

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 2x2 pk 0+596 – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE T01TM06STRRE01C			REVISIONE	SCALA:																									
<table border="1"> <tr> <td>D</td><td>P</td><td>R</td><td>M</td><td>3</td><td>6</td><td>8</td><td>E</td><td>2</td><td>3</td> </tr> </table>		D	P	R	M	3	6	8	E	2	3	CODICE ELAB. <table border="1"> <tr> <td>T</td><td>0</td><td>1</td><td>T</td><td>M</td><td>0</td><td>6</td><td>S</td><td>T</td><td>R</td><td>R</td><td>E</td><td>0</td><td>1</td> </tr> </table>			T	0	1	T	M	0	6	S	T	R	R	E	0	1	<table border="1"> <tr> <td>C</td> </tr> </table>	C	-
D	P	R	M	3	6	8	E	2	3																						
T	0	1	T	M	0	6	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

1	<i>PREMESSA</i>	1
1.1	Descrizione dell’opera	1
2	<i>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</i>	3
2.1	Elaborati di riferimento.....	4
3	<i>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</i>	5
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
4	<i>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</i>	8
4.1	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici	8
4.2	Interazione Terreno-Fondazione.....	9
5	<i>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</i>	11
6	<i>CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI</i>	15
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	17
7	<i>COMBINAZIONI DI CARICO</i>	18
8	<i>SOFTWARE DI CALCOLO</i>	23
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI	23
8.2	UNITÀ DI MISURA	23
8.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE.....	23

8.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	23
8.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE	24
8.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI.....	24
8.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO.....	24
9	POZZETTO 4M X 4 M.....	25
9.1	GEOMETRIA	25
9.2	MODELLO DI CALCOLO	27
9.2.1	Valutazione della rigidezza delle molle.....	28
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.....	39
9.5.2	Verifica soletta di fondazione	41
9.6	ARMATURA.....	43
9.6.1	Incidenza armature	43
9.7	VERIFICA FONDAZIONE.....	44
9.7.1	Verifica portanza.....	44
10	SCATOLARE 2M X 2M.....	50
10.1	GEOMETRIA	50
10.2	MODELLO DI CALCOLO	51
10.2.1	Valutazione della rigidezza delle molle.....	51
10.3	ANALISI DEI CARICHI	53
10.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati	53
10.3.2	Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente	54

10.3.3	Ripartizione dei carichi mobili verticali.....	54
10.3.4	Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=20$ kN/m.....	56
10.3.5	Frenatura	58
10.3.6	Variazione termica	58
10.3.7	Ritiro differenziale della soletta di copertura	59
10.3.8	Azione sismica inerziale	60
10.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	63
10.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	66
10.5.1	Verifica soletta inferiore.....	67
10.5.2	Verifica soletta superiore	71
10.5.3	Verifica piedritti.....	75
10.5.4	Tabella riassuntiva armature.....	79
10.5.5	Incidenza armature	79
10.6	VERIFICA FONDAZIONE.....	80
10.6.1	Verifica portanza	80
11	MURETTO PORTA BARRIERA	86

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:

Opera:	Dimensione in pianta:	Dimensione in elevazione:
Pozzetto	4m x 4m	
Scatolare stradale		2m x 2m

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:

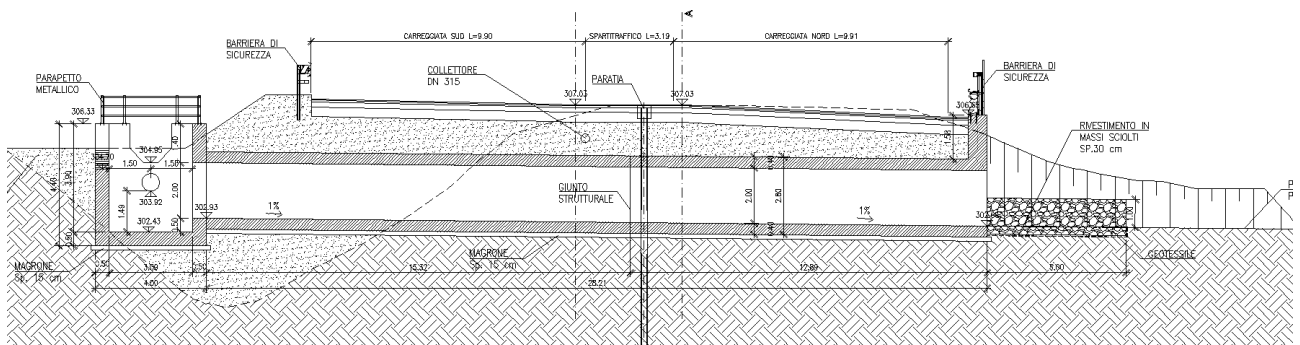


Figura 1- Profilo longitudinale

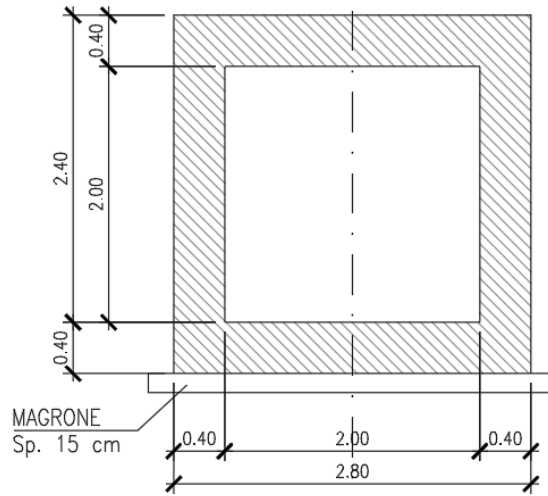


Figura 2- Sezione tombino

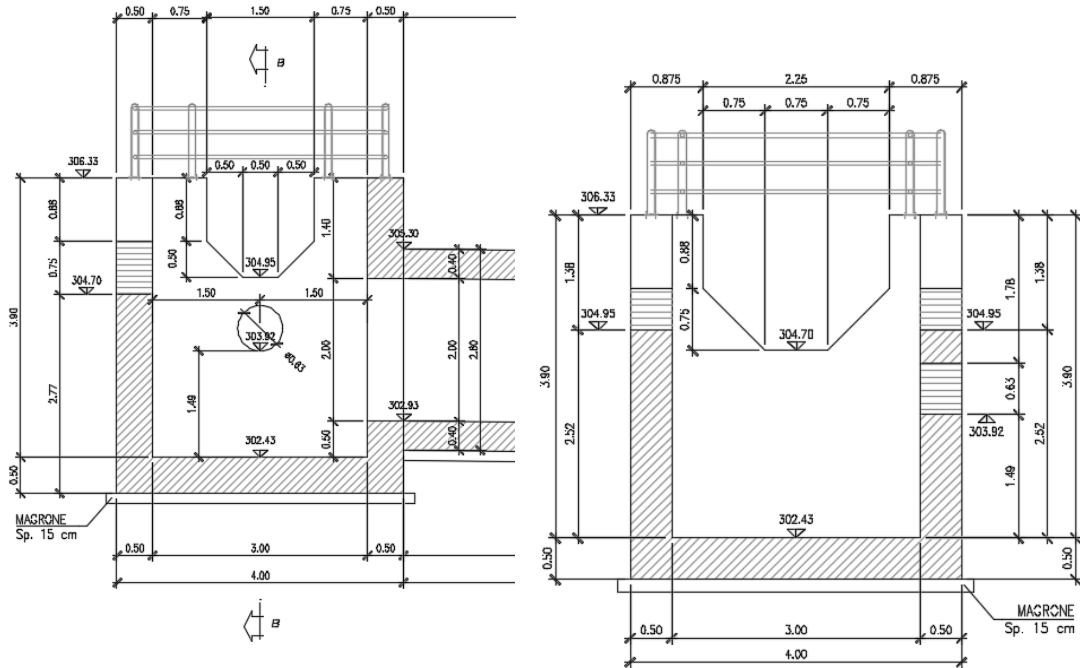


Figura 3- sezioni pozzetto

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:

T01TM06STRDI01

T01TM06STRDI02

T01TM06STRCP01

T01TM06STRCA01

T01TM06STRAR02

T01TM06STRAR01

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 (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
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.	Interni 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	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
<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	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
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 scarichi 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 (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salinità 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	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti*						
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, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al 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 in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	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
6 Attacco chimico**						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di decantazione. 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 condizioni 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:

5.

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												
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	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	0,50	0,45
Minima classe di resistenza ¹⁾	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 ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360		
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ^{a)}				
Altri requisiti														Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}

¹⁾ 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.
^{a)} 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.
^{b)} 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:		$R_{ck} =$	40	MPa
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica a 28 gg:	$(0,83 \cdot R_{ck})$	$f_{ck} =$	33,2	MPa
Resistenza a compressione cilindrica media:	$(f_{ck} + 8)$	$f_{cm} =$	41,2	MPa
Valore medio resistenza a trazione assiale:		$f_{ctm} =$	3,10	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione assiale:		$f_{ctk,0,05} =$	2,17	MPa
Valore medio resistenza a trazione per flessione:		$f_{ctm} =$	3,72	MPa
Valore caratteristico frattile 5% resistenza a trazione per flessione:		$f_{ctk,0,05} =$	2,60	MPa
**Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:		$\gamma_c =$	1,5	[-]
Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:	$(0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$	$f_{cd} =$	18,8	MPa
Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:	$(f_{ctk,0,05} / \gamma_s)$	$f_{ctd} =$	1,45	MPa
*Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:	$(1,2 \cdot f_{ctd})$	$f_{ctd} =$	1,74	MPa
Modulo di elasticità secante:		$E_{cm} =$	33643	MPa
Modulo di Poisson:		$\nu =$	0-0,2	[-]
Coefficiente di dilatazione lineare		$\alpha =$	0,00001	°C ⁻¹
*Tensione massima ammissibile nella comb. Quasi Permanente	$\sigma_{cm,qp} = (0,45 f_{ck}) =$		14,94	MPa
*Tensione massima ammissibile nella comb. Caratteristica -Rara	$\sigma_{cm,r} = (0,60 f_{ck}) =$		19,92	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^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	37.35	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	45.35	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.35	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	4.02	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	34625	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.35	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.36	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	21.2	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.56	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	37.4	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.35	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	22.41	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	16.81	N/mm^2
Classe di esposizione		XC4-XD3	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		360	daN/m^3
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	γ_c	1.15	
Resistenza di progetto a snervamento	f_{yd}	391.3	MPa
Modulo elastico longitudinale	E_{cm}	210000	MPa
Tensione massima per la verifica agli SLE	$\sigma_{s \max} = (0,80 f_{yk}) =$	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.

