h <sub>c,eff</sub>	peff	ε <sub>sm</sub>	φ <sub>eq</sub>	Δs,max	w <sub>f</sub>	w <sub>l</sub>	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	[-]
combinazione quasi	fondazione	70.0	150.0	0.02	0.0002	20.0	386.5	0.105	0.200	1.90
combinazione frequente	fondazione	70.0	150.0	0.02	0.0002	20.0	386.5	0.105	0.300	2.85

## 9.6 ARMATURA

ARMATURA POZZETTO		
soletta inferiore	nodo piedritto	Ø20/20 inf Ø20/20 sup
	campata	Ø20/20 inf Ø20/20 sup
piedritti	sezione 80 cm	Ø20/20 inf Ø20/20 sup
	sezione 60 cm	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
	sezione 30 cm	Ø16/20 inf Ø16/20 sup

### 9.6.1 Incidenza armature

INCIDENZA POZZETTO (Kg/m <sup>3</sup> )	
soletta inferiore	125
piedritti	50

## 9.7 VERIFICA FONDAZIONE

### 9.7.1 Verifica portanza

Si riporta di seguito la verifica di portanza per l'involuppo SLU-STR e GEO. Per ottenere gli scarichi a base fondazione si sono estrapolate le reaction dei nodi di fondazione con i point spring:

- Per il carico verticale si è effettuata una sommatoria delle reazioni verticali
- Per il carico orizzontale si è effettuata una sommatoria delle reazioni orizzontali
- Per il momento si è calcolato il momento provocato da ciascuna reazione verticale rispetto al baricentro della fondazione e si è poi fatta la somma algebrica dei momenti per ottenere il valore complessivo, sia con le eccentricità in X che con le eccentricità in Y

#### ENV GEO

Risultante Base Plinto				
Ntot	Fx	Fy	My	Mx
kN	kN	kN	kNm	kNm
3529	219	305	204	-693

#### ENV SLU-STR

Risultante Base Plinto				
Ntot	Fx	Fy	My	Mx
kN	kN	kN	kNm	kNm
5261	106	357	-17	-519

Per la verifica di portanza verticale si sono adottate le formulazioni di Brinch Hansen

#### Condizioni Drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} i_{\gamma} s_{\gamma} b_{\gamma} d_{\gamma} g_{\gamma} + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c + q' N_q i_q s_q b_q d_q g_q$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \tan \phi' \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \qquad N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

#### Condizioni non Drenate

$$q_{lim} = c_u N_c^{\circ} i_c^{\circ} s_c^{\circ} b_c^{\circ} d_c^{\circ} g_c^{\circ} + t_g^{\circ} + q$$

$$N_{\gamma}^{\circ} = -2 \sin \omega \qquad N_c^{\circ} = 2 + \pi \approx 5,14 \qquad t_g^{\circ} = \frac{1}{2} \gamma B' N_{\gamma}^{\circ} s_{\gamma}^{\circ}$$

$$\Omega = \text{inclinazione p.c.} \qquad g_c^{\circ} = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$$

Con riduzione delle dimensioni della fondazione per carichi eccentrici secondo le formulazioni:

$$B' = B - 2 e_B = B - 2 \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 e_L = L - 2 \frac{M_L}{N}$$

Che presenta i seguenti coefficienti correttivi:

Condizioni Drenate			
Coeff. Correttivi	γ	q	c
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$
<b>Fattori di forma</b>	$s_\gamma = s_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$		$s_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Condizioni non Drenate			
Coeff. Correttivi	γ	q	c
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	-	-	$i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$
<b>Fattori di forma</b>	-	-	$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	-	-	$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Per il meccanismo di rottura a punzonamento viene definito un parametro, l'indice di rigidezza, la cui espressione è la seguente:

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \tan \phi}$$

Dove G è il modulo di taglio del terreno a basse deformazioni e  $\sigma$  è la pressione efficace media a profondità “D+B/2”. I coefficienti correttivi del punzonamento hanno la seguente espressione:

$$\Psi_q = \exp \left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \cdot \sin \phi \cdot \log_{10}(I_r)}{1 + \sin \phi} \right] \quad \text{per } \phi > 0 \quad ; \quad \Psi_q = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_q \cdot \tan \phi} \quad \text{per } \phi > 0 \quad ; \quad \Psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{l} + 0.6 \cdot \log_{10} \cdot I_r \quad \text{per } \phi = 0$$

$$\Psi_\gamma = \Psi_q \quad \text{per } \phi > 0 \quad ; \quad \Psi_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

I fattori si devono applicare solo nel caso in cui  $I_r < I_{r,crit}$ .

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per l'involuppo GEO:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV GEO	219.00	305.00	3529.00	693.00	204.00

Larghezza Fondazione	B	4.60	m
Profondità piano di posa	D	4.40	m
Lunghezza Fondazione	L	6.10	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	693.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	204.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.20	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.06	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	4.21	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	5.98	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma			
Fattore primo membro	Sc	1.60	
Fattore secondo membro	Sq	1.59	
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.60	

Fattori di inclinazione del carico			
Coefficiente mB	mB	1.59	
Coefficiente mL	mL	1.41	
Coefficiente m	m	1.41	
Fattore primo membro	ic	0.90	
Fattore secondo membro	iq	0.90	
Fattore terzo membro	i $\gamma$	0.84	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	3.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	96.70	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	107.80	kN/m <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	16943.27	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	426594.93	kN
Carico di esercizio	Qed	3529.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>52.56</b>	

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)</b>			
Modulo elastico del terreno	E	800	Mpa
Coefficiente di Poisson	v	0.3	
Modulo di taglio del terreno	G	307.69	MPa
Pressione efficace media alla profondità D+B/2	$\sigma$	164.15	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	1731.15	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	300.45	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	2961.18	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	305.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>8.83</b>	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per l'involuppo SLU/SLV:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
<b>ENV SLU/SLV</b>	<b>106.00</b>	<b>357.00</b>	<b>5261.00</b>	<b>519.00</b>	<b>17.00</b>

Larghezza Fondazione	B	4.60	m
Profondità piano di posa	D	4.40	m
Lunghezza Fondazione	L	6.10	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	Ny	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	519.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	17.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.10	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	4.40	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	6.09	m

<b>Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma</b>			
Fattore primo membro	Sc	1.62	
Fattore secondo membro	Sq	1.61	
Fattore terzo membro	Sy	0.60	

<b>Fattori di inclinazione del carico</b>			
Coefficiente mB	mB	1.58	
Coefficiente mL	mL	1.42	
Coefficiente m	m	1.42	
Fattore primo membro	ic	0.92	
Fattore secondo membro	iq	0.92	
Fattore terzo membro	iy	0.87	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	3.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	96.70	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	107.80	kN/m <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	17426.11	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	467507.78	kN
Carico di esercizio	Qed	5261.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>38.64</b>	

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)</b>			
Modulo elastico del terreno	E	800	Mpa
Coefficiente di Poisson	v	0.3	
Modulo di taglio del terreno	G	307.69	MPa
Pressione efficace media alla profondità D+B/2	$\sigma$	164.15	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	1731.15	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	294.85	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

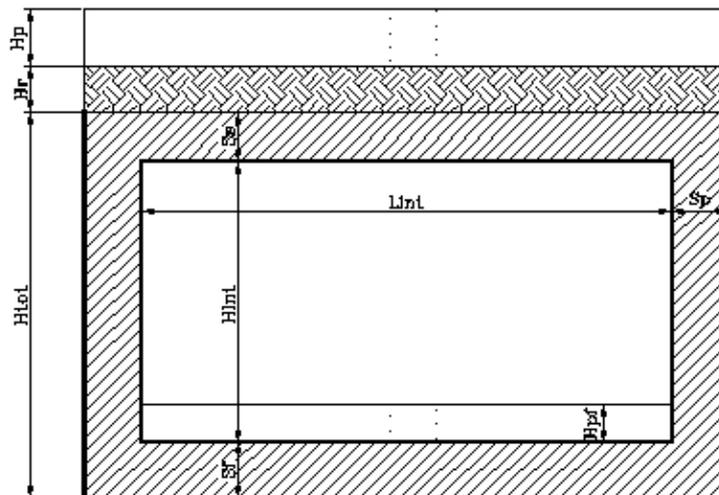
<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	4414.50	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	357.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>11.24</b>	

## 10 SCATOLARE 4M X 2M

La dimensione interna è di 4.00m e l'altezza interna pari a 2.00m, con soletta superiore di spessore 0.50m, piedritti di spessore 0.50m e soletta inferiore di spessore 0.50m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

### 10.1 GEOMETRIA



*Figura 21– Significato dei simboli*

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	$L_{tot}$	5.00	m
larghezza utile scatolare	$L_{int}$	4.00	m
larghezza interasse	$L_a$	4.50	m
spessore soletta superiore	$S_s$	0.50	m
spessore piedritti	$S_p$	0.50	m
spessore fondazione	$S_f$	0.50	m
altezza totale scatolare	$H_{tot}$	3.00	m
altezza libera scatolare	$H_{int}$	2.00	m
spessore pacchetto superiore	$H_{Psup}$	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{Rsup}$	1.60	m
spessore pacchetto inferiore	$H_{Pinf}$		m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{Rinf}$		m

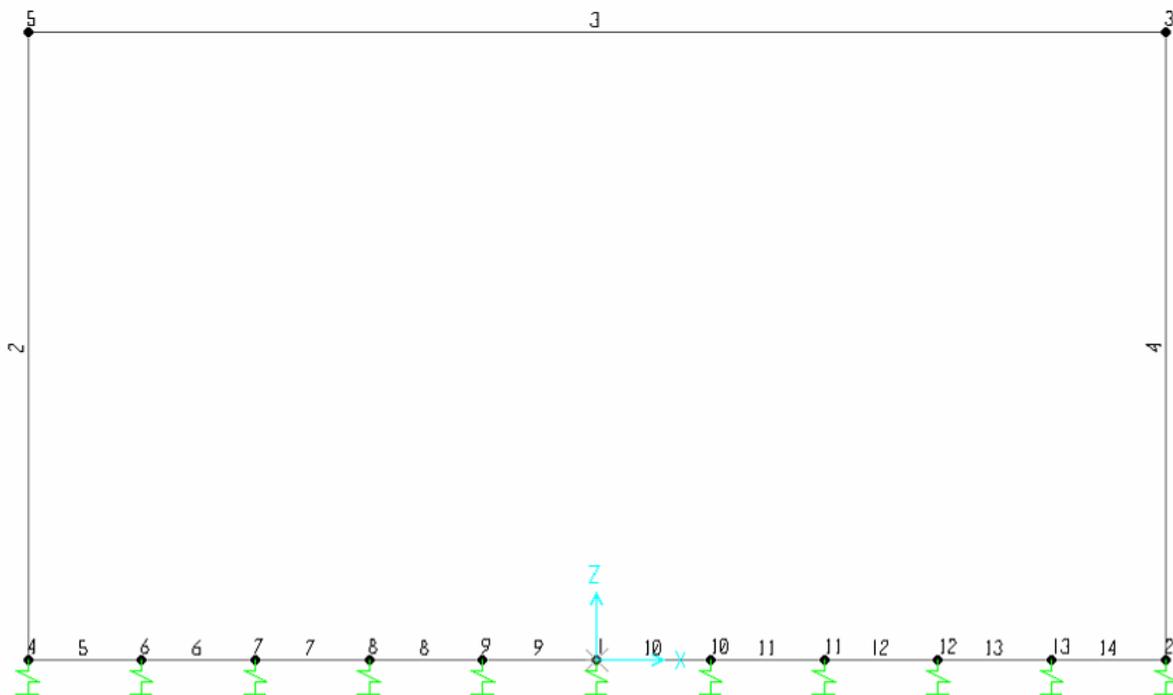
## 10.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio chiuso su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l’analisi è quello di uno scatolare di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.



**Figura 22**– Numerazione aste e nodi

### 10.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

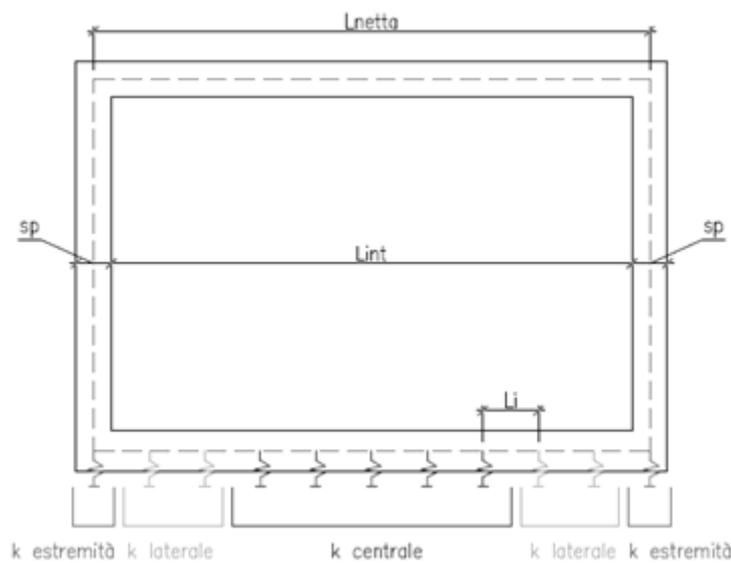
Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 20945$  kN/mc in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle  $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = (0.50/2 + 4 + 0.5/2)/10 = 4.50/10 = 0.45$  [m]

Molle centrali  $k_1 = k * i$  [kN/m]

Molle intermedie  $k_2 = 1.5 * k * i$  [kN/m]

Molle laterali  $k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$  [kN/m]

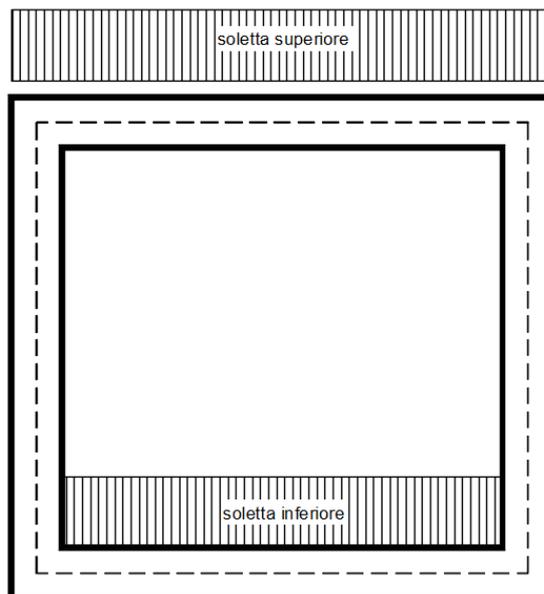


<b>Scatolare 4x2</b>	
<b>Lint</b>	<b>4.00</b>
<b>Sp/2</b>	<b>0.25</b>
<b>Sp/2</b>	<b>0.25</b>
<b>i</b>	<b>0.45</b>
<b>K</b>	<b>20945</b>
<b>k1</b>	<b>9425</b>
<b>k2</b>	<b>14138</b>
<b>k3</b>	<b>19898</b>

### 10.3 ANALISI DEI CARICHI

#### 10.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>12.50 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.12 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	32.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>35.12 kN/m</b>
 <u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>12.50 kN/m</b>
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>0.00 kN/m</b>
 <u>Piedritti</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m
	<b>- Totale</b>	<b>12.50 kN/m</b>



*Figura 23– Schema tipo carichi permanenti*

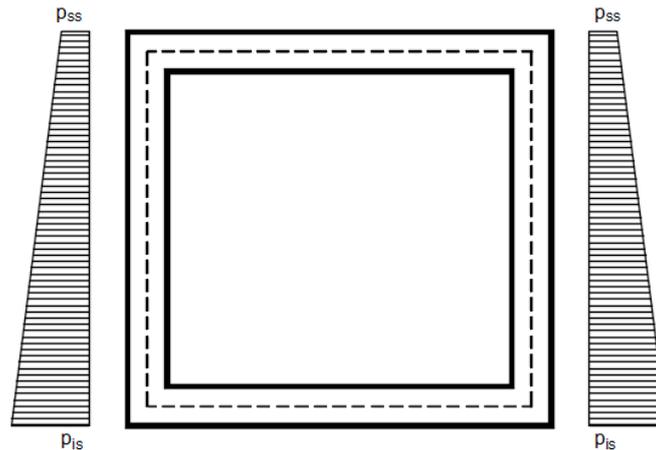
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 6.78 kN.

### 10.3.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza dello scatolare, utilizzando la formula  $K_0=1-\sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0=0.43$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$p_{ss} = K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 16.9 \text{ kN/m}$$

$$p_{is} = p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 38.2 \text{ kN/m}$$

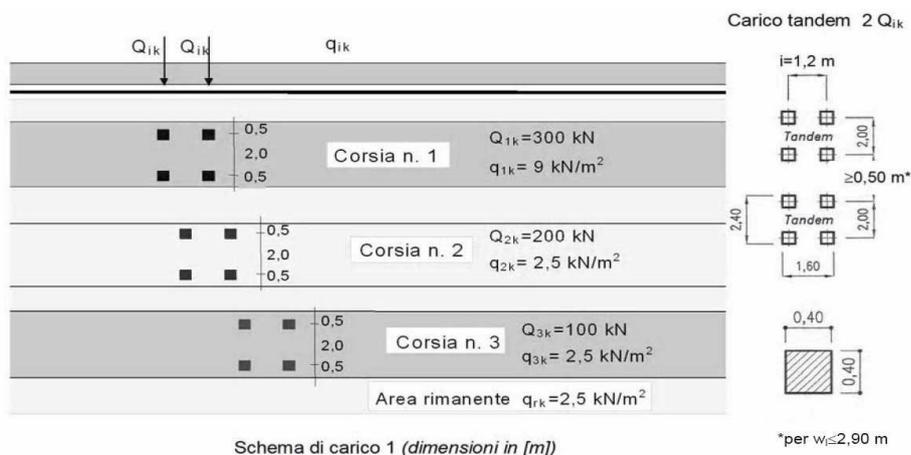


**Figura 24**– Schema tipo spinta terreno su pareti

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta superiore con valore pari a 3.10 kN ed inferiore con valore pari a 8.97 kN.

### 10.3.3 Ripartizione dei carichi mobili verticali

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.

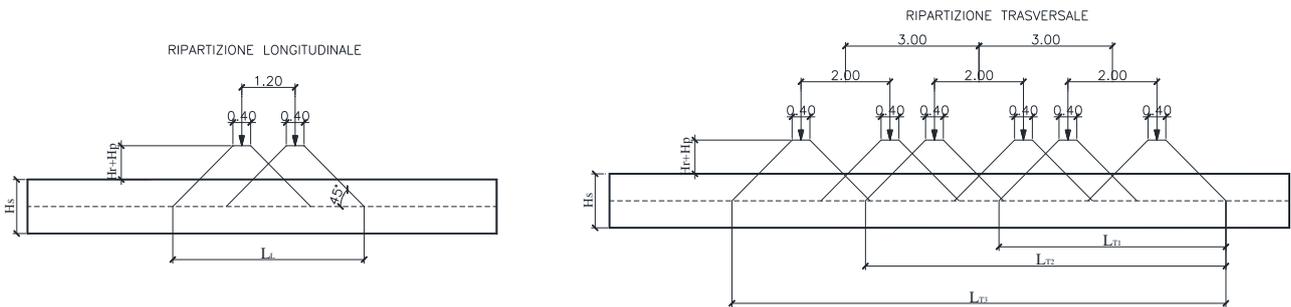


Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

La ripartizione dei carichi si effettua considerando il carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0.4 m.

Per il calcolo dei valori di  $L_L$  ed  $L_T$  si considera una ripartizione a 35° all'interno degli strati di pavimentazione e rinterro e 45° all'interno della soletta in c.a., di seguito i risultati numeri ed uno schema grafico tipologico rappresentativo.



Il carico è schematizzato da due assi da 150 kN disposti ad interasse di 1.20m.

Si procede al calcolo dei carichi per metro lineare riferiti al baricentro della soletta per i diversi treni di carico.

Si considera una larghezza di ripartizione trasversale e longitudinale come descritto nelle figure precedenti; risulta pertanto:

$$q_{1k} = \frac{600}{L_L \times L_{T1}} \quad \text{1 corsia}$$

$$q_{1k} = \frac{600+400}{L_L \times L_{T2}} \quad \text{2 corsie}$$

$$q_{1k} = \frac{600+400+200}{L_L \times L_{T3}} \quad \text{3 corsie}$$

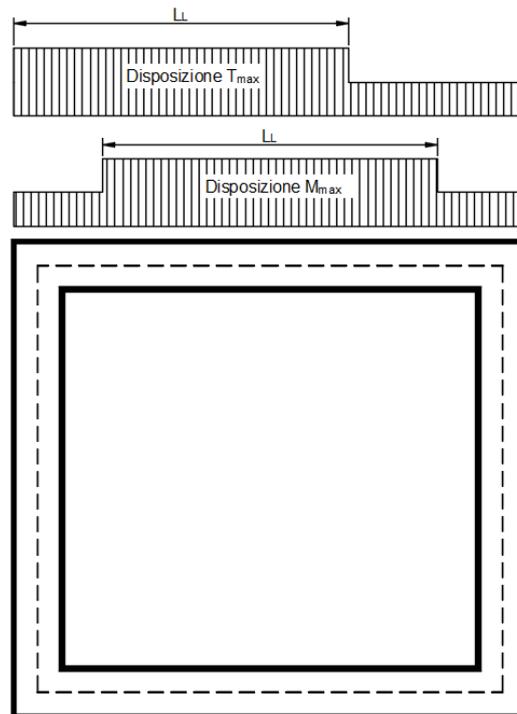
$$L_L = 3.96 \text{ m} \quad q_{2k} = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T1} = 4.76 \text{ m} \quad q_{1k} = 31.8 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 7.76 \text{ m} \quad q_{1k} = 32.5 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 10.76 \text{ m} \quad q_{1k} = 28.1 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a  $q_{2k}=9.0$  kN/mq a cui va sommato il carico  $q_{1k}$  32.51 kN/mq applicato su una larghezza di 3.96 m.



**Figura 25**– Schema tipo carichi mobili soletta superiore

Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 7.95 kN per i carichi concentrati e valore pari a 2.25 kN per il carico distribuito.

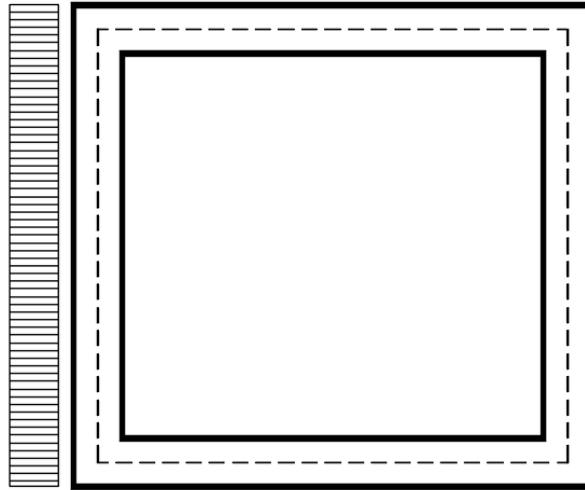
#### 10.3.4 Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=20$ kN/m

Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato, si considera un carico tandem distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0m) e sui 3.0m di corsia.

$$q_1=150 \text{ kN} \cdot 4 / (18.0 \cdot 3.0) \text{ m}^2 + 9 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 \cdot K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

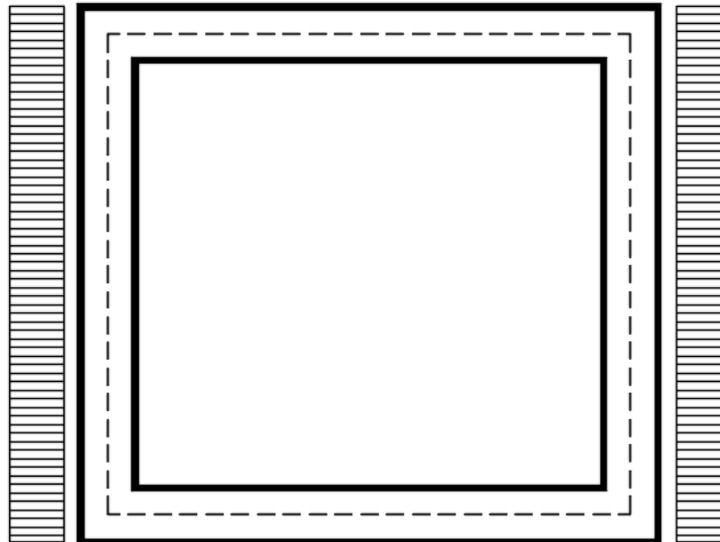
a) Spinta sul piedritto sinistro



*Figura 26– Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti



*Figura 27– Schema tipo spinta carico accidentale su entrambi le pareti*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 2.13 kN ed inferiore con valore pari a 2.13 kN.

### 10.3.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{k1}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 374 \text{ kN}$$

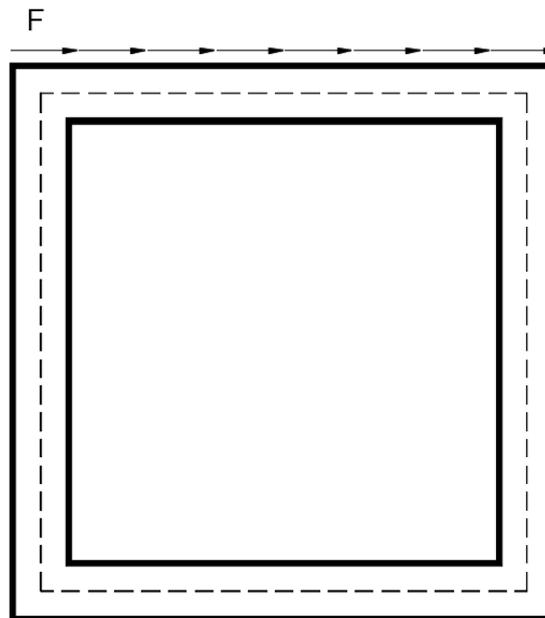
$$w_1 = 3.00 \text{ m} \quad (\text{larghezza della corsia})$$

$$L = 5.00 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 4.2 \text{ kN/m}^2$$

La frenatura è ripartita sulla lunghezza della zona caricata e sulla dimensione dell'auto articolato 18.0m.



**Figura 28**– Schema tipo azione di frenatura sulla soletta superiore

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta superiore con valore pari a 1.0 kN.

### 10.3.6 Variazione termica

Si applica una variazione termica pari a +/- 15°C.

### 10.3.7 Ritiro differenziale della soletta di copertura

Si considera una variazione termica uniforme equivalente sulla soletta superiore come da calcolo seguente. Il calcolo viene condotto secondo le indicazioni dell'EUROCODICE 2-UNI EN1992-1-1 Novembre 2005 e DM 17-01-2018

**Cls a t=0**

$R_{ck}$	=	<b>40</b>	N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza a compressione cubica caratteristica</i>
$f_{ck}$	=	33.2	N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza a compressione cilindrica caratteristica</i>
$f_{cm}$	=	41.2	N/mm <sup>2</sup>	<i>Resistenza a compressione cilindrica media</i>
$\alpha$	=	1.0E-05		
$E_{cm}$	=	33643	N/mm <sup>2</sup>	<i>Modulo elastico secante medio</i>
cls tipo		<b>R</b>		<i>classe del cemento</i>
<b>Tempo e ambiente</b>				
$t_s$	=	<b>2</b>	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento</i>
$t_0$	=	<b>2</b>	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni al momento del carico</i>
$t$	=	<b>25550</b>	gg	<i>età del calcestruzzo in giorni</i>
$h_0=2A_c/u$	=	1000	mm	<i>dimensione fittizia dell'elemento di cls</i>
$A_c$	=	<b>500000</b>	mm <sup>2</sup>	<i>sezione dell'elemento</i>
$u$	=	<b>1000</b>	mm	<i>perimetro a contatto con l'atmosfera</i>
RH	=	<b>75</b>	%	<i>umidità relativa percentuale</i>

Coefficiente di viscosità  $\phi(t, t_0)$  e modulo elastico  $EC_t$  a tempo "t"

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$	2.034	<i>coeff. di viscosità</i>
$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$	2.067	<i>coeff. nominale di viscosità</i>
$\phi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	1.216	<i>coeff. che tiene conto dell'umidità</i>
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.892	<i>coeff. per la resistenza del cls</i>
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.968	<i>coeff. per la resistenza del cls</i>
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$	2.617	<i>coeff. che tiene conto della resistenza del cls</i>
$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$	0.649	<i>coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo</i>
$t_o = t_0 \left( \frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 =$	6.19	<i>coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo</i>
$\alpha =$	<b>1</b>	<i>coeff. per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)</i>
$\beta_c(t, t_0) = \left[ \frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u,3} =$	0.984	<i>coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo</i>
$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 =$	1382.5	<i>coeff. che tiene conto dell'umidità relativa</i>
$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.922	<i>coeff. per la resistenza del calcestruzzo</i>

**Il modulo elastico a tempo "t" è pari a:**

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 11087402 \text{ kN/m}^2$$

**Deformazioni di ritiro**

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000342 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000284 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.953$$

$K_h =$

0.7

parametro che dipende da  $h_0$  secondo il prospetto seguente

Valori di  $k_h$

$h_0$	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

Valori di  $K_h$  intermedi a quelli del prospetto vengono calcolati tramite interpolazione lineare

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \left[ (200 + 100 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}) \right] 10^{-6} \beta_{RH} = 0.00042602$$

deformazione di base

$$\beta_{RH} = 1.55 \left[ 1 - \left( \frac{RH}{RH0} \right)^3 \right] = 0.896094$$

$$f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$$

$$RH0 = 100 \%$$

$$\alpha_{ds1} = 6$$

coeff per il tipo di cemento (3 per classe S, 4 per classe N, 6 per classe R)

$$\alpha_{ds2} = 0.11$$

coeff per il tipo di cemento (0.13 per classe S, 0.12 per classe N, 0.11 per classe R)

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca,00} = 0.000058 \text{ deformazione dovuta al ritiro autogeno}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5}) = 1$$

$$\varepsilon_{ca00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.28 \text{ }^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura

### 10.3.8 Azione sismica inerziale

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

$$\text{Forza sismica orizzontale } F_h = k_h * W$$

$$\text{Forza sismica verticale } F_v = k_v * W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:  $k_h = a_{\max}/g$   
 $k_v = \pm 0.5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni ed una classe d'uso IV  $C_u = 2.0$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 100.0$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.200$  g. (Latitudine: 42.24585; Longitudine: 12.82903)

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

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

$$S_s = 1.000 \quad \text{Coefficiente di amplificazione stratigrafica}$$

$$S_T = 1 \quad \text{Coefficiente di amplificazione topografica}$$

ne deriva che:

$$a_{\max} = 1.000 * 1 * 0.200 \text{ g} = 0.200 \text{ g}$$

$$k_h = a_{\max}/g = 0.200$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.100$$

Si consideri inoltre che non è stato applicato il coefficiente di riduzione delle azioni sismiche  $\beta$ . Inoltre l'azione sismica è stata considerata come carico distribuito lungo i piedritti, con risultante della forza sismica applicata a metà altezza.

le spinte del terreno in fase sismica sono state determinate con la teoria di Wood