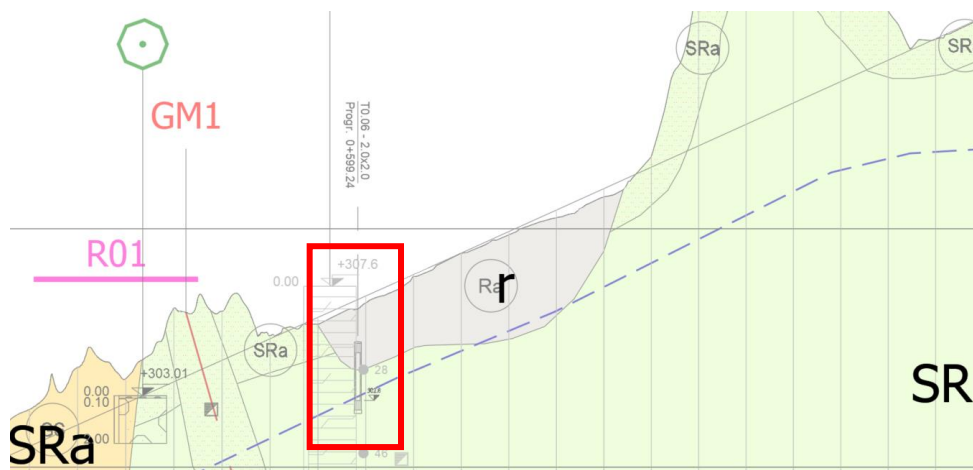


Figura 4- stratigrafia di progetto

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 Ra (riporto antropico)

$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio

Unità SR / SB (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_0): $E_{op1} = E_0 / 5$.

La falda è posta a 4m 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 rilevato dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche:

DATI GEOTECNICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
angolo di attrito	ϕ	35	°
peso di volume ricoprimento	γ_r	20	kN/m ³
coefficiente di spinta a riposo	K_0	0.43	-
Modulo elastico terreno fondazione	E	800000	kPa
Costante di Winkler	K	150000	kN/m ³
Cond. Geo: tangente $\phi/1.25$	$\tan\phi/1.25$	0.560	-
Cond. Geo: angolo di attrito	ϕ_{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):
 - $c_t = 0.853 + 0.534 \ln(L / B)$ rettangolare con $L / B \leq 10$
 - $c_t = 2 + 0.0089 (L / B)$ rettangolare con $L / B > 10$
- q = pressione media agente sul terreno;
- σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;
- ν = coefficiente di Poisson del terreno;

– E = modulo elastico 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:

Scatolare

Caratteristiche dei terreni			Geometria Fondazione			Costante di sottofondo			
Tipo	ν	E	L	B	L/B	c_t	k_w	Fondazione Rigida	ct
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m ³]		
Base (P)	0.3	160	28.34	2.80	10.12	2.09	30044	rettangolare con L/B>10	2 + 0.0089 (L/B)

Pozzetto

Caratteristiche dei terreni			Geometria Fondazione			Costante di sottofondo			
Tipo	ν	E	L	B	L/B	c_t	k_w	Fondazione Rigida	ct
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m ³]		
Base (P)	0.3	160	4.00	4.00	1.00	0.85	51531	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 **0+596.68** 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
12.82857

LATITUDINE
42.49271

Ricerca per comune

REGIONE
Sicilia

PROVINCIA
Catania

COMUNE
Licodia Eubea

Elaborazioni grafiche

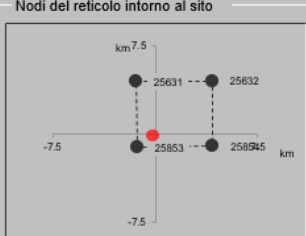
Grafici spettri di risposta

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

superficie rigata

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 - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1950"/>

Elaborazioni

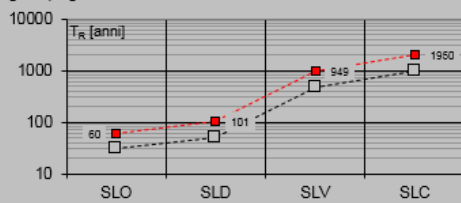
- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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 ξ (%) $\eta = 1.000$ info

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

Compon. verticale

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

Elaborazioni

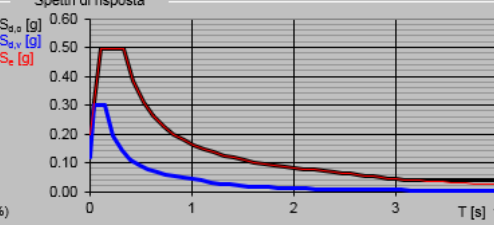
- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

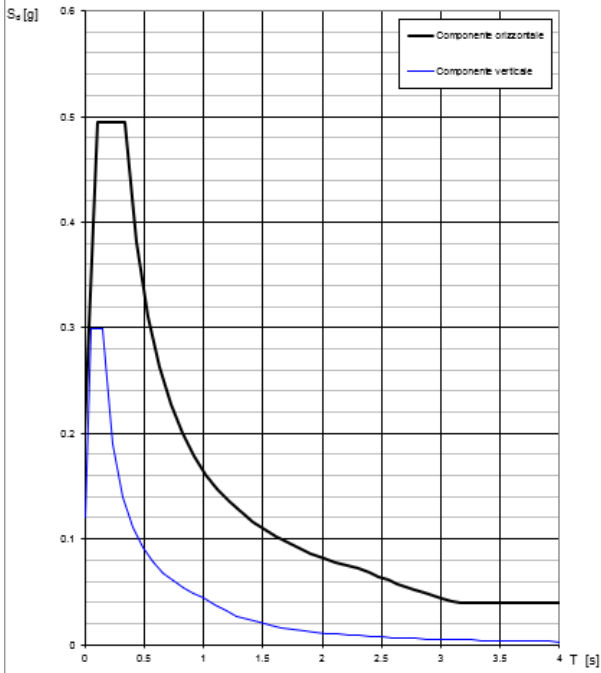
— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.243 g
F_0	2.417
T_C^*	0.345 s
S_S	1.000
C_C	1.000
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.000
η	1.000
T_B	0.115 s
T_C	0.345 s
T_D	2.574 s

La verifica dell'adeguatezza del programma. L'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onore e

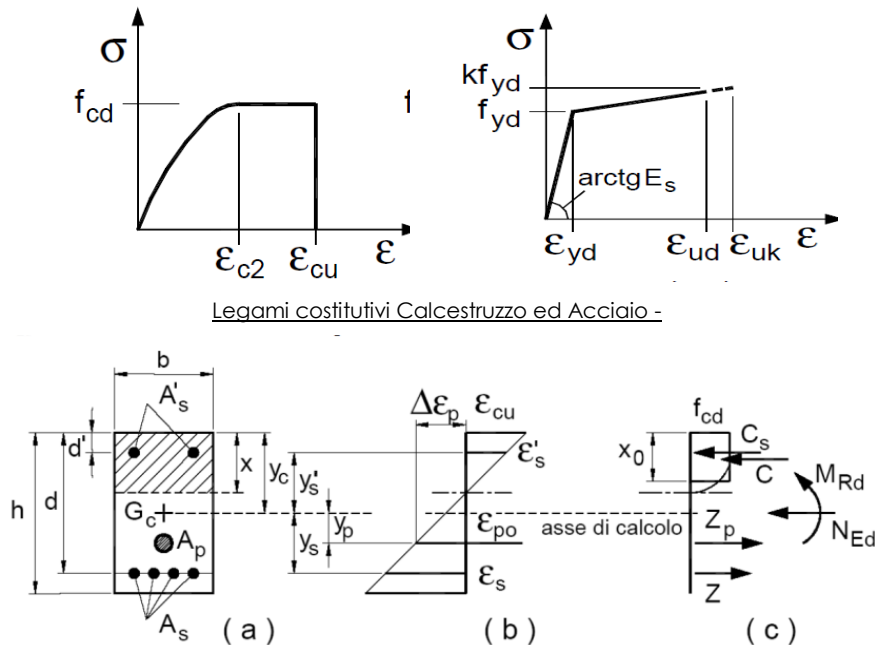
6 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -

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;

μ_ϕ è il valore di progetto della duttilità di curvatura corrispondente a N_{Ed} ;

μ_{Ed} è la domanda in termini di duttilità di curvatura.

6.1.2 Taglio

La resistenza a taglio VRd della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

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

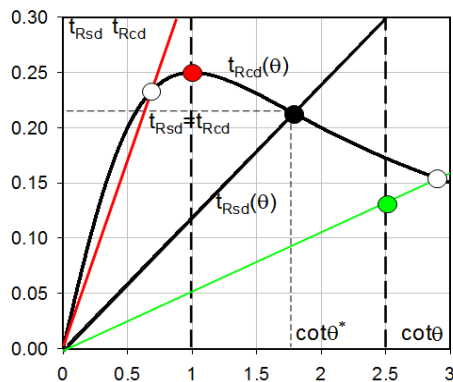
Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$
- 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 VRd è il minimo tra la resistenza a taglio trazione VRsd e la resistenza a taglio compressione VRcd :

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

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 trasversal e il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rsd})$ coincide con il massimo taglio sopportat 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 taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio sopportato dall 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 tagli 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 θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

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

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

(θ^* 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

α_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 $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{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 attesa, 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	$w = 0.20 \text{ mm}$	$w = 0.30 \text{ mm}$	-

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 γ e i coefficienti di combinazione ψ 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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti di 3ª 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:

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

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{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 ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{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 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ 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. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

<i>Azioni</i>	<i>Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)</i>	<i>Coefficiente ψ_0 di combinazione</i>	<i>Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)</i>	<i>Coefficiente ψ_2 (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
	5	0,0	0,0	0,0
<i>Vento q_s</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 q_s</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 γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_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	ΔT
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 _H	E _V
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.

Per le analisi del muro di sostegno è stato utilizzato MAX (Analisi e Calcolo Muri di Sostegno) prodotto e distribuito dalla Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS). Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

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. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

8.4 VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo adottato e' 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.

I risultati delle elaborazioni fatte da MAX sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni. In base a quanto sopra, si asserisce che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

8.7 PROGRAMMI DI SERVIZIO

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

9 POZZETTO 4M X 4 M

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

9.1 GEOMETRIA

La sezione trasversale di calcolo ha larghezza interna di $L_{int} = 3.00$ m (lato maggiore) e $L_{int} = 3.00$ m (lato minore) ed un'altezza netta di $H_{int} = 3.90$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.50$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.50$ m.