#### Sisma orizzontale

$$F_{\text{sis}} = a_{\max} * \gamma_r * H_{\text{tot}} * 1\text{m} = 12.00 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{\text{imp}} = \alpha * S_p * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 2.50 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 14.50 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto sx})$$

$$\text{Totale} = 2.50 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto dx})$$

$$F_{\text{inr}} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1\text{m} = 5.32 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{\text{ins}} = \alpha * S_s * \gamma_{\text{cls}} * 1\text{m} = 2.50 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$F_q = \alpha * q * 1\text{m} * 0.2 = 1.66 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

$$\text{Totale} = 9.48 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

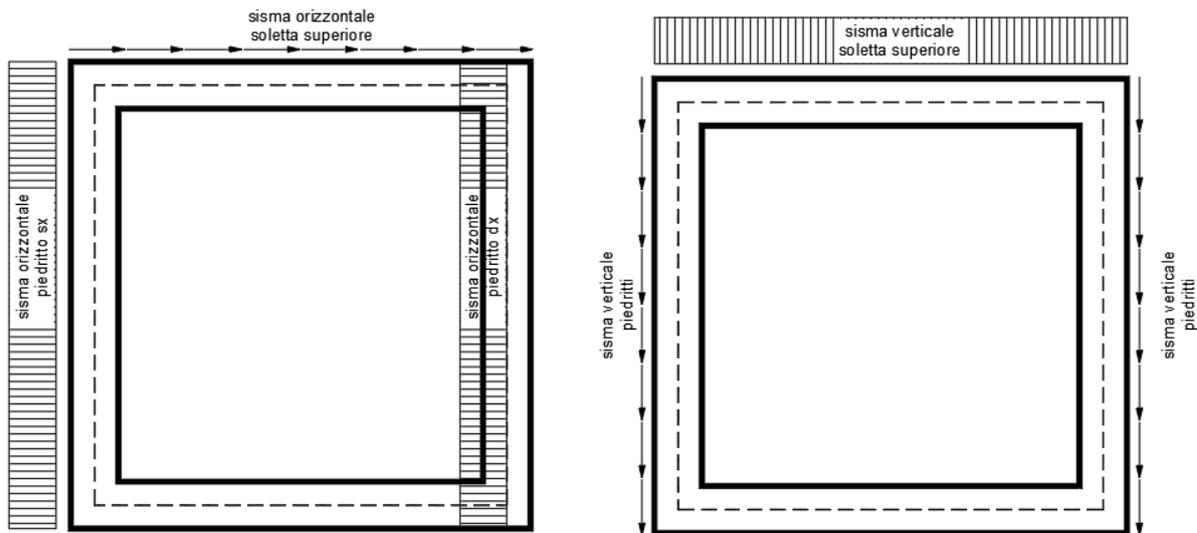
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta superiore con valore pari a 3.63 kN ed inferiore con valore pari a 3.63 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.63 kN ed inferiore con valore pari a 0.63 kN.

**Sisma verticale**

$$\begin{aligned}
 F_{imp} &= 0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m &= & 1.25 \text{ kN/m} & \text{(inerzia piedritti)} \\
 F_q &= 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2 &= & 0.83 \text{ kN/m} & \text{(inerzia veicoli)} \\
 F_{irr} &= 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m &= & 2.66 \text{ kN/m} & \text{(inerzia pavimentazione e riempimento)} \\
 F_{ins} &= 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m &= & 1.25 \text{ kN/m} & \text{(inerzia soletta superiore)} \\
 \hline
 \text{Totale} &= & \mathbf{4.74 \text{ kN/m}} & & \text{(soletta superiore)}
 \end{aligned}$$

Per tenere in conto le carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra soletta superiore e piedritti con valore pari a 1.19 kN.

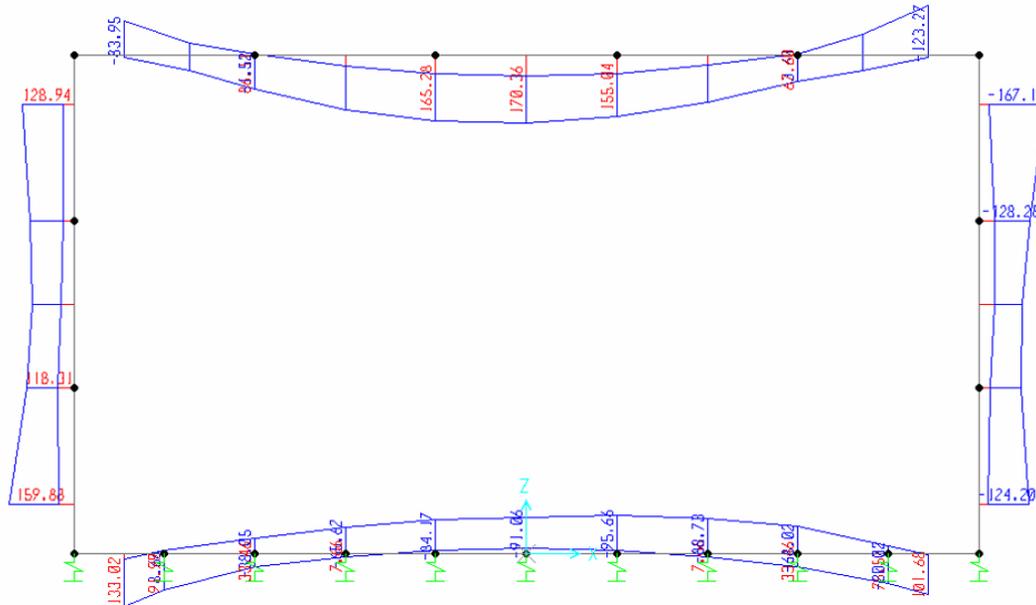
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1 + G_2 + \psi_{2j} Q_{kj}$



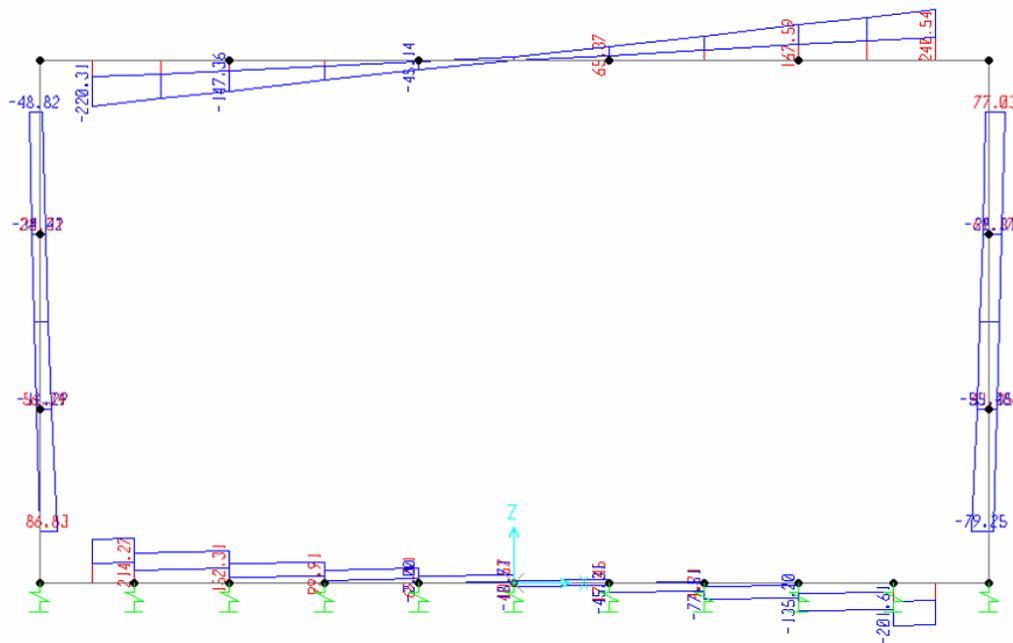
**Figura 29– Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali**

## 10.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Per le sollecitazioni sono state applicate delle spuntature ad ogni elemento strutturale pari al proprio semi-spessore. In tal modo è possibile considerare le sollecitazioni sulla luce netta delle solette superiori ed inferiori e dei piedritti.



**Figura 30– Involuppo momenti flettenti SLU-SLV**



**Figura 31– Involuppo sforzi taglianti SLU-SLV**

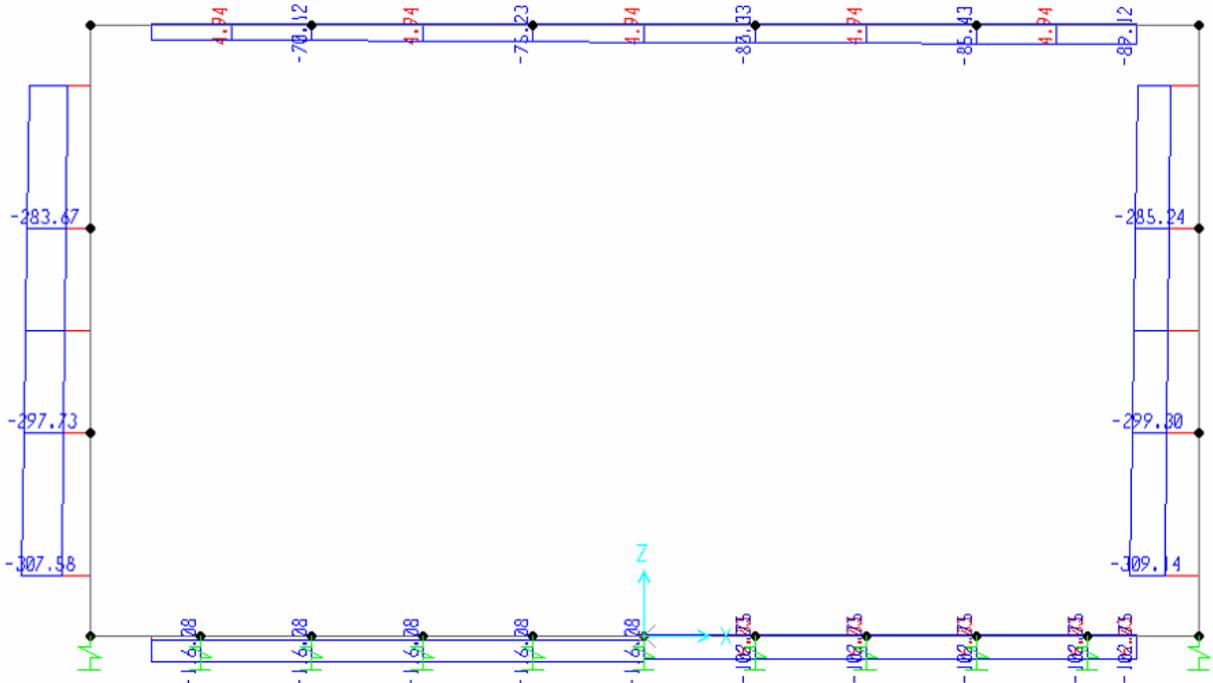


Figura 32- Involuppo azioni assiali SLU-SLV

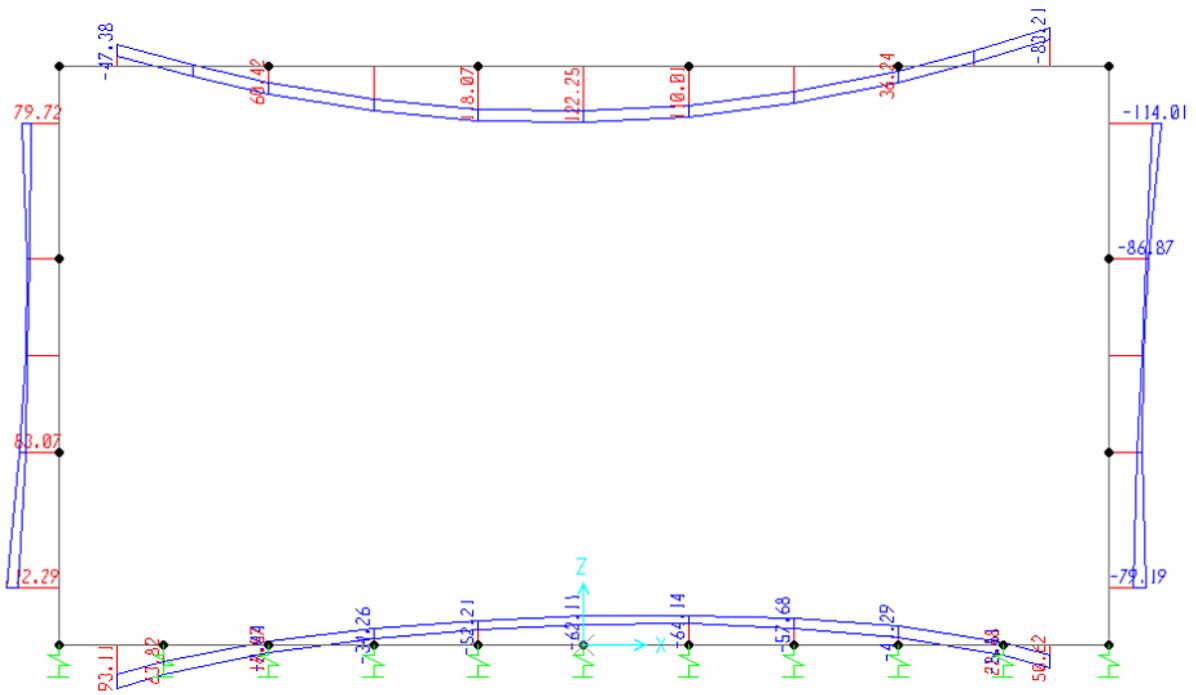


Figura 33- Involuppo momenti flettenti SLE rara

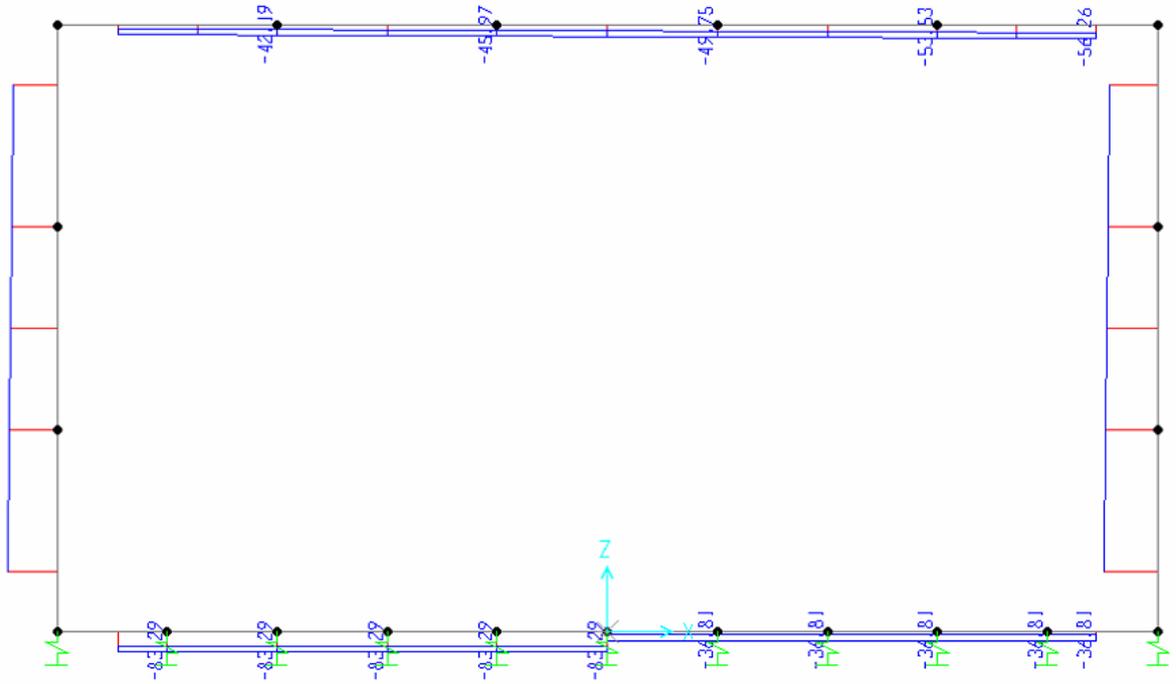


Figura 34– Involuppo azioni assiali SLE rara

## 10.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido. Per ogni elemento si ricerca la sezione di Momento e Taglio massimo; la verifica sarà eseguita con la sollecitazione, in modulo, maggiore:

		SLU STR-SLV			
Elemento strutturale	Sezione	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU14-STR2	116.08	133.02	214.27
	campata	SLU14-STR	-6.03	-95.66	-
soletta superiore	nodo piedritto	SLU14-STR	75.71	-123.27	240.54
	campata	SLU14-STR2	30.37	170.36	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU14-STR2	280.63	159.88	86.83
	nodo soletta sup	SLU14-STR	275.39	167.18	79.25

		SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
Elemento strutturale	Sezione	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	83.29	93.11	soletta inferiore	76.84	82.12	soletta inferiore	63.13	56.52
	campata	14.14	-64.14		23.08	-54.08		44.24	-30.95
soletta superiore	nodo piedritto	56.26	-83.21	soletta superiore	47.83	-68.07	soletta superiore	28.20	-29.00
	campata	25.19	122.25		22.64	107.94		9.31	71.34
piedritti	nodo soletta inf	176.94	60.08	piedritti	157.47	53.25	piedritti	99.05	27.84
	nodo soletta inf	201.94	112.29		182.47	98.94		124.05	65.32
	nodo soletta sup	194.86	114.01		-170.91	95.33		124.05	65.32
	nodo soletta sup	219.86	53.50		195.91	52.71		99.05	27.84

### 10.5.1 Verifica soletta inferiore

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa

	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

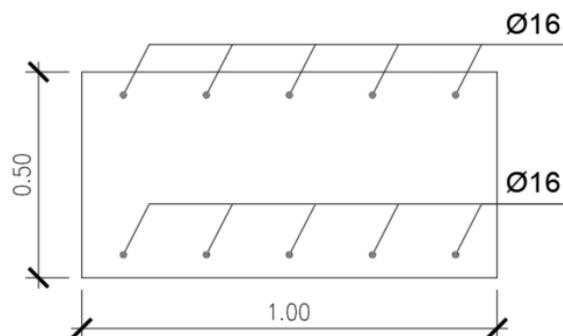
### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	16
2	-43.0	43.0	16
3	43.0	43.0	16
4	43.0	7.0	16

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16



**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.		
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate		
N°Comb.	N	Mx	Vy
1	116.08	133.02	214.27
2	-6.03	95.66	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	83.29	93.11	0.00
2	14.14	64.14	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	76.84	82.12 (153.64)	0.00 (0.00)
2	23.08	54.08 (146.66)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	63.13	56.52 (156.29)	0.00 (0.00)
2	44.24	30.95 (161.08)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	---------

1	S	116.08	133.02	116.10	200.31	1.51	20.1(9.0)
2	S	-6.03	95.66	-6.22	176.74	1.85	20.1(9.0)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.118	-50.0	50.0	-0.00132	43.0	43.0	-0.02610	-43.0	7.0
2	0.00350	0.110	-50.0	50.0	-0.00166	43.0	43.0	-0.02818	-43.0	7.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000688414	-0.030920688	0.118	0.700
2	0.000000000	0.000736667	-0.033333351	0.110	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio $V_y$ di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	214.27	231.48	43.0	100.0	0.0047	0.23
2	S	0.00	0.00	43.0	100.0	0.0036	0.37

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.51	-50.0	50.0	-193.0	-43.0	7.0	1260	10.1
2	S	3.11	-50.0	50.0	-154.4	-43.0	7.0	1305	10.1

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00118	0.00000	0.500	16.0	62	0.00058 (0.00058)	552 0.319 (990.00)		153.05	0.00
2	S	-0.00094	0.00000	0.500	16.0	62	0.00046 (0.00046)	564 0.261 (990.00)		144.01	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.98	-50.0	50.0	-168.6	-43.0	7.0	1260	10.1
2	S	2.63	-50.0	50.0	-124.6	-43.0	7.0	1260	10.1

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00103	0.00000	0.500	16.0	62	0.00051 (0.00051)	552 0.279 (0.30)		153.64	0.00
2	S	-0.00076	0.00000	0.500	16.0	62	0.00037 (0.00037)	552 0.206 (0.30)		146.66	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.73	-50.0	50.0	-111.0	-43.0	7.0	1260	10.1
2	S	1.49	-50.0	50.0	-56.2	-43.0	7.0	1215	10.1

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00068	0.00000	0.500	16.0	62	0.00033 (0.00033)	552 0.184 (0.20)		156.29	0.00
2	S	-0.00034	0.00000	0.500	16.0	62	0.00017 (0.00017)	540 0.091 (0.20)		161.08	0.00

### 10.5.2 Verifica soletta superiore

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm	

	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

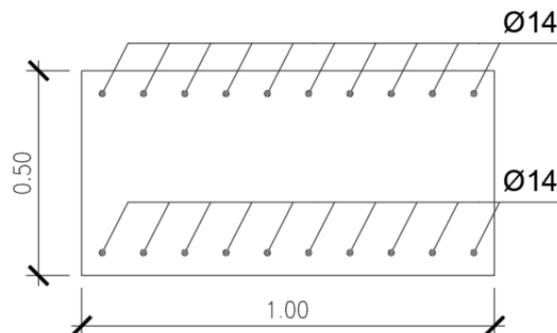
#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	14
2	-43.0	43.0	14
3	43.0	43.0	14
4	43.0	7.0	14

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14



**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	75.71	123.27	240.54
2	30.37	170.36	0.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	56.26	83.21	0.00
2	25.19	122.25	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	47.83	68.07 (157.37)	0.00 (0.00)
2	22.64	107.94 (150.47)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	28.20	29.00 (161.41)	0.00 (0.00)
2	9.31	71.34 (149.42)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
--------	-----	---	----	-------	--------	----------	---------

1	S	75.71	123.27	75.75	271.12	2.20	30.8(9.0)
2	S	30.37	170.36	30.27	262.52	1.54	30.8(9.0)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.136	-50.0	50.0	-0.00069	-43.0	43.0	-0.02223	-43.0	7.0
2	0.00350	0.133	-50.0	50.0	-0.00077	-43.0	43.0	-0.02275	-43.0	7.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000598373	-0.026418659	0.136	0.700
2	0.000000000	0.000610437	-0.027021825	0.133	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [ $<0.02$ ]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	240.54	259.32	43.0	100.0	0.0072	0.15
2	S	0.00	253.47	43.0	100.0	0.0072	0.06

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.33	-50.0	50.0	-121.3	-33.4	7.0	1250	15.4
2	S	4.86	-50.0	50.0	-196.5	-33.4	7.0	1300	15.4

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; = (e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00075	0.00000	0.500	14.0	63	0.00036 (0.00036)	407	0.148 (990.00)	156.98	0.00
2	S	-0.00120	0.00000	0.500	14.0	63	0.00059 (0.00059)	415	0.245 (990.00)	150.42	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.73	-50.0	50.0	-98.6	-33.4	7.0	1250	15.4
2	S	4.29	-50.0	50.0	-173.4	-43.0	7.0	1300	15.4

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00061	0.00000	0.500	14.0	63	0.00030 (0.00030)	407	0.121 (0.30)	157.37	0.00
2	S	-0.00106	0.00000	0.500	14.0	63	0.00052 (0.00052)	415	0.216 (0.30)	150.47	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.16	-50.0	50.0	-39.6	-43.0	7.0	1250	15.4
2	S	2.83	-50.0	50.0	-116.4	-43.0	7.0	1300	15.4

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00024	0.00000	0.500	14.0	63	0.00012 (0.00012)	407	0.048 (0.20)	161.41	0.00
2	S	-0.00071	0.00000	0.500	14.0	63	0.00035 (0.00035)	415	0.145 (0.20)	149.42	0.00

### 10.5.3 Verifica piedritti

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm

	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

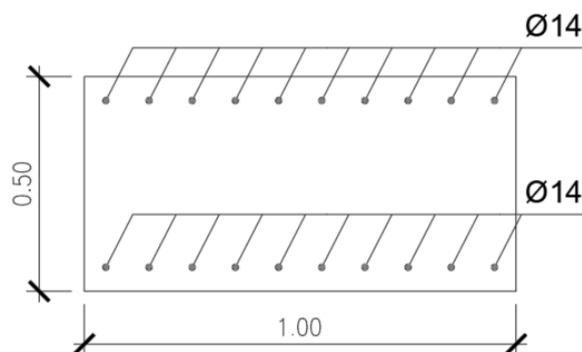
#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	14
2	-43.0	43.0	14
3	43.0	43.0	14
4	43.0	7.0	14

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre			
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione			
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione			
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione			
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione			

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	14
2	2	3	8	14



#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	280.63	159.88	86.83
2	275.39	167.18	79.25

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	176.94	60.08	0.00
2	201.94	112.29	0.00
3	194.86	114.01	0.00
4	219.86	53.50	0.00

#### COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	157.47	53.25 (199.08)	0.00 (0.00)
2	182.47	98.94 (176.05)	0.00 (0.00)
3	-170.91	95.33 (127.74)	0.00 (0.00)
4	195.91	52.71 (218.61)	0.00 (0.00)

#### COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	99.05	27.84 (214.21)	0.00 (0.00)
2	124.05	65.32 (177.06)	0.00 (0.00)
3	124.05	65.32 (177.06)	0.00 (0.00)
4	99.05	27.84 (214.21)	0.00 (0.00)

#### RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

#### VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	280.63	159.88	280.34	309.61	1.94	15.4(9.0)
2	S	275.39	167.18	275.67	308.74	1.85	15.4(9.0)

#### METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.149	-50.0	50.0	-0.00031	43.0	43.0	-0.01992	-43.0	7.0
2	0.00350	0.149	-50.0	50.0	-0.00032	43.0	43.0	-0.01997	-43.0	7.0

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000544619	-0.023730953	0.149	0.700
2	0.000000000	0.000545777	-0.023788857	0.149	0.700

#### METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d Altezza utile sezione [cm]  
bw Larghezza minima sezione [cm]  
Ro Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]  
Scp Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	86.83	285.75	43.0	100.0	0.0072	0.56
2	S	79.25	285.07	43.0	100.0	0.0072	0.55

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.36	-50.0	50.0	-47.5	-43.0	7.0	1050	15.4

2	S	4.49	-50.0	50.0	-125.0	-33.4	7.0	1150	15.4
3	S	4.57	-50.0	50.0	-129.9	-33.4	7.0	1150	15.4
4	S	2.03	-50.0	50.0	-27.4	-43.0	7.0	900	15.4

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00030	0.00000	0.500	14.0	63	0.00014 (0.00014)	377 0.054 (990.00)		198.80	0.00
2	S	-0.00078	0.00000	0.500	14.0	63	0.00037 (0.00037)	392 0.147 (990.00)		175.21	0.00
3	S	-0.00081	0.00000	0.500	14.0	63	0.00039 (0.00039)	392 0.153 (990.00)		173.61	0.00
4	S	-0.00018	0.00000	0.500	14.0	63	0.00008 (0.00008)	353 0.029 (990.00)		230.29	0.00

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.09	-50.0	50.0	-41.9	-33.4	7.0	1050	15.4
2	S	3.96	-50.0	50.0	-108.8	-33.4	7.0	1150	15.4
3	S	3.52	-50.0	50.0	-216.3	-33.4	7.0	1400	15.4
4	S	2.02	-50.0	50.0	-31.6	-43.0	7.0	950	15.4

#### COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00027	0.00000	0.500	14.0	63	0.00013 (0.00013)	377 0.047 (0.30)		199.08	0.00
2	S	-0.00068	0.00000	0.500	14.0	63	0.00033 (0.00033)	392 0.128 (0.30)		176.05	0.00
3	S	-0.00130	0.00000	0.500	14.0	63	0.00065 (0.00065)	431 0.279 (0.30)		127.74	0.00
4	S	-0.00021	0.00000	0.500	14.0	63	0.00009 (0.00009)	361 0.034 (0.30)		218.61	0.00

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.07	-50.0	50.0	-17.7	-43.0	7.0	1000	15.4
2	S	2.61	-50.0	50.0	-70.7	-43.0	7.0	1150	15.4
3	S	2.61	-50.0	50.0	-70.7	-43.0	7.0	1150	15.4
4	S	1.07	-50.0	50.0	-17.7	-43.0	7.0	1000	15.4

#### COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00012	0.00000	0.500	14.0	63	0.00005 (0.00005)	369 0.020 (0.20)		214.21	0.00
2	S	-0.00044	0.00000	0.500	14.0	63	0.00021 (0.00021)	392 0.083 (0.20)		177.06	0.00
3	S	-0.00044	0.00000	0.500	14.0	63	0.00021 (0.00021)	392 0.083 (0.20)		177.06	0.00
4	S	-0.00012	0.00000	0.500	14.0	63	0.00005 (0.00005)	369 0.020 (0.20)		214.21	0.00

#### 10.5.4 Tabella riassuntiva armature

ARMATURA			
soletta inferiore	nodo piedritto	Ø16/20 inf Ø16/20 sup	
	campata	Ø16/20 inf Ø16/20 sup	
soletta superiore	nodo piedritto	Ø14/10 inf Ø14/10 sup	
	campata	Ø14/10 inf Ø14/10 sup	
piedritti	nodo soletta inf	Ø14/10 ext Ø14/10 int	
	nodo soletta sup	Ø14/10 ext Ø14/10 int	

#### 10.5.5 Incidenza armature

INCIDENZA (Kg/m <sup>3</sup> )	
soletta inferiore	<b>60</b>
soletta superiore	<b>90</b>
piedritti	<b>110</b>

## 10.6 VERIFICA FONDAZIONE

### 10.6.1 Verifica portanza

Si riporta di seguito la verifica di portanza per l'involuppo GEO e per l'involuppo SLU-STR. Per ottenere gli scarichi a base fondazione si sono estrapolate le reaction dei nodi di fondazione con i point spring:

- Per il carico verticale si è effettuata una sommatoria delle reazioni verticali
- Per il carico orizzontale si è effettuata una sommatoria delle reazioni orizzontali
- Per il momento si è calcolato il momento provocato da ciascuna reazione verticale rispetto al baricentro della fondazione e si è poi fatta la somma algebrica dei momenti per ottenere il valore complessivo

Reazioni nodali per la striscia di 1m										
Nodo	Combo	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Coord. X (m)	F1*y (kNm)	F3*x (kNm)
1	ENV SLU-SLV	25.36	0.00	43.01	0.00	0.00	0.00	0.00	5.07	0.00
2	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	116.37	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	261.84
4	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	102.02	0.00	0.00	0.00	-2.25	0.00	-229.55
6	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	70.13	0.00	0.00	0.00	-1.80	0.00	-126.23
7	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	68.01	0.00	0.00	0.00	-1.35	0.00	-91.81
8	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	44.28	0.00	0.00	0.00	-0.90	0.00	-39.85
9	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	43.44	0.00	0.00	0.00	-0.45	0.00	-19.55
10	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	44.13	0.00	0.00	0.00	0.45	0.00	19.86
11	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	46.23	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	41.61
12	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	73.06	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	98.62
13	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	77.59	0.00	0.00	0.00	1.80	0.00	139.66
<b>Risultante Base Plinto - L=1m</b>								<b>L =</b>	23.48	m
<b>Ntot (kN)</b>	<b>Htot (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>								
728.26	25.36	49.52								
<b>Risultante Base Plinto - L=23.48m</b>										
<b>Ntot (kN)</b>	<b>Htot (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>								
17099.50	595.36	1162.83								