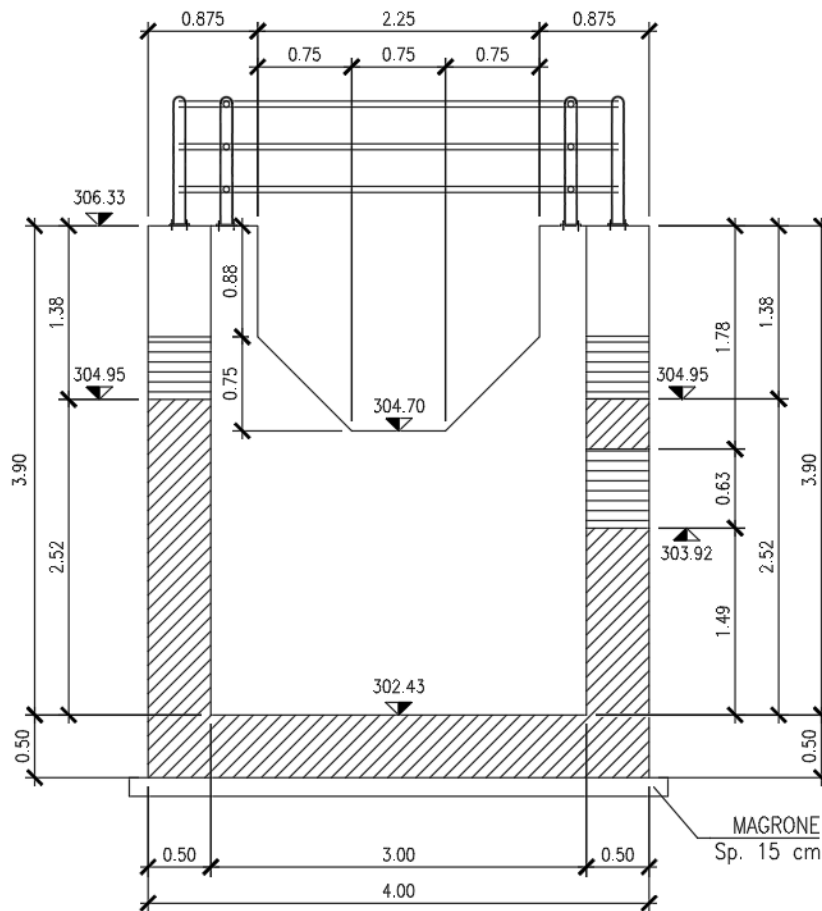


Figura 5 – sezione longitudinale

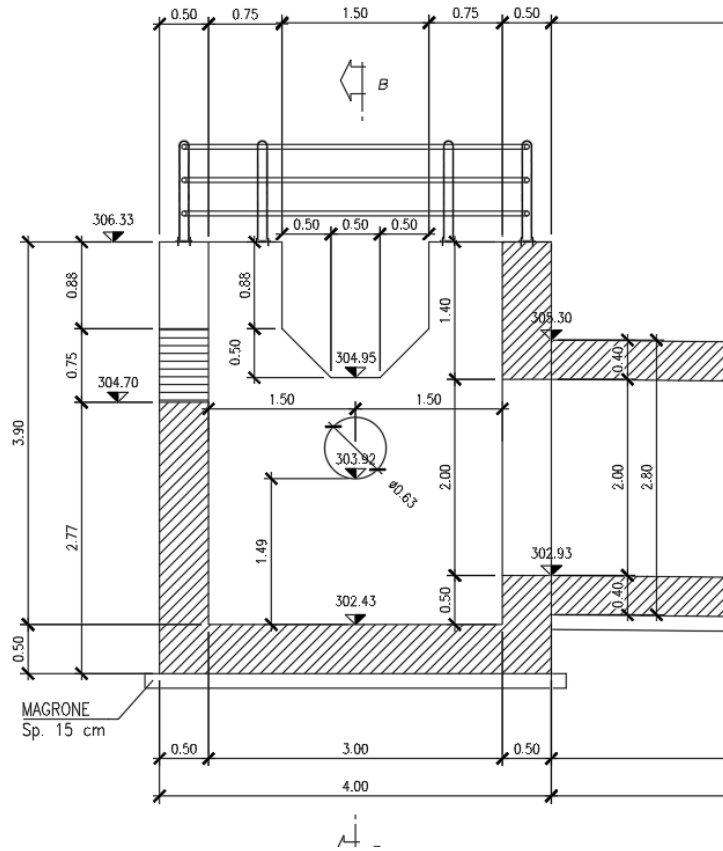


Figura 6 – sezione Trasversale

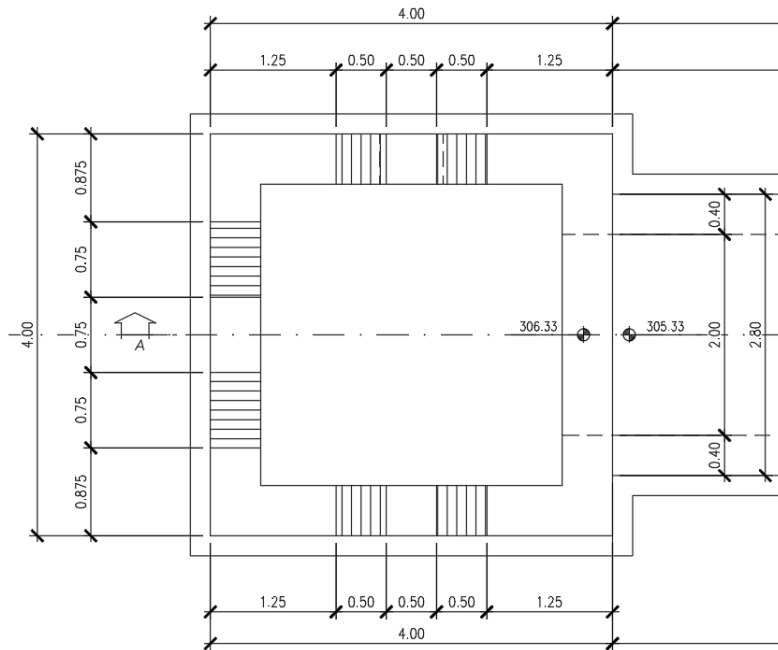


Figura 7 – vista dall'alto

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.

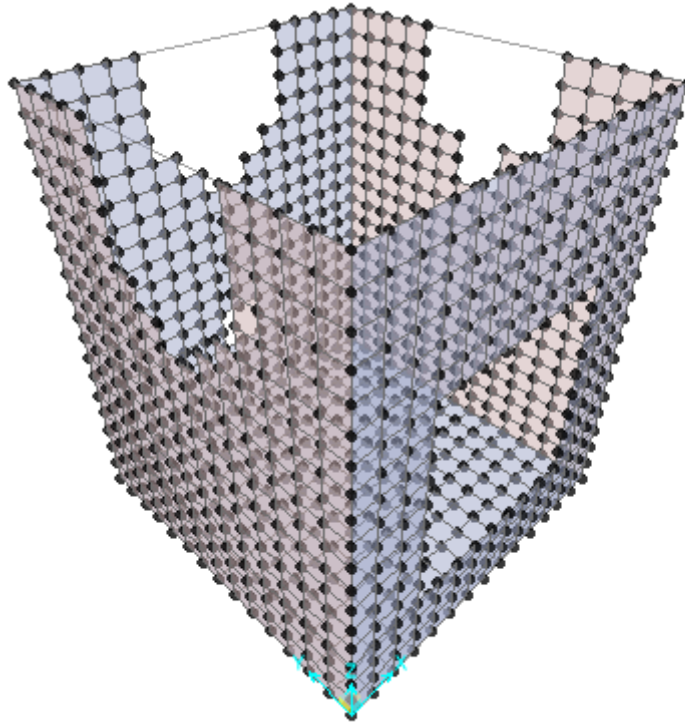
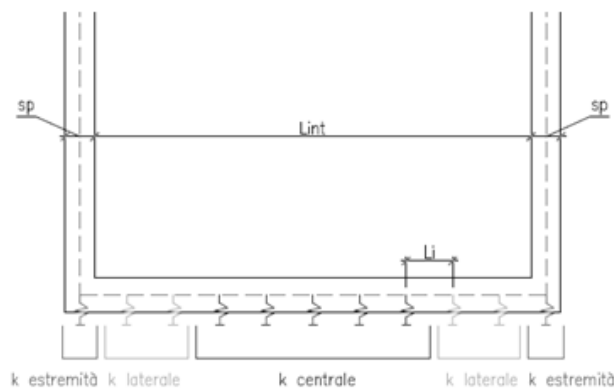


Figura 8 - Modello shell

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 $K= 51531$ kN/mc in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/14 = (0.50/2 + 3.00 + 0.50/2)/14 = 3.50/14 = 0.25$ [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	
L_{int}	3.00
S_p/2	0.25
S_p/2	0.25
i	0.25
K	51531
k₁	12883
k₂	19324
k₃	38648

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	12.50 kN/m ²
	- Totale	12.50 kN/m²
-	- peso dell'acqua	44.00 kN/m ²
-	- Peso pacchetto interno 0 cm	0.00 kN/m ²
-	- Peso terreno ricoprimento interno	0.00 kN/m ²
	- Totale	44.00 kN/m²
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	12.50 kN/m ²
	- Totale	12.50 kN/m²

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 4.40 m.

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

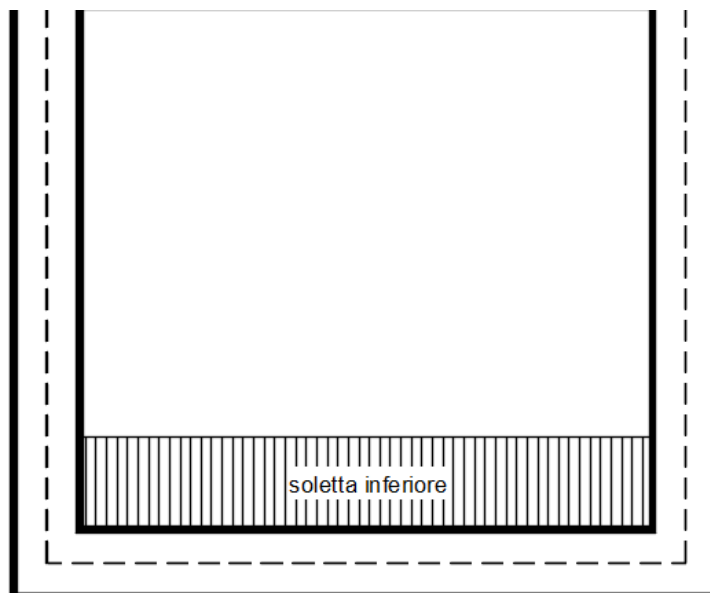


Figura 9 – carico dell'acqua su soletta inferiore

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:

$p_{ss} =$		0.0	kN/m ²
$p_{is} =$	$p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) =$	35.4	kN/m ²

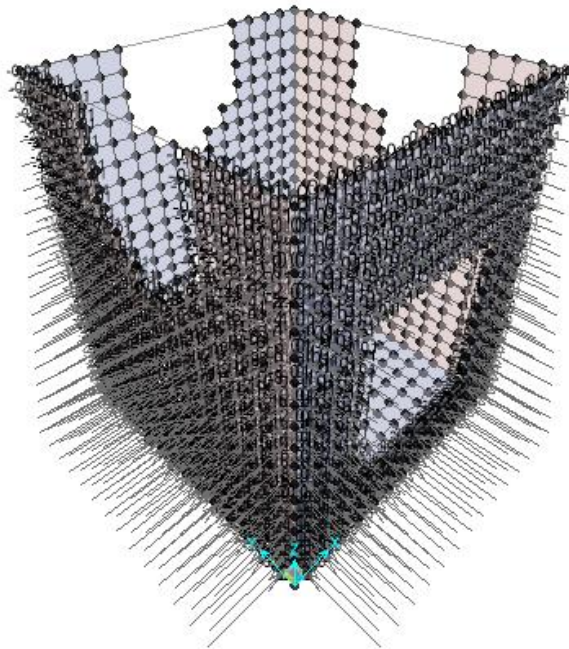


Figura 10 – spinta del terreno dx

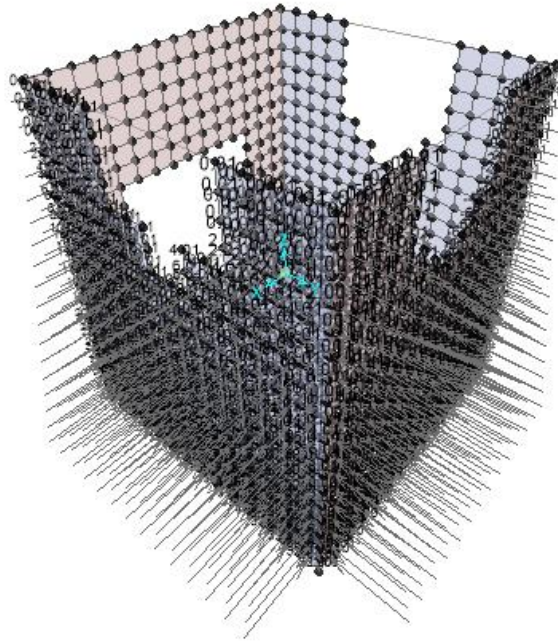


Figura 11 - spinta del terreno sx

9.3.3 Sovraccarico laterale

Si considera un carico da manutenzione ai lati della struttura pari a 5 kN/m².