Reazioni nodali per la striscia di 1m										
Nodo	Combo	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Coord. X (m)	F1*y (kNm)	F3*x (kNm)
1	ENV-GEO	-72.03	0.00	33.81	0.00	0.00	0.00	0.00	-14.41	0.00
2	ENV-GEO	0.00	0.00	95.56	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	215.01
4	ENV-GEO	0.00	0.00	65.50	0.00	0.00	0.00	-2.25	0.00	-147.38
6	ENV-GEO	0.00	0.00	47.40	0.00	0.00	0.00	-1.80	0.00	-85.33
7	ENV-GEO	0.00	0.00	47.85	0.00	0.00	0.00	-1.35	0.00	-64.60
8	ENV-GEO	0.00	0.00	32.23	0.00	0.00	0.00	-0.90	0.00	-29.01
9	ENV-GEO	0.00	0.00	32.82	0.00	0.00	0.00	-0.45	0.00	-14.77
10	ENV-GEO	0.00	0.00	35.29	0.00	0.00	0.00	0.45	0.00	15.88
11	ENV-GEO	0.00	0.00	37.28	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	33.55
12	ENV-GEO	0.00	0.00	59.58	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	80.43
13	ENV-GEO	0.00	0.00	63.73	0.00	0.00	0.00	1.80	0.00	114.71
<b>Risultante Base Plinto - L=1m</b>								<b>L =</b>	23.48	m
<b>Ntot (kN)</b>	<b>Htot (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>								
551.04	72.03	132.91								
<b>Risultante Base Plinto - L=23.48m</b>										
<b>Ntot (kN)</b>	<b>Htot (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>								
12938.30	1691.31	3120.72								

Per la verifica di portanza verticale si sono adottate le formulazioni di Brinch Hansen

Condizioni Drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma i_\gamma s_\gamma b_\gamma d_\gamma g_\gamma + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c + q' N_q i_q s_q b_q d_q g_q$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \qquad N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

Condizioni non Drenate

$$q_{lim} = c_u N_c^\circ i_c^\circ s_c^\circ b_c^\circ d_c^\circ g_c^\circ + t_g^\circ + q$$

$$N_\gamma^\circ = -2 \sin \omega \qquad N_c^\circ = 2 + \pi \approx 5,14 \qquad t_g^\circ = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma^\circ s_\gamma^\circ$$

$\Omega =$  inclinazione p.c.  $g_c^\circ = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$

Con riduzione delle dimensioni della fondazione per carichi eccentrici secondo le formulazioni:

$$B' = B - 2 e_B = B - 2 \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 e_L = L - 2 \frac{M_L}{N}$$

Che presenta i seguenti coefficienti correttivi:

Condizioni Drenate			
Coeff. Correttivi	$\gamma$	$q$	$c$
<p style="text-align: center;"><b>Inclinazione del carico</b></p> $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$
<p style="text-align: center;"><b>Fattori di forma</b></p>	$s_\gamma = s_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$		$s_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$
<p style="text-align: center;"><b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b></p>	$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$
<p style="text-align: center;"><b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b></p>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Condizioni non Drenate			
Coeff. Correttivi	$\gamma$	q	c
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_D^2 + H_L^2}$	-	-	$i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$
<b>Fattori di forma</b>	-	-	$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	-	-	$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per involucro GEO:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
<b>ENV GEO</b>	<b>0.00</b>	<b>1691.00</b>	<b>12938.00</b>	<b>3121.00</b>	<b>0.00</b>

Larghezza Fondazione	B	5.00	m
Profondità piano di posa	D	4.60	m
Lunghezza Fondazione	L	23.48	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	3121.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.24	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	4.52	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	23.48	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.16
Fattore secondo membro	Sq	1.16
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.60

<b>Fattori di inclinazione del carico</b>		
Coefficiente mB	mB	1.84
Coefficiente mL	mL	1.16
Coefficiente m	m	1.16
Fattore primo membro	ic	0.88
Fattore secondo membro	iq	0.88
Fattore terzo membro	iy	0.79

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	3.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	102.50	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	112.70	kN/m <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	13160.45	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	1395954.63	kN
Carico di esercizio	Qed	12938.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>46.91</b>	

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	10856.27	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	1691.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>5.84</b>	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per involucro SLU/SLV:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV SLU/SLV	0.00	595.00	17100.00	1163.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	5.00	m
Profondità piano di posa	D	4.60	m
Lunghezza Fondazione	L	23.48	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	1163.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.07	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	4.86	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	23.48	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.18
Fattore secondo membro	Sq	1.17
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.60

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.83
Coefficiente mL	mL	1.17
Coefficiente m	m	1.17
Fattore primo membro	ic	0.97
Fattore secondo membro	iq	0.97
Fattore terzo membro	i $\gamma$	0.94

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	3.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	102.50	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	112.70	kN/m <sup>2</sup>

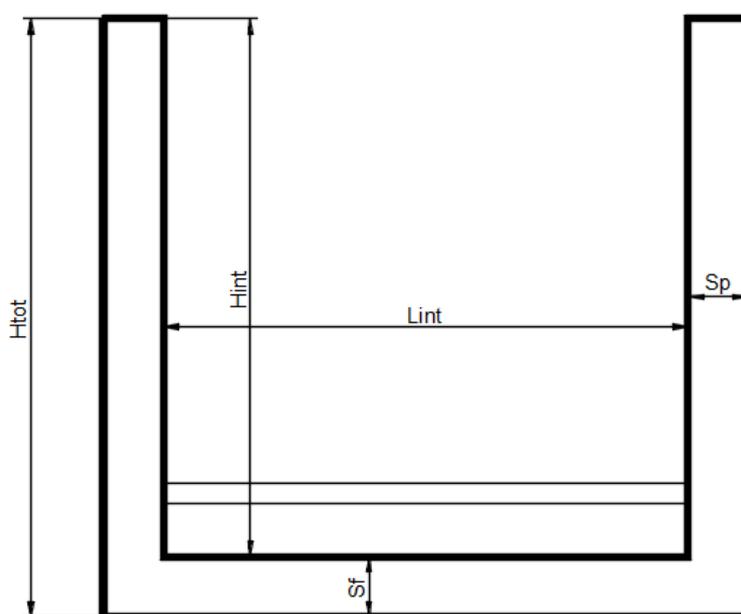
<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	14795.27	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	1689711.00	kN
Carico di esercizio	Qed	17100.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>42.96</b>	

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	14348.60	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	595.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>21.92</b>	

## 11 SEZIONE AD U

Nel seguente capitolo verrà analizzata la sezione del muro di sbocco. I risultati del muro ad U possono essere estesi ai due muri laterali dello sbocco. La dimensione interna è di 4.00m e l'altezza interna pari a 4.24 m, piedritti di spessore 0.50m e soletta inferiore di spessore 0.50m. Nel seguito verrà esaminata una striscia di lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.

### 11.1 GEOMETRIA



*Figura 35– Significato dei simboli*

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale sezione ad U	$L_{tot}$	5.00	m
larghezza utile sezione ad U	$L_{int}$	4.00	m
larghezza interasse	$L_a$	4.50	m
spessore piedritti	$S_p$	0.50	m
spessore fondazione	$S_f$	0.50	m
altezza totale sezione ad U	$H_{tot}$	4.74	m
altezza libera sezione ad U	$H_{int}$	4.24	m
spessore pacchetto inferiore	$H_{Pinf}$		m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{Rinf}$		m

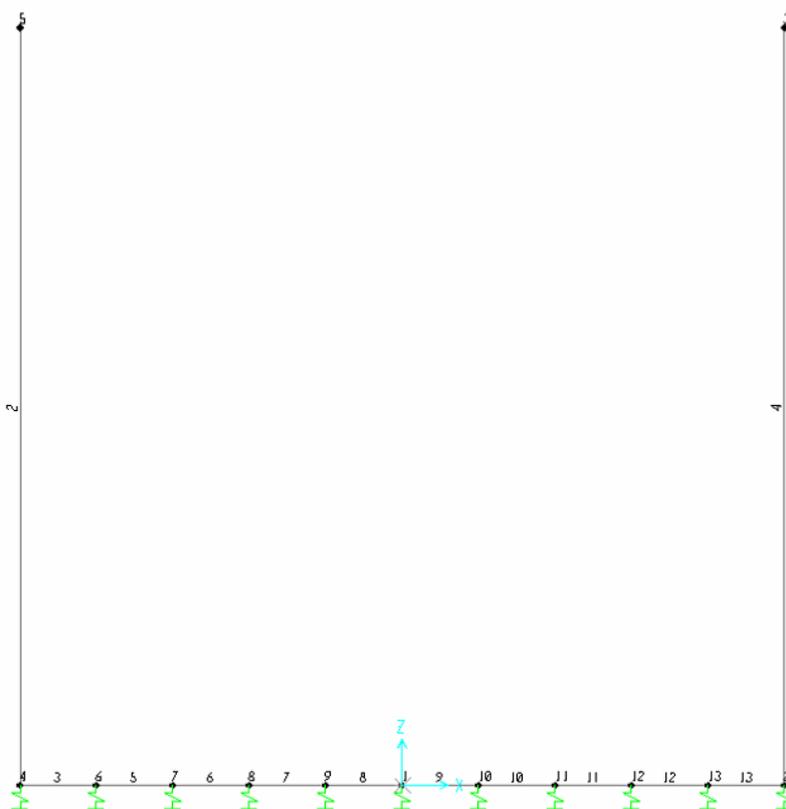
## 11.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è schematizzata la struttura è quello del telaio su letto di molle alla Winkler.

Il modello considerato per l’analisi è quello di una sezione ad U di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni da traffico di norma e quelle permanenti. In corrispondenza dei vertici sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.

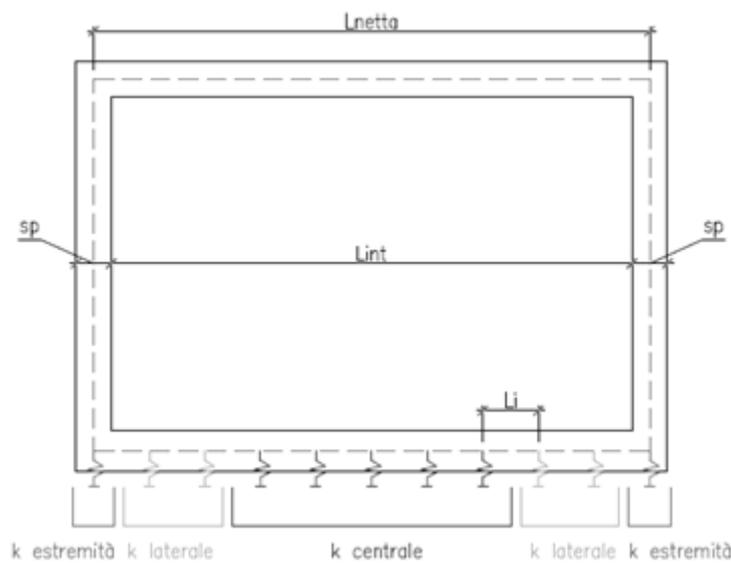


**Figura 36**– Numerazione aste e nodi

### 11.2.1 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera la struttura appoggiata su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di “linear spring” pari a  $K= 34588$  kN/mc in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = (0.50/2 + 4 + 0.5/2)/10 = 4.50/10 = 0.45$ [m]	
Molle centrali	$k_1 = k * i$	[kN/m]
Molle intermedie	$k_2 = 1.5 * k * i$	[kN/m]
Molle laterali	$k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$	[kN/m]

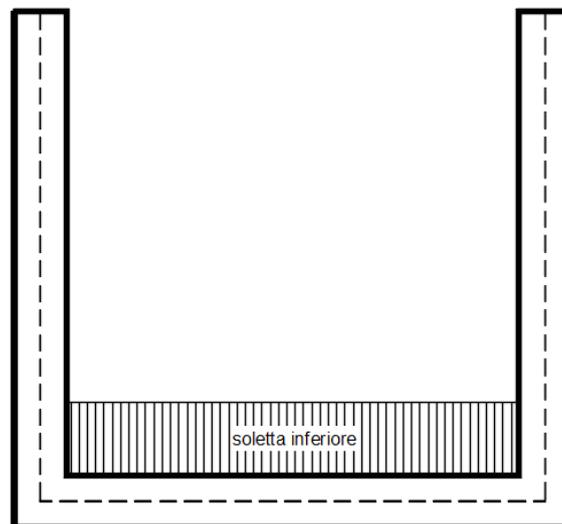


<b>Muro U</b>	
<b>Lint</b>	<b>4.00</b>
<b>Sp/2</b>	<b>0.25</b>
<b>Sp/2</b>	<b>0.25</b>
<b>i</b>	<b>0.45</b>
<b>K</b>	<b>34588</b>
<b>k1</b>	<b>15565</b>
<b>k2</b>	<b>23347</b>
<b>k3</b>	<b>32859</b>

### 11.3 ANALISI DEI CARICHI

#### 11.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m	
	<b>- Totale</b>	<b>12.50 kN/m</b>	
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m	
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m	
	<b>- Totale</b>	<b>0.00 kN/m</b>	
 <u>Piedritti</u>	 - Peso proprio	 12.50 kN/m	
	<b>- Totale</b>	<b>12.50 kN/m</b>	

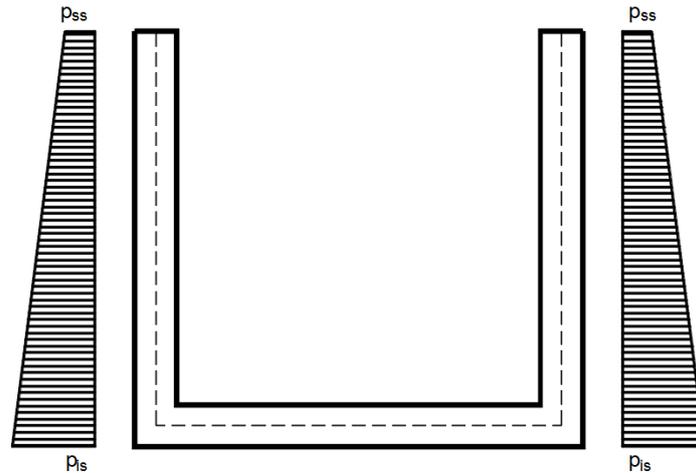


*Figura 37– Schema tipo carichi permanenti*

#### 11.3.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito  $\varphi = 35^\circ$  ed un peso di volume  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ , il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidità dello scatolare, utilizzando la formula  $K_0 = 1 - \sin\varphi'$ , per cui si ottiene un valore di  $K_0 = 0.43$ . Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$\begin{aligned}
 p_{ss} &= 0.0 \text{ kN/m} \\
 p_{is} &= p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 38.3 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



**Figura 38**– Schema tipo spinta terreno su pareti

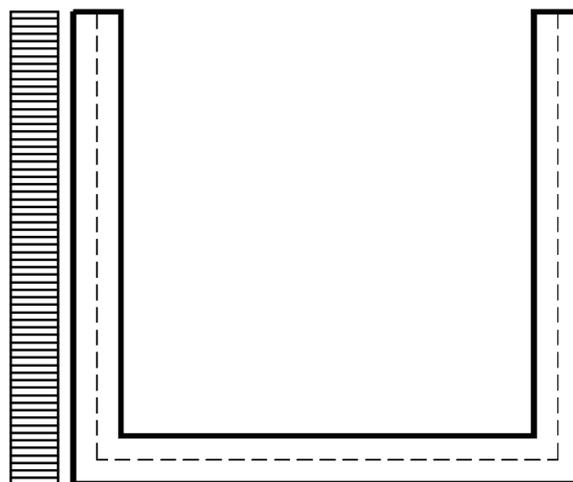
Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 9.84 kN e tra piedritto destro e soletta inferiore pari a 9.84 kN.