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:

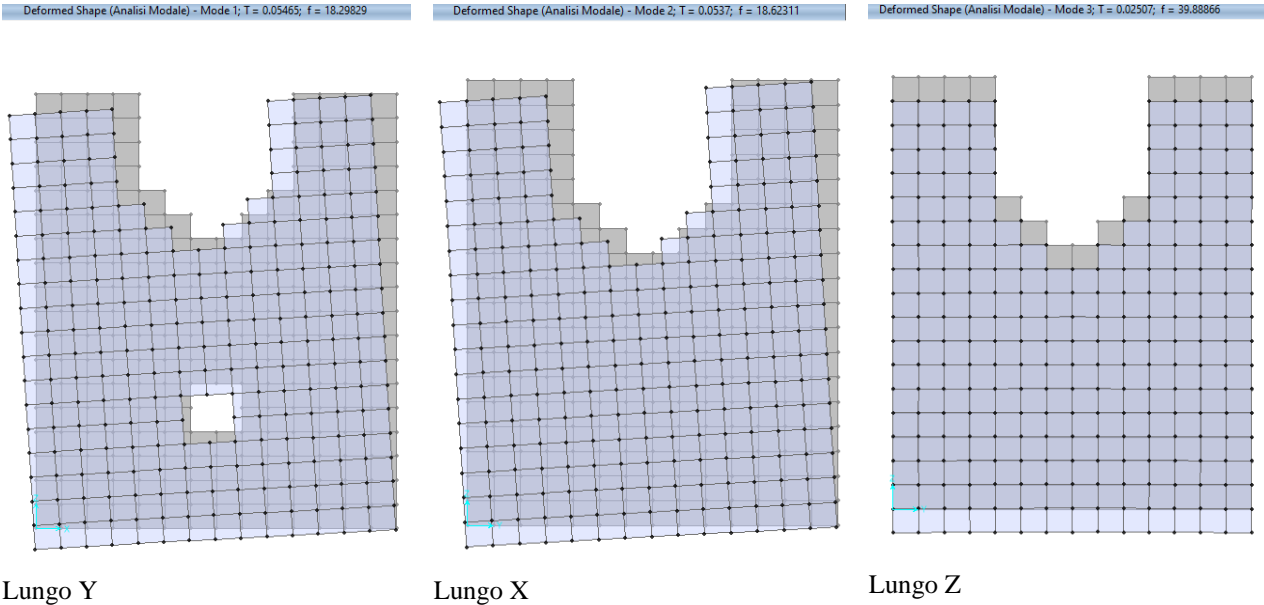


TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Analisi Modale	Mode	1	0.05465	0.20251	0.2584	6.283E-08	0.20251	0.2584	6.283E-08	0.30689	0.23162	0.00007387	0.30689	0.23162	0.00007387
Analisi Modale	Mode	2	0.053697	0.26464	0.19958	0.000001221	0.46715	0.45798	0.000001284	0.23511	0.29948	0.00026	0.542	0.53109	0.00033
Analisi Modale	Mode	3	0.02507	0.000002558	8.104E-09	0.99601	0.46715	0.45798	0.99601	1.354E-07	6.852E-07	1.29E-08	0.542	0.5311	0.00033
Analisi Modale	Mode	4	0.012806	0.41253	0.0000256	0.000006831	0.87968	0.45801	0.99602	0.000006737	0.39814	0.00001952	0.542	0.92924	0.00035
Analisi Modale	Mode	5	0.011703	0.000009813	0.51141	0.000002274	0.87969	0.96942	0.99602	0.43897	0.000019	0.000000198	0.98098	0.92926	0.00035
Analisi Modale	Mode	6	0.009705	0.0125	0.00037	0.00004782	0.89219	0.96979	0.99607	0.0004	0.00864	0.00197	0.98138	0.9379	0.00232
Analisi Modale	Mode	7	0.009309	0.00423	0.00018	0.00002453	0.89642	0.96997	0.99609	0.0003	0.00318	0.01346	0.98167	0.94107	0.01578
Analisi Modale	Mode	8	0.008461	0.03703	0.00011	2.906E-07	0.93345	0.97008	0.99609	0.00005483	0.01991	0.50995	0.98173	0.96098	0.52574
Analisi Modale	Mode	9	0.007564	0.00032	0.00202	0.00009806	0.93378	0.9721	0.99619	0.00075	0.00022	0.03678	0.98247	0.96121	0.56252
Analisi Modale	Mode	10	0.007338	0.04177	0.00005817	0.00000346	0.97554	0.97216	0.9962	0.00002759	0.02282	0.35035	0.9825	0.98402	0.91286
Analisi Modale	Mode	11	0.006852	0.000001567	0.000008477	0.00285	0.97554	0.97216	0.99905	0.00025	0.000003361	0.00015	0.98275	0.98403	0.91301
Analisi Modale	Mode	12	0.005804	0.00173	0.00028	2.285E-07	0.97727	0.97244	0.99905	0.00005508	0.00145	0.02338	0.9828	0.98548	0.9364
Analisi Modale	Mode	13	0.005394	0.00037	0.00192	0.00006672	0.97764	0.97436	0.99911	0.00057	0.00035	0.00085	0.98338	0.98583	0.93724
Analisi Modale	Mode	14	0.005281	0.0000631	0.00019	0.00076	0.97771	0.97455	0.99988	0.00001905	0.00004228	0.00018	0.98339	0.98587	0.93742
Analisi Modale	Mode	15	0.004801	0.00061	0.00007386	2.893E-09	0.97832	0.97463	0.99988	0.00004028	0.00017	0.0031	0.98344	0.98604	0.94052
Analisi Modale	Mode	16	0.004452	0.0071	0.00026	1.539E-07	0.98542	0.97489	0.99988	0.00016	0.0046	0.02222	0.9836	0.99064	0.96274
Analisi Modale	Mode	17	0.004326	0.00033	0.01572	5.889E-07	0.98575	0.99061	0.99988	0.00992	0.0002	0.000008143	0.99352	0.99084	0.96275
Analisi Modale	Mode	18	0.00424	0.00761	0.00034	4.856E-07	0.99336	0.99095	0.99988	0.00016	0.00458	0.02134	0.99368	0.99543	0.98408
Analisi Modale	Mode	19	0.004179	0.00011	0.00004213	0.00001354	0.99347	0.99099	0.99989	0.00031	0.00005819	0.00097	0.99399	0.99548	0.98506
Analisi Modale	Mode	20	0.003817	0.000001357	0.00196	0.000000824	0.99347	0.99296	0.99989	0.00095	7.996E-07	0.00007228	0.99493	0.99549	0.98513