### 11.3.3 Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=5\text{kN/m}$

Si considera un carico da manutenzione ai lati della struttura pari a  $5 \text{ kN/m}^2$ . Si tratta di un valore del carico tipicamente adoperato nella pratica per condizioni di questo tipo ed assimilabile cautelativamente ad un carico di categoria G.

$$q_1 * K_0 = 2.13 \text{ kN/m}^2$$

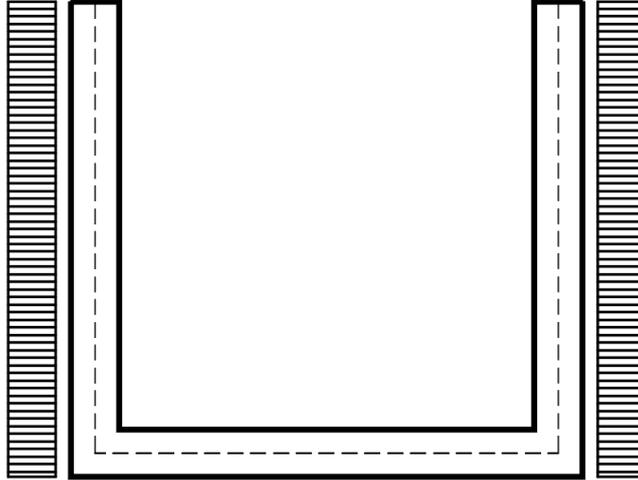
- c) Spinta sul piedritto sinistro



**Figura 39**– Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 0.53 kN.

d) Spinta su entrambi i piedritti



*Figura 40– Schema tipo spinta carico accidentale su entrambi le pareti*

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritti e soletta inferiore con valore pari a 0.53 kN.

#### 11.3.4 Variazione termica

Si applica una variazione termica pari a +/- 15°C.

### 11.3.5 Azione sismica inerziale

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

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:  $k_h = a_{max}/g$   
 $k_v = \pm 0.5 * k_h$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale  $V_N \geq 50$  anni ed una classe d'uso IV  $C_u = 2.0$ ; segue un periodo di riferimento  $V_R = V_N * C_u = 100.0$  anni

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a  $a_g = 0.200$  g. (Latitudine: 42.24585; Longitudine: 12.82903)

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

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

$S_s = 1.000$  Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T = 1$  Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.000 * 1 * 0.200 \text{ g} = 0.200 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.200$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.100$$

Si consideri inoltre che non è stato applicato il coefficiente di riduzione delle azioni sismiche  $\beta$ . Inoltre l'azione sismica è stata considerata come carico distribuito lungo i piedritti, con risultante della forza sismica applicata a metà altezza.

#### Sisma orizzontale

$$F_{sis} = a_{max} * \gamma_r * H_{tot} * 1m = 18.96 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{imp} = \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m = 2.50 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\textbf{Totale} = \textbf{21.46 kN/m} \quad (\textbf{piederitto sx})$$

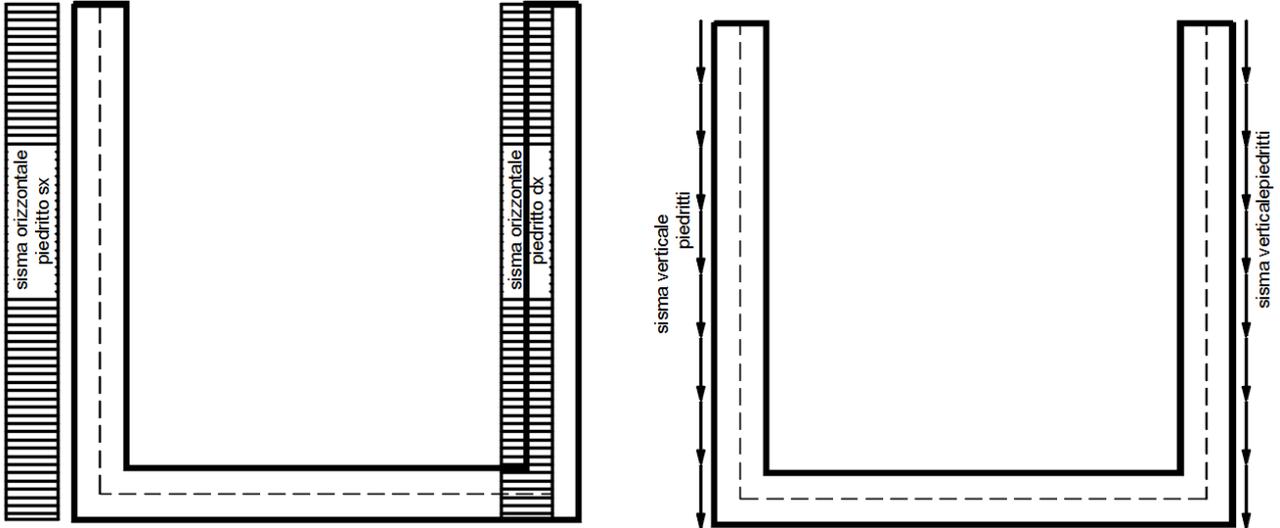
$$\textbf{Totale} = \textbf{2.50 kN/m} \quad (\textbf{piederitto dx})$$

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 5.37 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta inferiore con valore pari a 0.63 kN.

#### Sisma verticale

$$F_{imp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m = 1.25 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

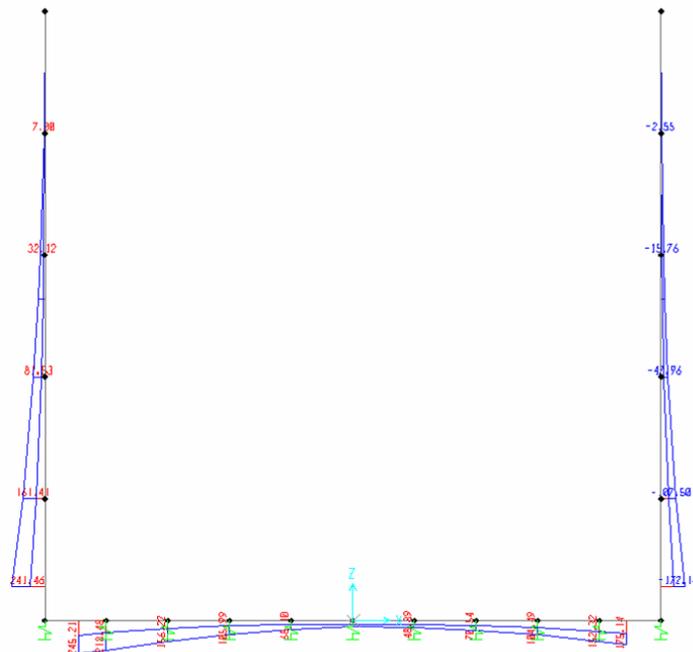
Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:  $G_1$   
+  $G_2$  +  $\psi_{2j} Q_{kj}$



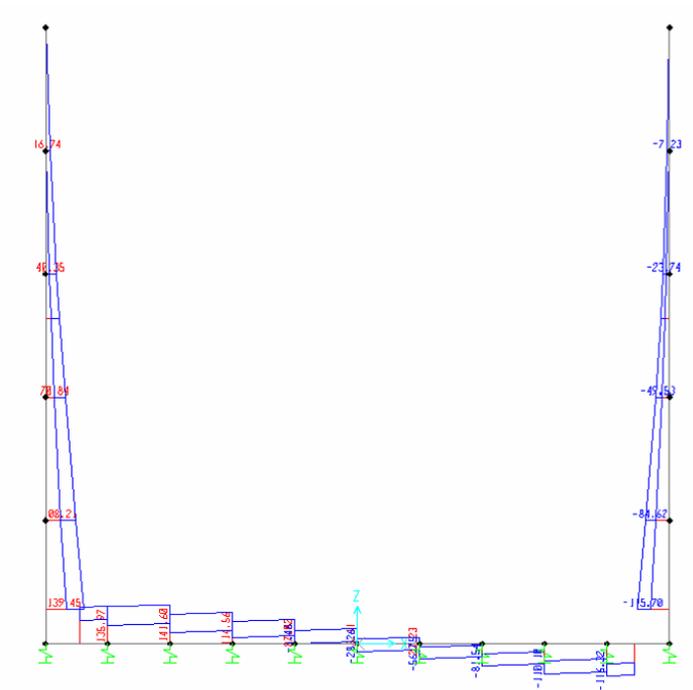
*Figura 41– Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali*

## 11.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Per le sollecitazioni sono state applicate delle spuntature ad ogni elemento strutturale pari al proprio semi-spessore. In tal modo è possibile considerare le sollecitazioni sulla luce netta della soletta inferiore e dei piedritti.



**Figura 42– Involuppo momenti flettenti SLU-SLV**



**Figura 43– Involuppo sforzi taglianti SLU-SLV**

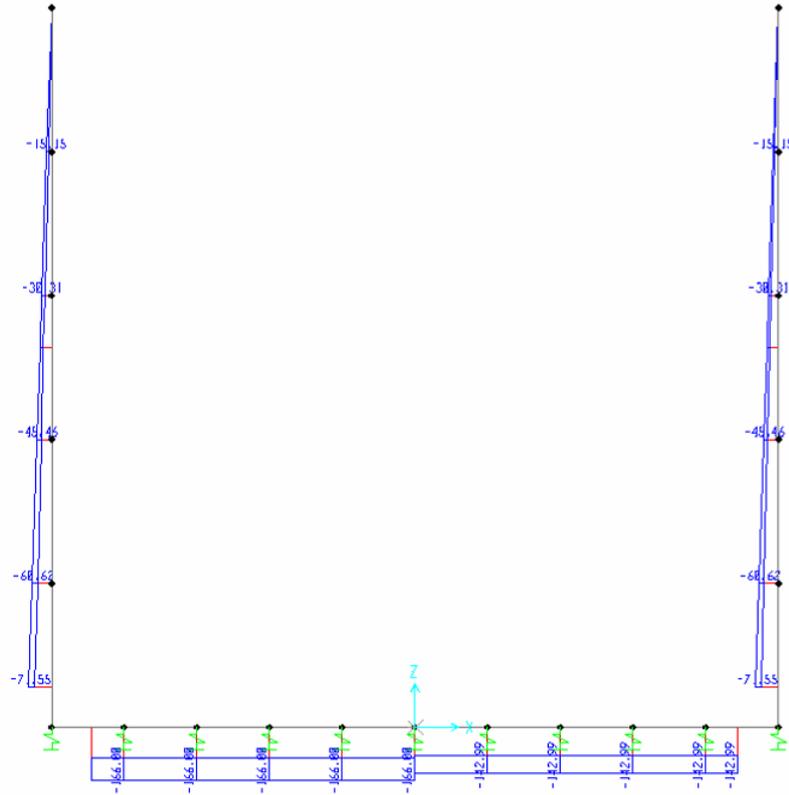


Figura 44– Involuppo azioni assiali SLU-SLV

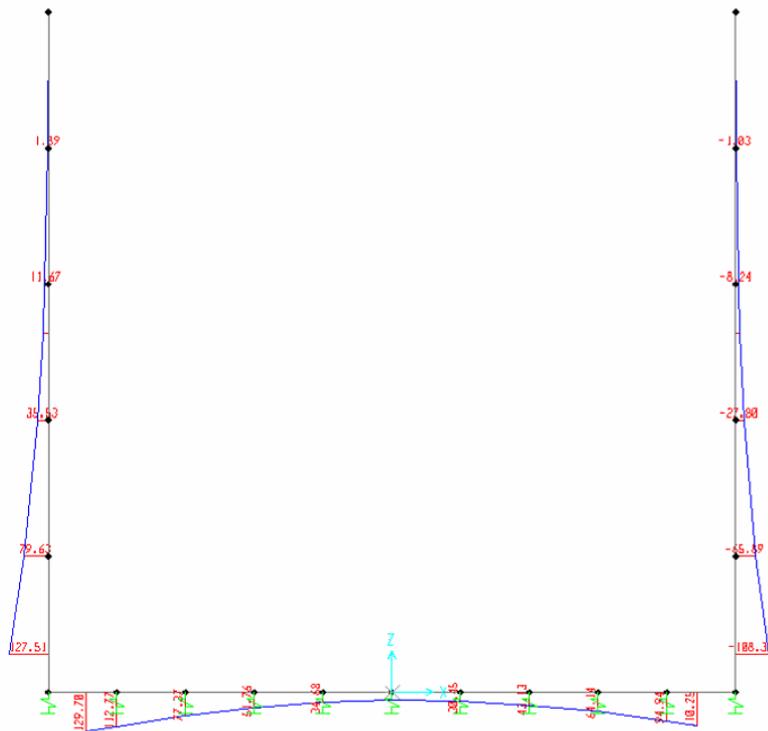


Figura 45– Involuppo momenti flettenti SLE rara

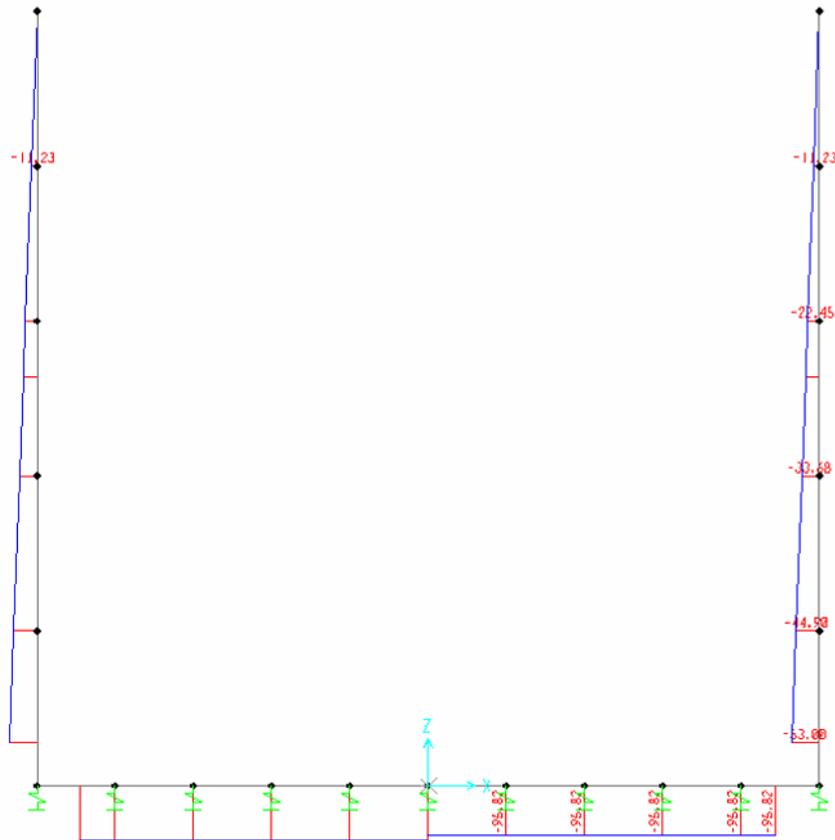


Figura 46– Involuppo azioni assiali SLE rara

## 11.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido. Per ogni elemento si ricerca la sezione di Momento e Taglio massimo; la verifica sarà eseguita con la sollecitazione, in modulo, maggiore:

Elemento strutturale	Sezione	C.C. $M_{max}$	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	$T_{max}$ (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU17-SIS	166.00	245.21	141.60
	campata	SLU05-STR	129.36	25.92	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU16-SIS	54.07	241.46	139.45