9.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

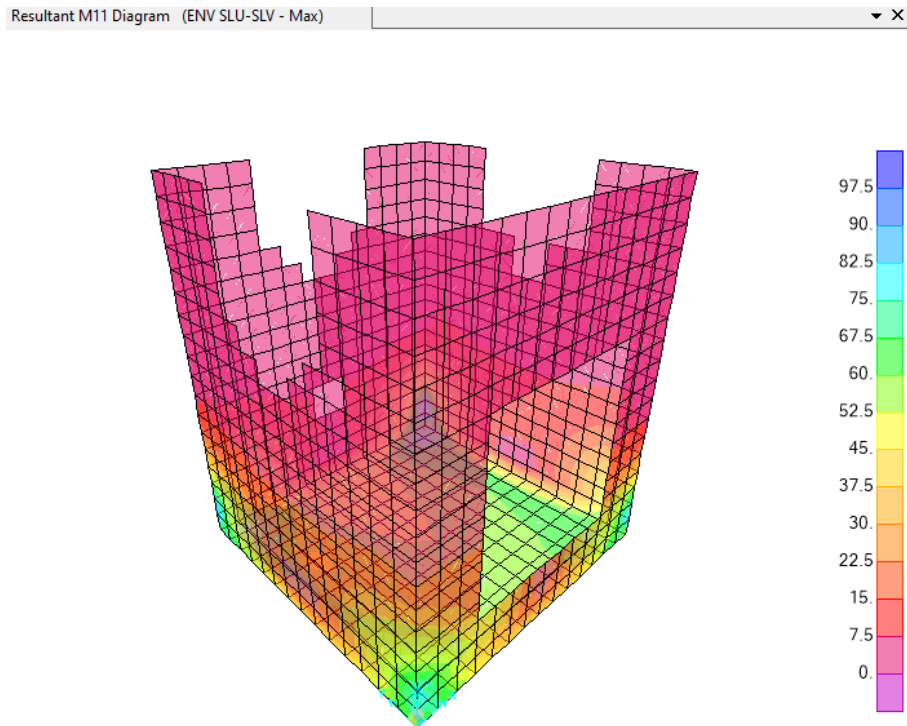


Figura 12 – Involuppo momenti flettenti M11 SLU-SLV

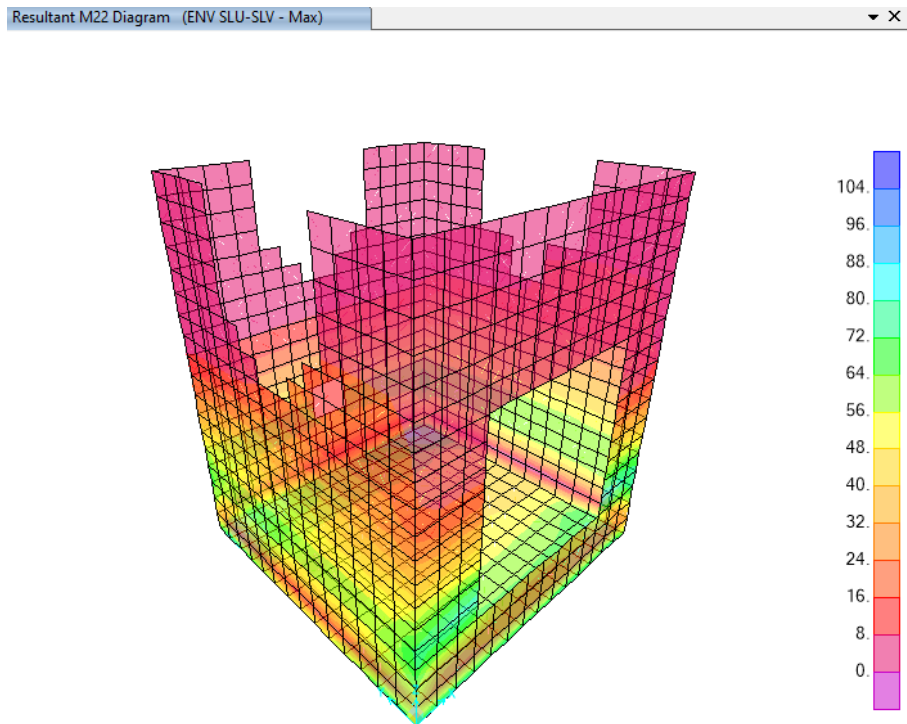


Figura 13 – Involuppo momenti flettenti M22 SLU-SLV

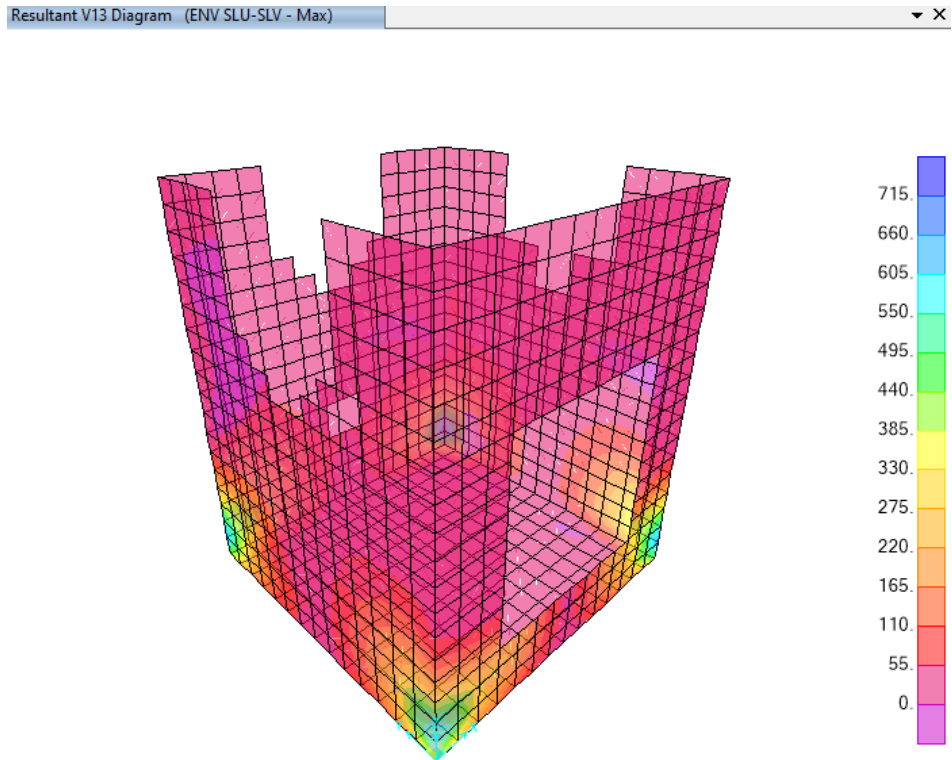


Figura 14 Involuppo sforzi taglianti V13 SLU-SLV

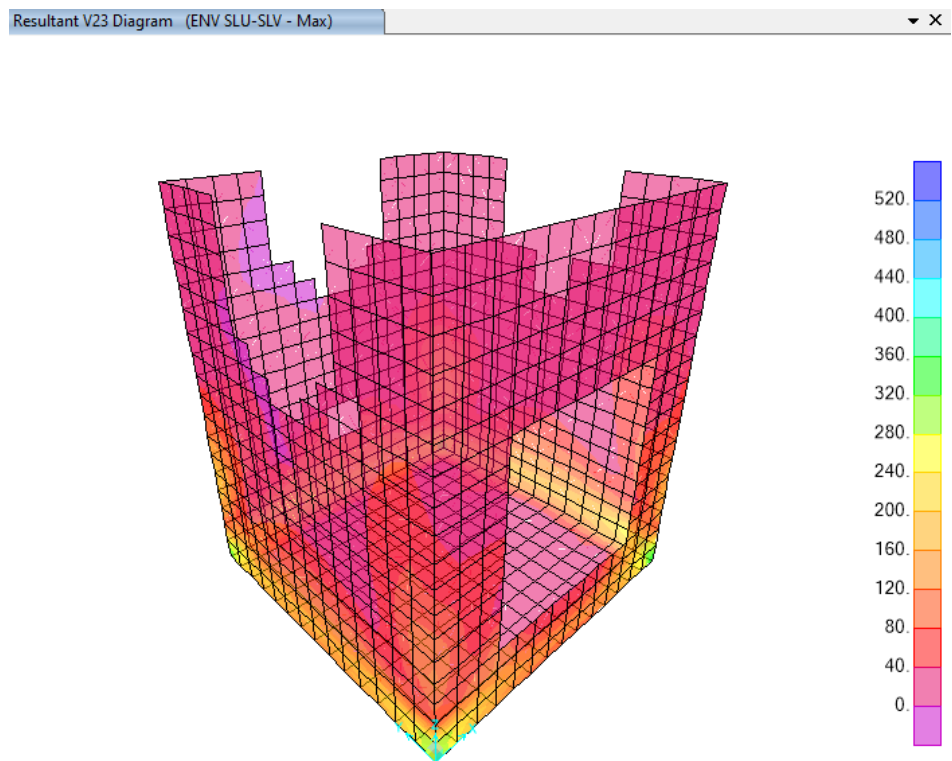


Figura 15 - Involuppo sforzi taglianti V23 SLU-SLV

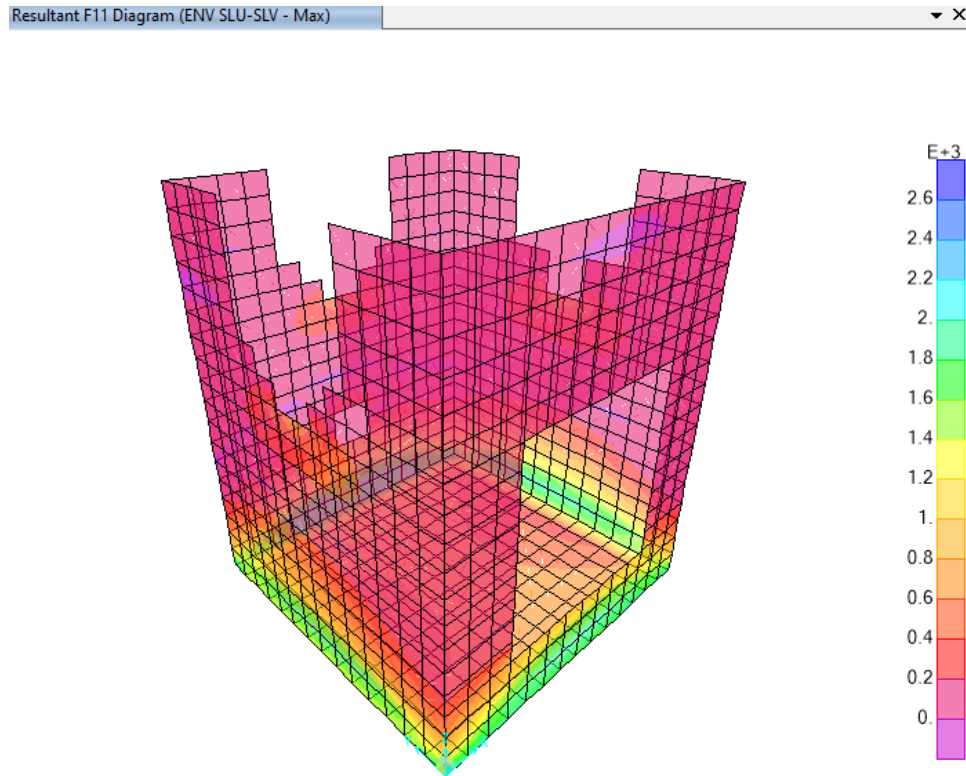


Figura 16– Involuppo azioni assiali F11 SLU-SLV

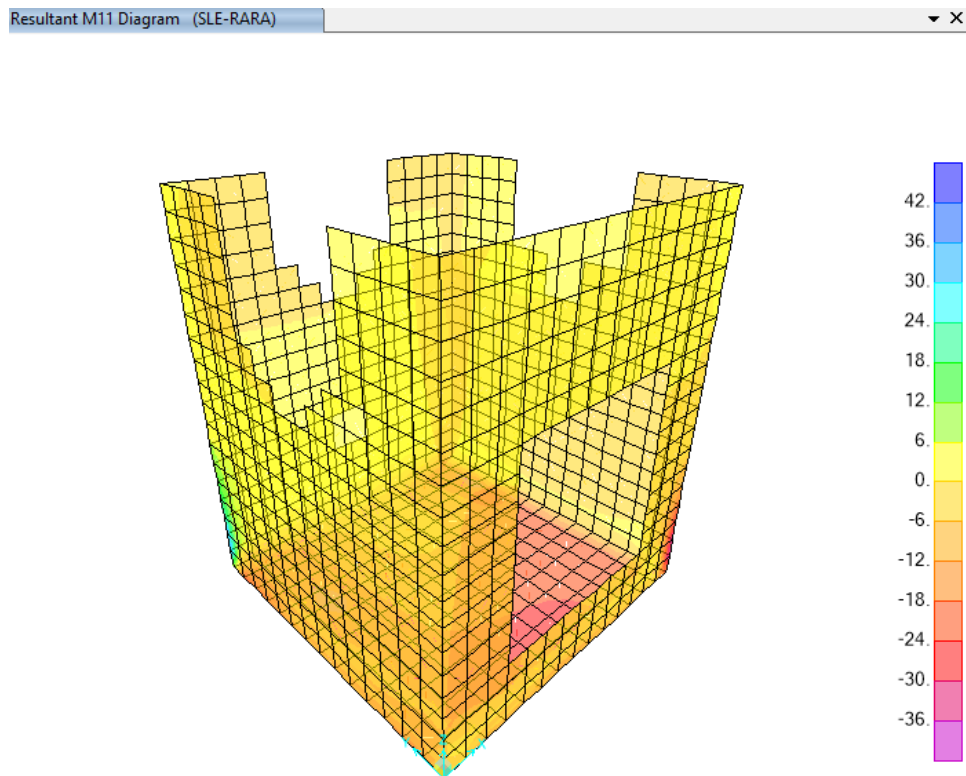


Figura 17– Involuppo momenti flettenti M11 SLE rara

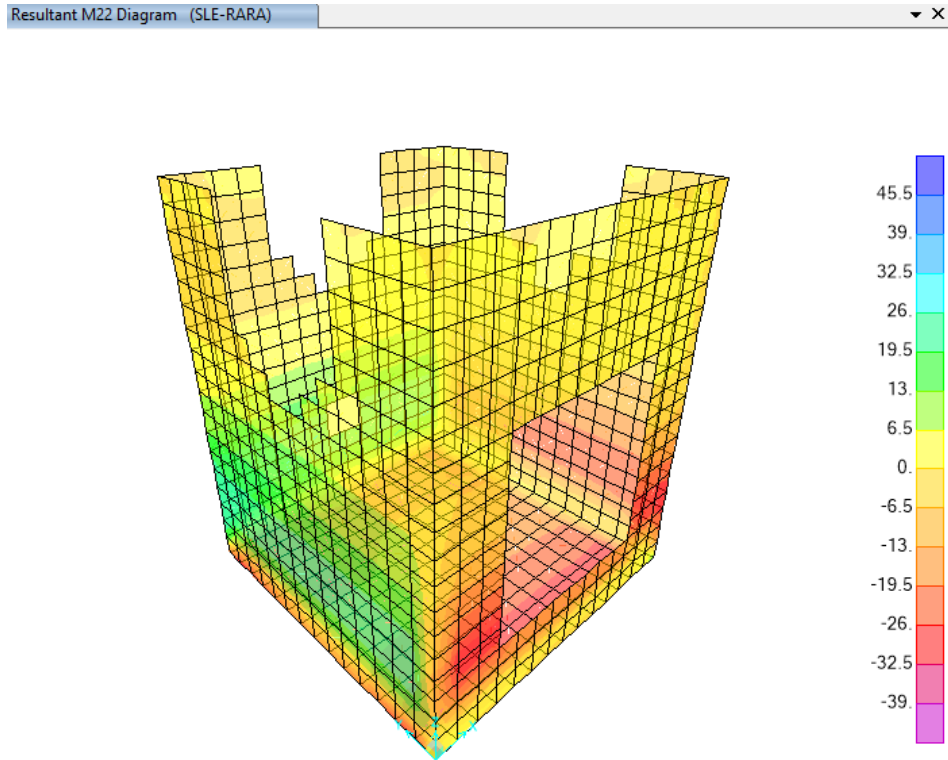


Figura 18– Involuppo momenti flettenti M22 SLE rara

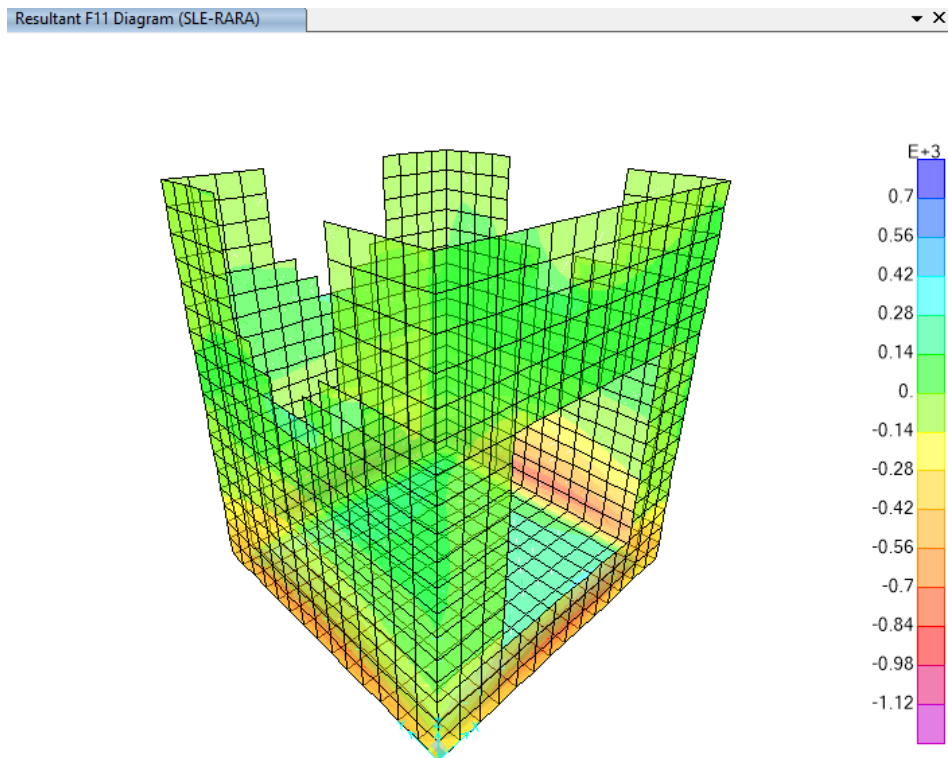


Figura 19 – involuppo azioni assiali F11 sle rara

Resultant F22 Diagram (SLE-RARA) ▼ ×

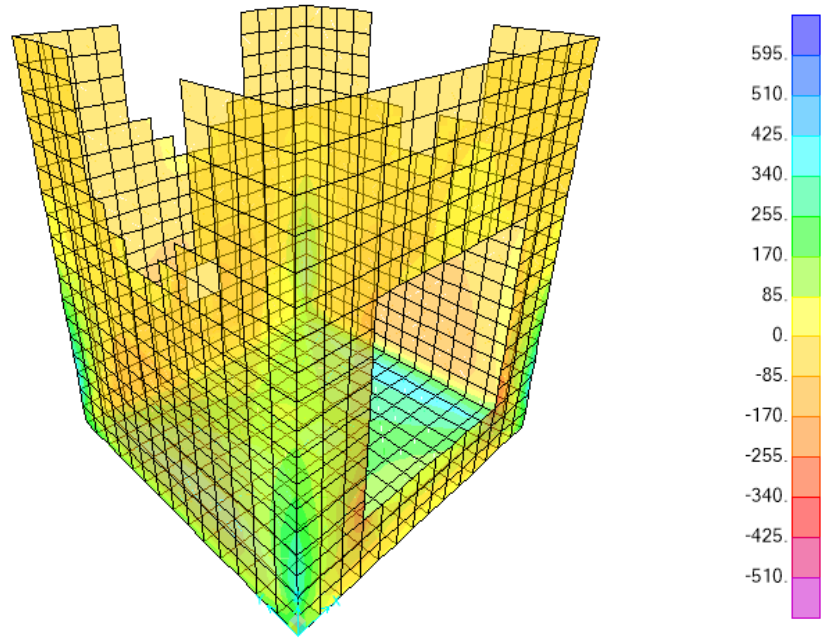


Figura 20 - involuopo azioni assiali F22 sle rara

9.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

9.5.1 Verifica piedritti

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	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
B1	ENV SLU-SLV	Combination	Max		127.895	166.158	8.218	1.3537	44.6491
B1	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-229.78	-191.805	-16.978	0.5014	-42.6967
B2	ENV SLU-SLV	Combination	Max		126.966	95.73	165.845	41.3085	9.7405
B2	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-204.931	-95.843	-191.591	-39.018	-11.1673
B3	ENV SLU-SLV	Combination	Max		107.661	192.579	11.47	2.9876	42.5079
B3	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-235.2	-166.955	-23.165	1.2971	-44.3169
B4	ENV SLU-SLV	Combination	Max		-5.533	7.812	117.355	26.5988	2.3538
B4	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-27.059	-20.843	-113.764	-29.6029	-0.8876
B5	ENV SLU-SLV	Combination	Max		69.438	138.943	268.183	116.9973	41.9714
B5	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-199.592	-142.128	-292.555	-119.8496	-42.3686
B6	ENV SLU-SLV	Combination	Max		-15.193	119.808	158.42	22.4962	102.1079
B6	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-118.867	-170.614	-165.481	-25.1897	-99.2408
B7	ENV SLU-SLV	Combination	Max		78.902	274.94	148.61	40.3777	118.0301
B7	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-174.437	-276.037	-150.389	-40.5209	-117.4259
B8	ENV SLU-SLV	Combination	Max		77.395	146.895	261.75	115.3711	42.5381
B8	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-177.552	-141.677	-291.972	-116.3066	-41.0651

TABLE: Section Cut Forces - Design

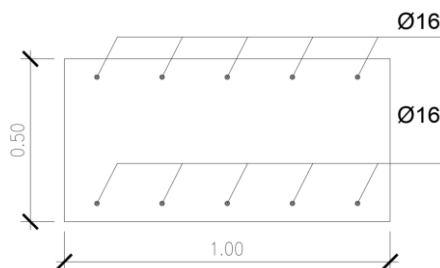
SectionC	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
B1	SLE-QP	Combination			-96.578	47.31	-4.92	0.6544	-13.6206
B1	SLE-QP2	Combination			19.378	-69.441	-1.612	0.7509	15.2395
B2	SLE-QP	Combination			-83.366	-28.297	47.639	-12.2181	2.6772
B2	SLE-QP2	Combination			25.31	28.446	-69.731	14.2179	-3.5798
B3	SLE-QP	Combination			-103.164	-47.642	-7.211	1.4167	13.5311
B3	SLE-QP2	Combination			7.571	69.688	-1.525	1.4848	-15.106
B4	SLE-QP	Combination			-9.496	-2.087	-36.043	8.07	0.2291
B4	SLE-QP2	Combination			-15.941	-1.773	39.633	-10.3655	0.202
B5	SLE-QP	Combination			-4.207	45.3	82.846	-40.1272	-14.316
B5	SLE-QP2	Combination			-89.282	-48.022	-102.815	38.2409	13.7
B6	SLE-QP	Combination			-34.084	26.965	-56.018	7.0467	-32.4141
B6	SLE-QP2	Combination			-65.808	-67.119	51.332	-8.7857	34.0469
B7	SLE-QP	Combination			5.709	89	48.277	-13.5065	-38.6619
B7	SLE-QP2	Combination			-74.592	-91.364	-49.996	13.2564	39.1959
B8	SLE-QP	Combination			6.091	-45.166	77.992	-38.6822	14.5282
B8	SLE-QP2	Combination			-78.662	49.114	-102.154	38.1242	-13.185

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
B1	SLE-FREQ	Combination			-94.043	45.688	-7.951	0.7355	-13.5476
B1	SLE-FREQ2	Combination			21.914	-71.062	-4.642	0.832	15.3125
B2	SLE-FREQ	Combination			-81.197	-33.144	46.459	-12.0151	3.1908
B2	SLE-FREQ2	Combination			27.479	23.6	-70.911	14.4208	-3.0662
B3	SLE-FREQ	Combination			-106.308	-48.408	-10.929	1.6667	13.5465
B3	SLE-FREQ2	Combination			4.426	68.922	-5.243	1.7347	-15.0905
B4	SLE-FREQ	Combination			-10.294	-6.56	-36.692	8.1295	0.7328
B4	SLE-FREQ2	Combination			-16.739	-6.247	38.984	-10.3061	0.7058
B5	SLE-FREQ	Combination			0.412	45.37	82.325	-39.7943	-14.4824
B5	SLE-FREQ2	Combination			-84.662	-47.951	-103.336	38.5738	13.5335
B6	SLE-FREQ	Combination			-37.023	24.838	-55.955	6.9847	-32.9841
B6	SLE-FREQ2	Combination			-68.748	-69.247	51.395	-8.8477	33.4769
B7	SLE-FREQ	Combination			9.906	87.265	47.49	-13.4152	-38.3185
B7	SLE-FREQ2	Combination			-70.395	-93.099	-50.783	13.3476	39.5392
B8	SLE-FREQ	Combination			6.216	-44.061	74.897	-38.4113	14.3746
B8	SLE-FREQ2	Combination			-78.536	50.219	-105.249	38.3951	-13.3385