Elemento strutturale	Sezione	SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
		N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)	ID Asta	N (kN)	$M_{max}$ (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	105.92	129.70	soletta inferiore	103.39	124.85	soletta inferiore	95.82	110.32
	campata	105.92	27.48		103.39	26.67		95.82	24.23
piedritti	nodo soletta inf	53.00	127.51	piedritti	53.00	122.73	piedritti	53.00	108.37

### 11.5.1 Verifica soletta inferiore

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

### CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

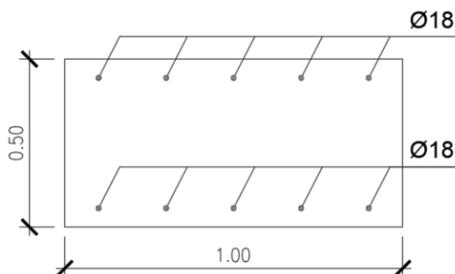
### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.1	6.9	18
2	-43.1	43.1	18
3	43.1	43.1	18
4	43.1	6.9	18

### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	18
2	2	3	3	18



### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	166.00	245.21	141.60
2	129.36	25.92	0.00

### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	105.92	129.70	0.00
2	105.92	27.48	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	95.82	110.32 (156.46)	0.00 (0.00)
2	95.82	24.23 (220.18)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	68.21	66.81 (158.73)	0.00 (0.00)
2	68.21	-2.76 (0.00)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Tesa Area armature trave [cm<sup>2</sup>] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	166.00	245.21	165.79	249.35	1.02	25.4(9.0)
2	S	129.36	25.92	129.23	242.38	9.35	25.4(9.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.131	-50.0	50.0	-0.00077	43.1	43.1	-0.02318	-43.1	6.9
2	0.00350	0.129	-50.0	50.0	-0.00086	43.1	43.1	-0.02371	-43.1	6.9

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c           Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d               Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.            Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000619139	-0.027456972	0.131	0.700
2	0.000000000	0.000631270	-0.028063490	0.129	0.700

**METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver               S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata  
Ved               Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
Vwct              Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]  
d                 Altezza utile sezione [cm]  
bw                Larghezza minima sezione [cm]  
Ro                Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]  
Scp               Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	141.60	255.91	43.1	100.0	0.0059	0.33
2	S	0.00	251.17	43.1	100.0	0.0059	0.26

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver               S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max           Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max   Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min            Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min   Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.            Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.            Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	5.63	-50.0	50.0	-218.7	-43.1	6.9	1250	12.7
2	S	1.11	-50.0	50.0	-18.0	-43.1	6.9	1000	12.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.               La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$   
e1                Esito della verifica  
e2                Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1                Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
                    = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt                = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2                = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2*e1)$  per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3                = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4                = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø                 Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf                Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm      Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
                    Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max            Massima distanza tra le fessure [mm]  
wk                Apertura fessure in mm calcolata =  $sr\ max*(e\_sm - e\_cm)$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess.          Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess.          Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00134	0.00000	0.500	18.0	60	0.00066 (0.00066)	505	0.331 (990.00)	155.70	0.00
2	S	-0.00012	0.00000	0.500	18.0	60	0.00005 (0.00005)	444	0.024 (990.00)	217.31	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.79	-50.0	50.0	-183.8	-43.1	6.9	1250	12.7
2	S	0.97	-50.0	50.0	-15.2	-43.1	6.9	950	12.7

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00112	0.00000	0.500	18.0	60	0.00055 (0.00055)	505	0.278 (0.30)	156.46	0.00
2	S	-0.00010	0.00000	0.500	18.0	60	0.00005 (0.00005)	432	0.020 (0.30)	220.18	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.90	-50.0	50.0	-107.5	-43.1	6.9	1250	12.7
2	S	0.19	-50.0	0.0	1.3	21.6	43.1	---	---

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00066	0.00000	0.500	18.0	60	0.00032 (0.00032)	505	0.163 (0.20)	158.73	0.00
2	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

11.5.2 Verifica piedritti

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

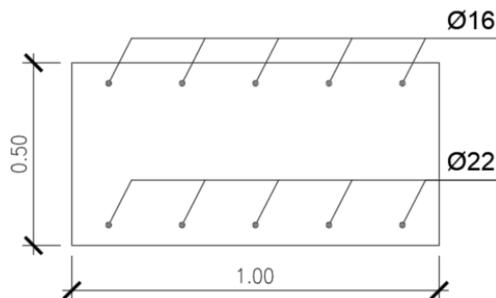
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	50.0
3	50.0	50.0
4	50.0	0.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	22
2	-43.0	43.0	16
3	43.0	43.0	16
4	43.0	7.0	22

#### DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	22
2	2	3	3	16



#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Mx	Vy
Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	54.07	241.46	139.45

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Mx	My
Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx	My
1	53.00	127.51	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	53.00	122.73 (154.82)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	53.00	108.37 (155.60)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	19.3 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	54.07	241.46	54.20	318.63	1.32	29.1(9.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.140	-50.0	50.0	-0.00058	43.0	43.0	-0.02157	-43.0	7.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45

C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				C.Rid.
N°Comb	a	b	c	x/d	
1	0.000000000	0.000583029	-0.025651432	0.140	0.700

**METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)**

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	139.45	251.77	43.0	100.0	0.0068	0.11

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.83	-50.0	50.0	-160.4	-43.0	7.0	1200	19.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm										
e1	Esito della verifica										
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata										
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]										
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]										
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]										
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali										
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]										
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa										
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]										
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]										
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]										
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]										
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]										

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00099	0.00000	0.500	22.0	59	0.00048 (0.00048)	437	0.210 (990.00)	154.60	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.65	-50.0	50.0	-153.9	-43.0	7.0	1200	19.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------

1 S -0.00095 0.00000 0.500 22.0 59 0.00046 (0.00046) 437 0.202 (0.30) 154.82 0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.11	-50.0	50.0	-134.3	-43.0	7.0	1200	19.0

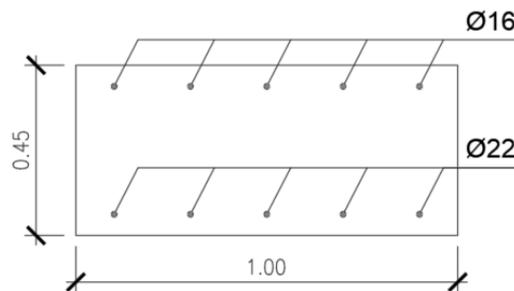
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00083	0.00000	0.500	22.0	59	0.00040 (0.00040)	437	0.176 (0.20)	155.60	0.00

11.5.3 Verifica piedritti del muro a L

Per i piedritti del muro ad L si ipotizzano le stesse sollecitazioni che si hanno per i piedritti del muro ad U, in quanto soggetto agli stessi tipi di carichi. Pertanto si effettuano le veriche con le stesse sollecitazio su una sezione di spessore 45cm ed armata lato terreno con  $\Phi 22/20$  e lato esterno con  $\Phi 16/20$  e con spilli  $\Phi 8/20 \times 40$ .

Involuppo SLU			SLE frequente		SLE rara		SLE quasi permanente	
$M_{Y, Ed}$	$N_{Ed}$	$V_{Ed}$	$M_{Y, Ed}$	$N_{Ed}$	$M_{Y, Ed}$	$N_{Ed}$	$M_{Y, Ed}$	$N_{Ed}$
[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]
241.00	50.00	140.00	123.00	40.00	128.00	40.00	108.00	40.00



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA		VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS	
Elemento		b	h	$M_{Ed}$	Armature	$A_s$	$M_{Rd}$	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]		[mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	
Muro	Lato Interno	1000	450	241.0	$\phi 16/20$	1005.31	280.0	1.16
	Lato Terreno				$\phi 22/20$	1900.66		

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie		Armatura long. tesa	Sollecitazioni di calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	$b_w$	H	$A_s$	$V_{sd}$	$\rho_t$	k	$f_{ctk}$	$v_{min}$	$V_{Rdmin}$	$V_{Rd}$	
	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kN)			(Mpa)		(kN)	(kN)	
Muro	1000	450	1899.7	140.00	0.005	1.70	33.2	0.45	183.02	207.82	1.48

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	$I_p$	$M_{ed}$	$\sigma_c$	$0,6 f_{ck}$	FS	$\sigma_f$	$0,8 f_{yk}$	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	Muro	128.0	5.3	19.9	3.76	187.0	360.0	1.93

Verifiche tensionali – quasi permanente

Verifica delle tensioni	$I_p$	$M_{ed}$	$\sigma_c$	$0,45 f_{ck}$	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Quasi permanente	Muro	108.0	4.5	14.9	3.32

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	$I_p$	$M_{ed}$	$h_{c,eff}$	$\rho_{eff}$	$\epsilon_{sm}$	$\varphi_{eq}$	$\Delta s_{,max}$	$w_f$	$w_l$	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	[-]
Quasi permanente	Muro	108.0	100.0	0.02	0.0004	19.5	277.1	0.195	0.200	1.02
Frequente	Muro	123.0	100.0	0.02	0.0005	19.5	277.1	0.215	0.300	1.39

11.5.4 Tabella riassuntiva armature

ARMATURA			
soletta inferiore	nodo piedritto	$\varnothing 18/20$ inf $\varnothing 18/20$ sup	
	campata	$\varnothing 18/20$ inf $\varnothing 18/20$ sup	
piedritti	nodo soletta inf	$\varnothing 16/20$ int $\varnothing 22/20$ ext	spille $9\varnothing 8 m^2$

11.5.5 Incidenza armature

INCIDENZA (Kg/m <sup>3</sup> )	
soletta inferiore	100
piedritti	70

## 11.6 VERIFICA FONDAZIONE

### 11.6.1 Verifica portanza

Si riporta di seguito la verifica di portanza per l'involuppo GEO e per l'involuppo SLU-STR. Per ottenere gli scarichi a base fondazione si sono estrapolate le reaction dei nodi di fondazione con i point spring:

- Per il carico verticale si è effettuata una sommatoria delle reazioni verticali
- Per il carico orizzontale si è effettuata una sommatoria delle reazioni orizzontali
- Per il momento si è calcolato il momento provocato da ciascuna reazione verticale rispetto al baricentro della fondazione e si è poi fatta la somma algebrica dei momenti per ottenere il valore complessivo

Reazioni nodali per la striscia di 1m										
Nodo	Combo	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Coord. X (m)	F1*y (kNm)	F3*x (kNm)
1	ENV SLU-SLV	33.54	0.00	22.40	0.00	0.00	0.00	0.00	6.71	0.00
2	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	29.34	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	66.02
4	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	26.57	0.00	0.00	0.00	-2.25	0.00	-59.78
6	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	23.44	0.00	0.00	0.00	-1.80	0.00	-42.18
7	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	27.36	0.00	0.00	0.00	-1.35	0.00	-36.94
8	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	20.21	0.00	0.00	0.00	-0.90	0.00	-18.19
9	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	21.84	0.00	0.00	0.00	-0.45	0.00	-9.83
10	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	21.84	0.00	0.00	0.00	0.45	0.00	9.83
11	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	20.25	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	18.23
12	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	28.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	38.27
13	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	25.08	0.00	0.00	0.00	1.80	0.00	45.15
<b>Risultante Base Plinto - L=1m</b>								<b>L =</b>	<b>3.68</b>	<b>m</b>
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
266.69		33.54		3.86						
<b>Risultante Base Plinto - L=3.68m</b>										
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
981.43		123.42		14.22						

Reazioni nodali per la striscia di 1m										
Nodo	Combo	F1 (kN)	F2 (kN)	F3 (kN)	M1 (kNm)	M2 (kNm)	M3 (kNm)	Coord. X (m)	F1*y (kNm)	F3*x (kNm)
1	ENV-GEO	-40.36	0.00	18.84	0.00	0.00	0.00	0.00	-8.07	0.00
2	ENV-GEO	0.00	0.00	29.34	0.00	0.00	0.00	2.25	0.00	66.02
4	ENV-GEO	0.00	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	-2.25	0.00	-4.27
6	ENV-GEO	0.00	0.00	9.92	0.00	0.00	0.00	-1.80	0.00	-17.85
7	ENV-GEO	0.00	0.00	16.53	0.00	0.00	0.00	-1.35	0.00	-22.31
8	ENV-GEO	0.00	0.00	14.12	0.00	0.00	0.00	-0.90	0.00	-12.71
9	ENV-GEO	0.00	0.00	16.87	0.00	0.00	0.00	-0.45	0.00	-7.59
10	ENV-GEO	0.00	0.00	19.66	0.00	0.00	0.00	0.45	0.00	8.85
11	ENV-GEO	0.00	0.00	19.49	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	17.54
12	ENV-GEO	0.00	0.00	27.66	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	37.34
13	ENV-GEO	0.00	0.00	24.82	0.00	0.00	0.00	1.80	0.00	44.68
<b>Risultante Base Plinto - L=1m</b>								<b>L =</b>	<b>3.68</b>	<b>m</b>
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
199.15		40.36		117.76						
<b>Risultante Base Plinto - L=3.68m</b>										
<b>Ntot (kN)</b>		<b>Htot (kN)</b>		<b>M (kNm)</b>						
732.86		148.51		433.35						

1

2

Per la verifica di portanza verticale si sono adottate le formulazioni di Brinch Hansen

Condizioni Drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma i_\gamma s_\gamma b_\gamma d_\gamma g_\gamma + c' N_c i_c s_c b_c d_c g_c + q' N_q i_q s_q b_q d_q g_q$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \qquad N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi'} \qquad N_q = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \tan \phi'}$$

Condizioni non Drenate

$$q_{lim} = c_u N_c^\circ i_c^\circ s_c^\circ b_c^\circ d_c^\circ g_c^\circ + t_g^\circ + q$$

$$N_\gamma^\circ = -2 \sin \omega \qquad N_c^\circ = 2 + \pi \approx 5,14 \qquad t_g^\circ = \frac{1}{2} \gamma' B' N_\gamma^\circ s_\gamma^\circ$$

$\Omega =$  inclinazione p.c.  $g_c^\circ = 1 - \frac{2\omega}{\pi + 2}$

Con riduzione delle dimensioni della fondazione per carichi eccentrici secondo le formulazioni:

$$B' = B - 2 e_B = B - 2 \frac{M_B}{N}$$

$$L' = L - 2 e_L = L - 2 \frac{M_L}{N}$$

Che presenta i seguenti coefficienti correttivi:

Condizioni Drenate			
Coeff. Correttivi	$\gamma$	$q$	$c$
<p style="text-align: center;"><b>Inclinazione del carico</b></p> $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^{m+1}$	$i_q = \left(1 - \frac{ H }{N + B' L' c' \tan \phi'}\right)^m$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi'}$
<p style="text-align: center;"><b>Fattori di forma</b></p>	$s_\gamma = s_q = 1 + 0,1 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$		$s_c = 1 + 0,2 \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \frac{B'}{L'}$
<p style="text-align: center;"><b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b></p>	$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \phi')^2$		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi'}$
<p style="text-align: center;"><b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b></p>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Condizioni non Drenate			
Coeff. Correttivi	$\gamma$	q	c
<b>Inclinazione del carico</b>  $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H  = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$	-	-	$i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$
<b>Fattori di forma</b>	-	-	$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
<b>Fattori di inclinazione della base della fondazione</b>	-	-	$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$
<b>Fattori di inclinazione del piano campagna</b>	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per involucro GEO:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
<b>ENV GEO</b>	<b>0.00</b>	<b>149.00</b>	<b>733.00</b>	<b>433.00</b>	<b>0.00</b>

Larghezza Fondazione	B	5.00	m
Profondità piano di posa	D	4.60	m
Lunghezza Fondazione	L	3.68	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	433.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.59	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.82	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	3.68	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.88
Fattore secondo membro	Sq	1.87
Fattore terzo membro	S $\gamma$	0.58