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
B1	SLE-RARA	Combination			-104.793	56.822	-9.292	0.7529	-16.4093
B1	SLE-RARA2	Combination			34.354	-83.278	-5.322	0.8686	18.2228
B2	SLE-RARA	Combination			-91.341	-40.434	57.802	-14.5911	3.9877
B2	SLE-RARA2	Combination			39.07	27.659	-83.041	17.1321	-3.5207
B3	SLE-RARA	Combination			-118.43	-60.397	-12.737	1.7432	16.4154
B3	SLE-RARA2	Combination			14.451	80.4	-5.914	1.8248	-17.9491
B4	SLE-RARA	Combination			-9.915	-8.083	-44.476	9.9928	0.9035
B4	SLE-RARA2	Combination			-17.65	-7.707	46.335	-12.1298	0.871
B5	SLE-RARA	Combination			10.46	54.726	100.718	-47.5201	-17.3395
B5	SLE-RARA2	Combination			-91.63	-57.26	-122.075	46.5216	16.2796
B6	SLE-RARA	Combination			-34.831	33.537	-66.67	8.5472	-39.8202
B6	SLE-RARA2	Combination			-72.9	-79.365	62.151	-10.4516	39.933
B7	SLE-RARA	Combination			19.335	104.724	57.055	-16.0611	-45.9899
B7	SLE-RARA2	Combination			-77.026	-111.713	-60.872	16.0543	47.4394
B8	SLE-RARA	Combination			14.734	-53.12	91.88	-46.0016	17.0948
B8	SLE-RARA2	Combination			-86.97	60.015	-124.295	46.1661	-16.161



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS
Elemento	b	h	M _{ed}	Armature	A _s	d	M _{Rd}	
	[mm]	[mm]	[kNm]		[mm ²]	[mm]	[kNm]	[-]
Piedritti	Lato Interno	1000	500	120.0	φ16/20	1005.31	440	176.0
	Lato Terreno				φ16/20			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura longit.	Sollecitazioni di	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					FS	
	b _w	H	d	A _s	Calcolo	ρ _l	k	f _{ctk}	v _{min}	V _{Edmin}		V _{Edc}
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(KN)			(Mpa)		(KN)	(KN)	
Piedritti	1000	500	440	1004.8	293.00	0.002	1.67	33.2	0.44	192.22	173.66	0.59

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali				Inclinazione Bielle Compresse	Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS
	n_b	\emptyset	p (mm)	A_{sw} (mm ²)	ctg θ	f_{cd} (Mpa)	V_{Red} (KN)	V_{Rsd} (KN)	V_{rd}	
Piedritti	5	10	400	392.70	2.5	18.81	1284.50	380.32	380.32	1.30

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I_p [-]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [Mpa]	$0,6 f_{ck}$ [Mpa]	FS	σ_f [Mpa]	$0,8 f_{yk}$ [Mpa]	FS
combinazione rara	pieдритти	30.0	47.0	1.9	19.9	10.48	92.0	360.0	3.91

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I_p [-]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	σ_c [Mpa]	$0,45 f_{ck}$ [Mpa]	FS
combinazione quasi	pieдритти	30.0	40.0	1.8	14.9	8.30

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I_p [-]	M_{Ed} [kNm]	$h_{c,eff}$ mm	ρ_{eff}	ϵ_{sm}	ϕ_{eq}	Δs_{max} mm	w_f [mm]	w_l [mm]	FS
combinazione quasi	pieдритти	40.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	540.9	0.197	0.200	1.02
combinazione frequente	pieдритти	40.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	540.9	0.197	0.300	1.52

9.5.2 Verifica soletta di fondazione

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
F1	ENV SLU-SLV	Combination	Max		11.29	672.17	73.13	0.9747	48.4721
F1	ENV SLU-SLV	Combination	Min		3.429	-713.858	3.462	0.0805	-52.0933
F2	ENV SLU-SLV	Combination	Max		16.693	8.924	267.131	54.4229	0.2552
F2	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-12.351	-16.897	-327.237	-62.8248	-1.5146
F3	ENV SLU-SLV	Combination	Max		15.066	213.009	141.248	2.4058	47.8731
F3	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-18.778	-261.645	-152.665	-2.7636	-54.9778
F4	ENV SLU-SLV	Combination	Max		-5.351	261.006	137.852	3.4464	59.6928
F4	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-30.39	-212.222	-153.925	-1.56	-45.9371
F5	ENV SLU-SLV	Combination	Max		46.356	7.392	271.786	78.5454	0.0706
F5	ENV SLU-SLV	Combination	Min		-27.172	-18.88	-242.495	-83.012	-0.2575

TABLE: Section Cut Forces - Design

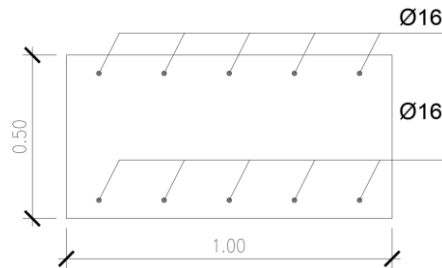
SectionC	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-QP	Combination			4.809	202.278	26.737	0.5052	16.0025
F1	SLE-QP2	Combination			5.92	-238.135	24.634	0.2599	-17.415
F2	SLE-QP	Combination			-5.389	-0.377	71.001	15.0592	-0.2934
F2	SLE-QP2	Combination			3.617	-0.998	-122.407	-23.495	-0.2618
F3	SLE-QP	Combination			-8.922	55.757	42.14	0.3773	13.1699
F3	SLE-QP2	Combination			1.323	-97.522	-53.126	-1.1246	-20.5051
F4	SLE-QP	Combination			-18.77	-55.979	39.33	1.1487	-11.3179
F4	SLE-QP2	Combination			-11.534	97.731	-53.622	-0.3137	23.3302
F5	SLE-QP	Combination			16.333	-1.871	-70.927	-27.3492	-0.0829
F5	SLE-QP2	Combination			-7.861	-1.54	96.44	25.9101	-0.0318

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-FREQ	Combination			3.954	212.799	36.336	0.4651	16.0116
F1	SLE-FREQ2	Combination			5.066	-227.614	34.233	0.2199	-17.4059
F2	SLE-FREQ	Combination			-4.475	-4.096	68.126	14.7674	-0.5756
F2	SLE-FREQ2	Combination			4.532	-4.718	-125.283	-23.7868	-0.544
F3	SLE-FREQ	Combination			-7.961	52.862	40.132	0.1927	12.794
F3	SLE-FREQ2	Combination			2.285	-100.417	-55.134	-1.3092	-20.881
F4	SLE-FREQ	Combination			-19.864	-56.921	36.157	0.9427	-11.4651
F4	SLE-FREQ2	Combination			-12.628	96.788	-56.795	-0.5197	23.183
F5	SLE-FREQ	Combination			15.801	-5.825	-72.421	-27.6596	-0.1119
F5	SLE-FREQ2	Combination			-8.393	-5.494	94.946	25.5997	-0.0608

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseType	StepTy	StepNu	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-RARA	Combination			3.559	260.347	39.746	0.4763	19.3564
F1	SLE-RARA2	Combination			4.892	-268.148	37.222	0.182	-20.7447
F2	SLE-RARA	Combination			-5.07	-5.274	86.508	18.5256	-0.6729
F2	SLE-RARA2	Combination			5.737	-6.02	-145.582	-27.7394	-0.6349
F3	SLE-RARA	Combination			-8.665	67.225	48.99	0.2813	16.0362
F3	SLE-RARA2	Combination			3.63	-116.71	-65.33	-1.521	-24.3738
F4	SLE-RARA	Combination			-20.952	-72.607	44.394	1.0203	-14.979
F4	SLE-RARA2	Combination			-12.269	111.845	-67.148	-0.7346	26.5988
F5	SLE-RARA	Combination			18.043	-7.177	-89.655	-33.0889	-0.1267
F5	SLE-RARA2	Combination			-10.989	-6.779	111.185	30.8222	-0.0653



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE				FS	
Elemento		b	h	M _{ed}	Armature	As	d	M _{Rd}	FS
		[mm]	[mm]	[kNm]		[mm ²]	[mm]	[kNm]	
Fondazione	Superiore	1000	500	83.0	φ16/20	1005.31	440	176.0	2.12
	Inferiore								

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long.	Sollecitazioni di	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b _w	H	d	A _s	V _{sd}	ρ	k	f _{ctk}	v _{min}	V _{Rdmin}	V _{Rct}	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(kN)			(Mpa)		(kN)	(kN)	
Fondazione	1000	500	440	1004.8	713.00	0.002	1.67	33.2	0.44	192.22	173.66	0.24

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali		Inclinazione Bielle Compresse		Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS	
	n _b	Ø	p	A _{sw}	ctg θ	f _{cd} (Mpa)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rtd} (kN)		V _{Rtd} (kN)
Fondazione	5	10	200	392.70	2.5	18.81	1284.50	760.64	760.64	1.07

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I _p	N _{Ed}	M _{Ed}	σ _c	0,6 f _{ck}	FS	σ _f	0,8 f _{yk}	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	fondazione	0.0	34.0	1.3	19.9	15.32	78.0	360.0	4.62

Verifiche tensionali – quasi permanente

Verifica delle tensioni	I_p	N_{Ed}	M_{ed}	σ_c	$0,45 f_{ck}$	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	fondazione	0.0	27.0	1.0	14.9	14.94

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I_p	M_{ed}	p_{eff}	ϵ_{sm}	φ_{eq}	Δs_{max}	w_f	w_l	FS
	[-]	[kNm]				mm	[mm]	[mm]	[-]
combinazione quasi	fondazione	27.0	0.01	0.0002	16.0	419.5	0.124	0.200	1.61
combinazione frequente	fondazione	27.0	0.01	0.0002	16.0	419.5	0.124	0.300	2.41

9.6 ARMATURA

ARMATURA POZZETTO		
soletta inferiore	nodo	Ø16/20 inf
	pieditto	Ø16/20 sup
	campata	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
piedritti	nodo soletta inf	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
	nodo soletta inf	Ø16/20 inf Ø16/20 sup

9.6.1 Incidenza armature

INCIDENZA POZZETTO (Kg/m ³)	
soletta inferiore	125
piedritti	60

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
1498	103	160	-82	-193

ENV SLU-STR

Risultante Base Plinto				
Ntot	Fx	Fy	My	Mx
kN	kN	kN	kNm	kNm
2313	120	177	12	-102