<b>Fattori di inclinazione del carico</b>		
Coefficiente mB	mB	1.49
Coefficiente mL	mL	1.51
Coefficiente m	m	1.51
Fattore primo membro	ic	0.82
Fattore secondo membro	iq	0.82
Fattore terzo membro	iy	0.72

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	3.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	102.50	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	112.70	kN/m <sup>2</sup>

<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	18078.95	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	254050.44	kN
Carico di esercizio	Qed	733.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>150.69</b>	

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	615.06	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	149.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>3.75</b>	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per involucro SLU/SLV:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
<b>ENV SLU/SLV</b>	<b>0.00</b>	<b>123.00</b>	<b>981.00</b>	<b>14.00</b>	<b>0.00</b>

Larghezza Fondazione	B	5.00	m
Profondità piano di posa	D	4.60	m
Lunghezza Fondazione	L	3.68	m
Angolo di attrito	$\Phi$	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	$\Phi$	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m <sup>2</sup>
Peso per unità di volume del terreno	$\gamma$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N $\gamma$	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	14.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.01	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	4.97	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	3.68	m

<b>Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma</b>			
Fattore primo membro	Sc	2.15	
Fattore secondo membro	Sq	2.13	
Fattore terzo membro	Sy	0.46	

<b>Fattori di inclinazione del carico</b>			
Coefficiente mB	mB	1.43	
Coefficiente mL	mL	1.57	
Coefficiente m	m	1.57	
Fattore primo membro	ic	0.88	
Fattore secondo membro	iq	0.88	
Fattore terzo membro	iy	0.81	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	3.00	m
Peso per unità di volume fino a D	$\gamma_1$	24.50	kN/m <sup>3</sup>
Peso per unità di volume dopo D	$\gamma_2$	14.50	kN/m <sup>3</sup>
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	102.50	kN/m <sup>2</sup>
Carico del terreno sovrastante	q	112.70	kN/m <sup>2</sup>

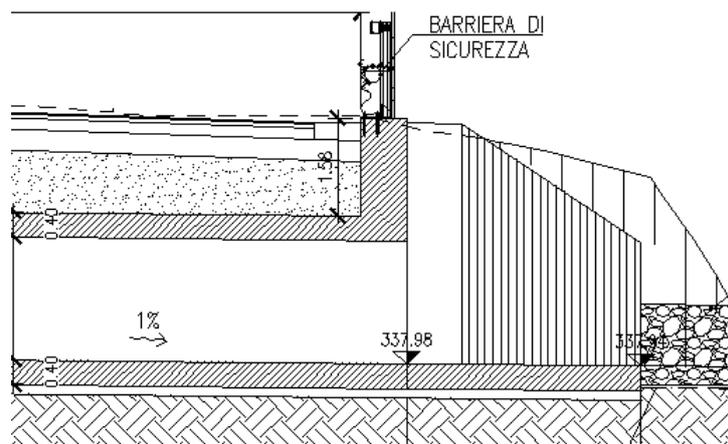
<b>VERIFICHE - CARICO LIMITE</b>			
Carico limite	qlim	21399.72	kN/m <sup>2</sup>
Carico limite come forza	Qlim	391507.20	kN
Carico di esercizio	Qed	981.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=2,3$ )	FS	<b>173.52</b>	

<b>VERIFICHE - SCORRIMENTO</b>			
Resistenza allo scorrimento	Fd	823.16	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	123.00	kN
Fattore di sicurezza ( $\gamma_r=1,1$ )	FS	<b>6.08</b>	

## 12 MURETTO PORTA BARRIERA

Di seguito si riporta la verifica locale per le azioni d’urto trasmesse al muretto portabARRIERA quando quest’ultimo fa parte della carpenteria del tombino scatolare in esame.

Il muro ha altezza pari a 1,58 m dalla sezione di incastro e spessore 70,00 cm.



La forza dell’urto pari a  $0.5 \cdot 1000 \text{ kN} = 500 \text{ kN}$ , da applicare sul piedritto sul lato della strada.  
E’ stata calcolata come segue, distribuendo tal forza sull’altezza dell’opera con un angolo di diffusione pari a  $45^\circ$ .

**Tab. 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli**

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

### 3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell’impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ( $F_{d,x}$ ) e ortogonale ( $F_{d,y}$ ) alla direzione di marcia normale, con

$$F_{d,y} = 0,50F_{d,x} \quad [3.6.7]$$

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

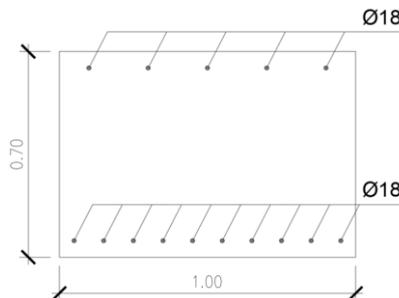
La forza di collisione è applicata sulla barriera a 1,25m al di sopra della superficie di marcia, pertanto il muretto verrà schematizzato come una mensola alla cui estremità sarà applicata la forza d’urto e il momento di trasporto della stessa.

La larghezza di diffusione del carico è determinata considerando una distribuzione a 45° dal punto di applicazione della forza rispetto all'incastro pertanto avendo  $h=1.58$  m da cui risulta una larghezza di diffusione pari a 2.8 m e di conseguenza una forza applicata alla sezione in oggetto pari a  $500/2.8 = 179$  kN/m. Il momento generato dalla forza d'urto in testa al muretto è pari a  $M_u = 500$  kN \*  $1,25m / 2.8m = 223$  kNm/m

Oltre alle azioni dovute all'urto dei veicoli si considerano:

- Peso proprio della barriera pari a 2kN/m
- Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente
- Spinta del sovraccarico sul rilevato

Si riportano le sollecitazioni di verifica:



Parametri Generali		
H	1.58	m
$\gamma$	19.00	kN/mc
$\Phi$	23.33	
$K_0$	0.60	

Azioni Spinta Statica		
S	14.32	kN
br	0.53	m
$M_S$	7.54	kNm
$V_S$	14.32	kN

Azioni Spinta Wood		
ag/g	0.200	
$S_s$	1.000	
St	1.000	
$\beta m$	1.000	
$\alpha$	0.200	
$\Delta S$	9.49	kN
br	0.79	m
$M_{\Delta S}$	7.49	kNm
$V_{\Delta S}$	9.49	kN

Azioni d'urto		
F	500	kN
$M_u$	625	kNm
Hbarriera	1.25	m
Lmuretto	2.8	m
Ldiff	2.8	m
Fdiff	179	kN/m
Mdiff	223	kN/m

Azioni Spinta Sovraccarico		
q	20.00	kPa
Q	31.60	kN
br	0.79	m
$M_q$	24.96	kNm
$V_q$	31.60	kN

Azioni di Progetto		
$M_{SLU,SLV}$	537.86	kNm
$V_{SLU,SLV}$	224.49	kN
$M_{SLE,RA}$	32.51	kNm
$V_{SLE,RA}$	45.92	kN
$M_{SLE,FR}$	26.27	kNm
$V_{SLE,FR}$	38.02	kN
$M_{SLE,QP}$	7.54	kNm
$V_{SLE,QP}$	14.32	kN

$M_{SLU}$	48.76	kNm
$M_{ECC}$	537.86	kNm
$M_{SLV}$	16.65	kNm
$V_{SLU}$	68.88	kN
$V_{ECC}$	224.49	kNm
$V_{SLV}$	25.85	kN

Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE				FS	
Elemento	Lato	b	h	$M_{ed}$	Armature	As	d		$M_{Rd}$
		[mm]	[mm]	[kNm]		[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kNm]	
Cordolo	Lato Interno	1000	700	537.9	$\phi 18/20$ $\phi 18/10$	1272.35	640	608.0	1.13
	Lato Terreno					2544.69			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. Jesa	Sollecitazioni di Calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					FS	
	$b_w$	H	d	$A_s$	$V_{ed}$	$\rho_l$	k	$f_{ct}$	$v_{min}$	$V_{dmin}$		$V_{drc}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(kN)			(Mpa)		(kN)	(kN)	
Cordolo	1000	700	640	2543.4	224.49	0.004	1.56	33.2	0.39	251.24	282.92	1.26

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	$I_p$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_c$	$0,6 f_{ck}$	FS	$\sigma_r$	$0,8 f_{yk}$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	Cordolo	28.7	35.3	0.6	19.9	33.20	25.0	360.0	14.40

Verifiche tensionali – quasi permanente

Verifica delle tensioni	$I_p$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$\sigma_c$	$0,45 f_{ck}$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Quasi permanente	Cordolo	28.7	8.4	0.2	14.9	74.70

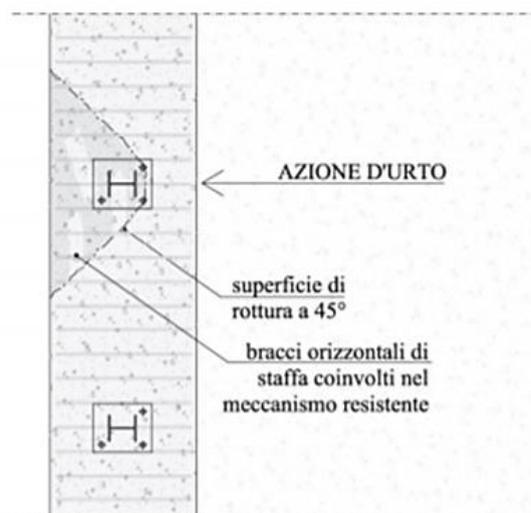
Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	$I_p$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$h_{c,eff}$	$\rho_{eff}$	$\epsilon_{sm}$	$\varphi_{eq}$	$\Delta s_{max}$	$w_f$	$w_l$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	[-]
Quasi permanente	Cordolo	28.7	8.4	150.0	0.02	0.0000	18.0	353.8	0.012	0.200	N.F.
Frequente	Cordolo	28.7	28.6	150.0	0.02	0.0001	18.0	353.8	0.038	0.300	N.F.

Si riportano ora le verifiche locali dei cordoli che ospitano le barriere di sicurezza. Si considera come armatura una staffatura di  $\Phi 8/20$ . La funzione di tali staffe è duplice:

- *Equilibrare l'azione orizzontale  $F$*
- *Equilibrare la trazione dei tirafondi della barriera nel meccanismo di pull out*

Per il primo punto il cono di rottura che determina il numero di staffe resistenti si determina secondo quanto riportato nella figura seguente, ipotizzando una diffusione a  $45^\circ$  della sollecitazione agente a partire dalla posizione dei tirafondi tesi. Si considera una larghezza della piastra di 0,30m posizionata a 0,10m dal bordo del muro. La forza orizzontale  $F$  è equilibrata dalle barre  $\Phi 8/20$  che sono sempre presenti all'interno del cono di rottura evidenziato nella seguente figura.



*Cono di diffusione verifica staffe orizzontali*

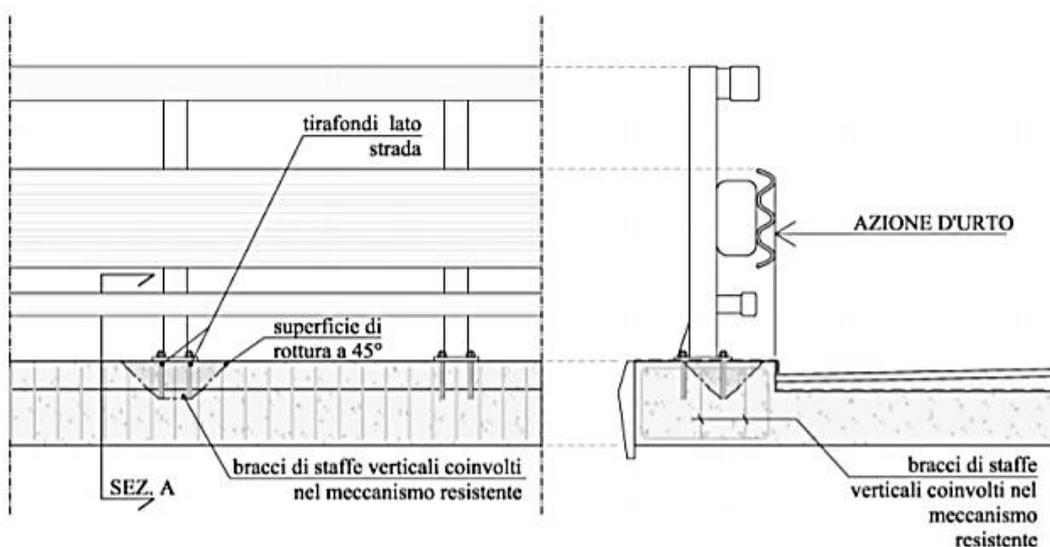
In dettaglio la forza orizzontale rappresenta l'azione di urto, che è pari a  $F=500/4=125$  kN (dove 4 è il numero di montanti della barriera). Le barre  $\Phi 8/20$  oppongono una resistenza a tale forza espressa dalla seguente relazione:

$$F_R = n \cdot \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_d}$$

Dove  $A_s$  è l'area della staffa e  $n$  è il numero di bracci presenti nel cono di diffusione. Nel caso in esame è stata assunta come base del cono di rottura la larghezza della piastra pari a 0,3m che permette di individuare in una larghezza collaborante pari a 0,9m, 4 ferri e 8 bracci. Conseguentemente si ha:

Verifiche Locali della Mensola in condizioni d'Urto - Azioni Orizzontali								
$F_{Urto}$	Largh. Cono	$L_{diffusa}$	Passo Ferri	$N^{\circ}_{bracci,TOT}$	$\phi$ [mm]	$A_s$	$F_{Rd}$	FS
[KN]	[m]	[m]	[m]			[mm <sup>2</sup> ]	[KN]	[-]
125.00	0.30	0.90	0.20	8	8	402.12	157.35	1.26

Per il secondo punto il cono di rottura che determina il numero di staffe e quindi di bracci verticali resistenti si determina secondo quanto riportato nella seguente figura, ipotizzando una diffusione a 45° a partire dall'interasse dei tirafondi tesi. La trazione agente nei tirafondi è equilibrata dai bracci verticali delle staffe e da eventuali legature.



*Cono di diffusione verifica staffe verticali*

Ipotizzando un braccio di leva delle forze interne della piastra di base della barriera pari a  $l = 0,22\text{m}$  e un'altezza  $h$  della barriera sopra tale piastra di  $1.25\text{m}$ , si stima  $T_d$  come:

$$T_{ed} = \frac{N \cdot h}{l}$$

Si dispongono delle staffe  $\Phi 8/20$ . Ipotizzando una lunghezza dei tirafondi di almeno  $27\text{cm}$  (nonché l'interasse tra i due tirafondi tesi di  $0,22\text{m}$ ), risulta una lunghezza di diffusione trasversale pari a  $0,54\text{m}$  e longitudinale di  $0,76\text{m}$ . I bracci verticali compresi nel cono di diffusione sono quindi 6. Nel calcolare la resistenza delle staffe verticali si considera anche il contributo dei ferri longitudinali  $\Phi 18/10$  del paramento che sono accoppiati alle staffe. Pertanto si calcola la trazione resistente pari a:

$$T_{rd} = n \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

Verifiche Locali della Mensola in condizioni d'Urto - Azioni Verticali							
$M_{ed}$	$b_{\text{tirafondi}}$	$L_{\text{tirafondi}}$	$B_{\text{diff}}$	Ferri Paramento Considerati	$T_{ed}$	$T_{rd}$	FS
[KNm]	[m]	[m]	[m]		[KN]	[KN]	[-]
156.25*	0.22	0.27	0.54	Si	710.23	815.04	<b>1.15</b>

\* $M_{ed} = M_{urto}/4 = 625/4 = 156.25\text{kNm}$  (4 è il numero dei montanti della barriera)