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

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

Per il meccanismo di rottura a punzonamento viene definito un parametro, l'indice di rigidità, 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 σ 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 SLU/SLV	120.00	177.00	2313.00	12.00	102.00

Larghezza Fondazione	B	4.00	m
Profondità piano di posa	D	3.40	m
Lunghezza Fondazione	L	4.00	m
Angolo di attrito	Φ	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	24.50	kN/m ³
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N γ	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	12.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	102.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.01	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.04	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.99	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	3.91	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.87
Fattore secondo membro	Sq	1.86
Fattore terzo membro	S γ	0.59

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.50
Coefficiente mL	mL	1.50
Coefficiente m	m	1.50
Fattore primo membro	ic	0.91
Fattore secondo membro	iq	0.91
Fattore terzo membro	i γ	0.85

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	-2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	14.50	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	14.50	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	58.00	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	49.30	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	12031.91	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	187777.46	kN
Carico di esercizio	Qed	2313.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	35.30	

VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)			
Modulo elastico del terreno	E	150	Mpa
Coefficiente di Poisson	ν	0.3	
Modulo di taglio del terreno	G	57.69	MPa
Pressione efficace media alla profondità D+B/2	σ	92.30	kPa

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	1940.84	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	177.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	9.97	

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)
ENV GEO	103.00	160.00	1498.00	82.00	193.00

Larghezza Fondazione	B	4.00	m
Profondità piano di posa	D	3.40	m
Lunghezza Fondazione	L	4.00	m
Angolo di attrito	ϕ	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	ϕ	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	24.50	kN/m ³
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N γ	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	82.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	193.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.05	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.13	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.89	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	3.74	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.89
Fattore secondo membro	Sq	1.87
Fattore terzo membro	Sy	0.58

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.49
Coefficiente mL	mL	1.51
Coefficiente m	m	1.51
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	-2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	14.50	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	14.50	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	58.00	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	49.30	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	11716.25	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	170583.71	kN
Carico di esercizio	Qed	1498.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	49.51	

VERIFICHE - CARICO LIMITE (PUNZONAMENTO)			
Modulo elastico del terreno	E	150	Mpa
Coefficiente di Poisson	v	0.3	
Modulo di taglio del terreno	G	57.69	MPa
Pressione efficace media alla profondità D+B/2	σ	92.30	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	491.21	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	217.13	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	1256.97	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	160.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	7.14	

10 SCATOLARE 2M X 2M

La dimensione interna è di 2.00m e l'altezza interna pari a 2.00m, con soletta superiore di spessore 0.40m, piedritti di spessore 0.40m e soletta inferiore di spessore 0.40m.

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

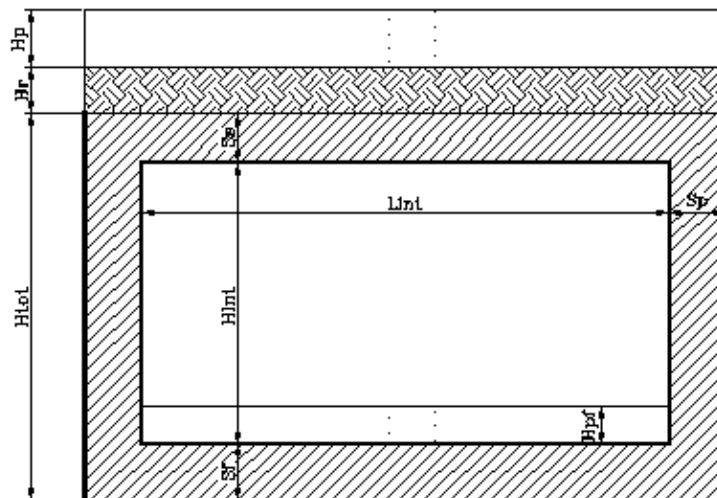


Figura 21– Significato dei simboli

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	L_{tot}	2.80	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	2.00	m
larghezza interasse	L_a	2.40	m
spessore soletta superiore	S_s	0.40	m
spessore piedritti	S_p	0.40	m
spessore fondazione	S_f	0.40	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	2.80	m
altezza libera scatolare	H_{int}	2.00	m
spessore pacchetto superiore	H_{Psup}	0.13	m
spessore ricoprimento superiore	H_{Rsup}	1.45	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.

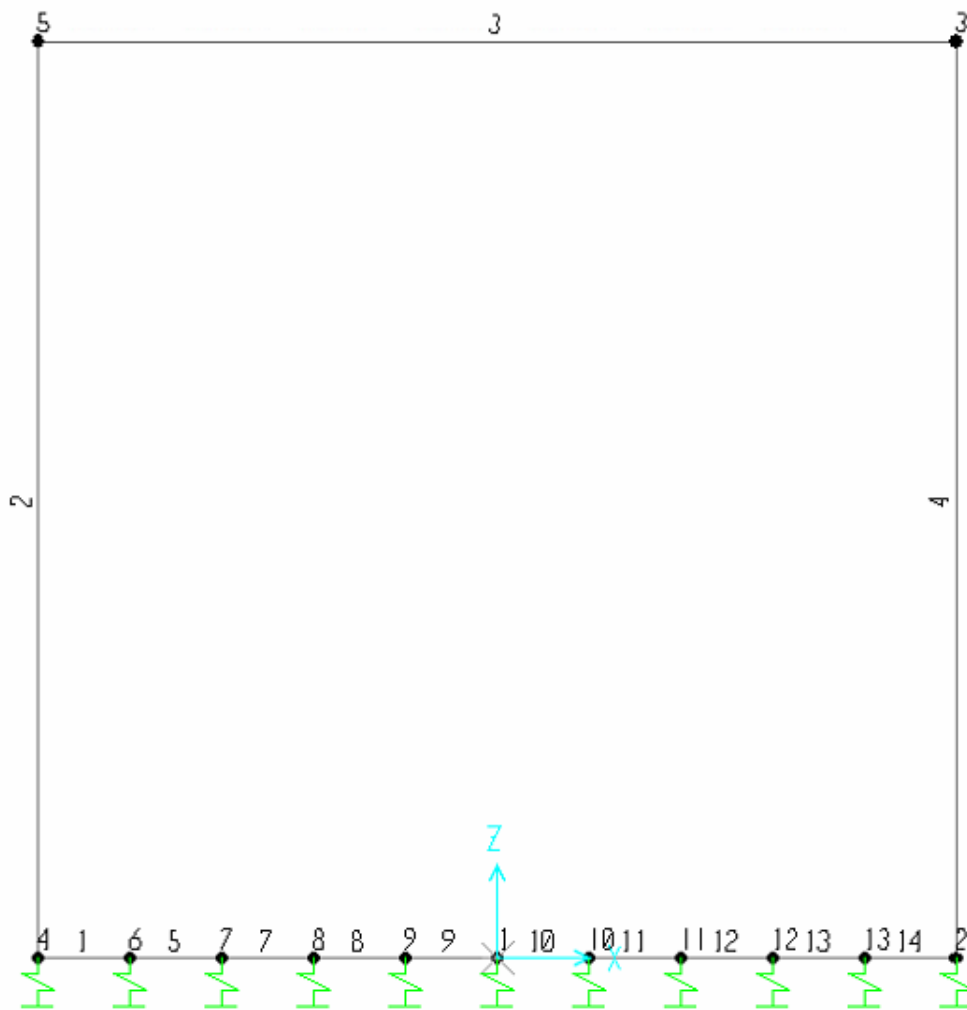
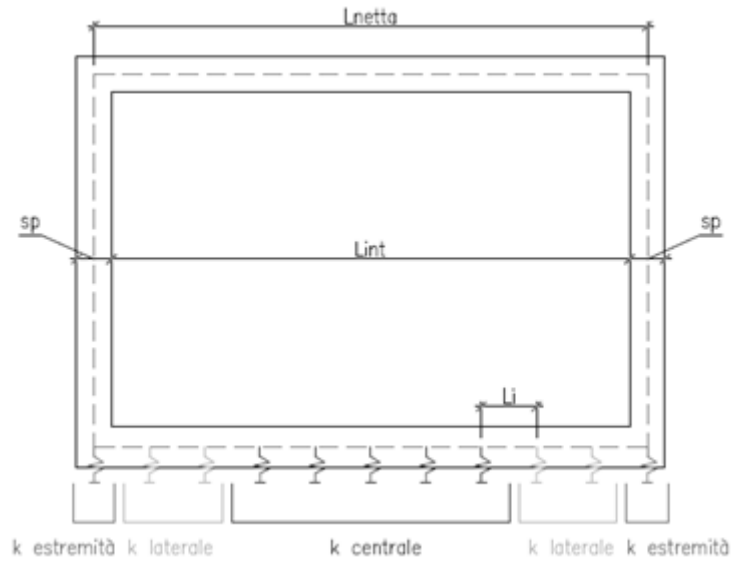


Figura 22– Numerazione aste e nodi

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 $K = 30044 \text{ kN/mc}$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

Interasse molle	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 = (0.40/2 + 2 + 0.4/2)/10 = 2.40/10 = 0.24$ [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]



Scatolare 2x2	
Lint	2.00
Sp/2	0.20
Sp/2	0.20
i	0.24
K	30044
k1	7211
k2	10816
k3	19228

10.3 ANALISI DEI CARICHI

10.3.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m	
	- Totale	10.00 kN/m	
	- Peso pacchetto pavimentazione 13 cm	3.12 kN/m	
	- Peso terreno ricoprimento	27.00 kN/m	
	- Totale	30.12 kN/m	
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m	
	- Totale	10.00 kN/m	
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m	
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m	
	- Totale	0.00 kN/m	
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m	
	- Totale	10.00 kN/m	

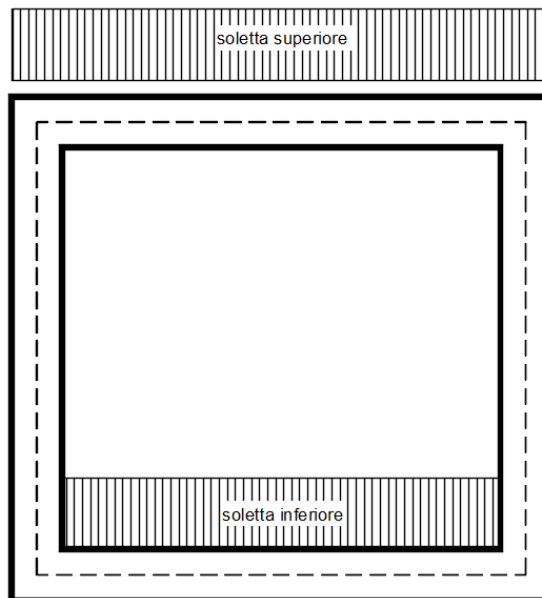


Figura 23– Schema tipo carichi permanenti

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 6.02 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:

$$p_{ss} = K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 15.2 \text{ kN/m}$$

$$p_{is} = p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 35.6 \text{ kN/m}$$

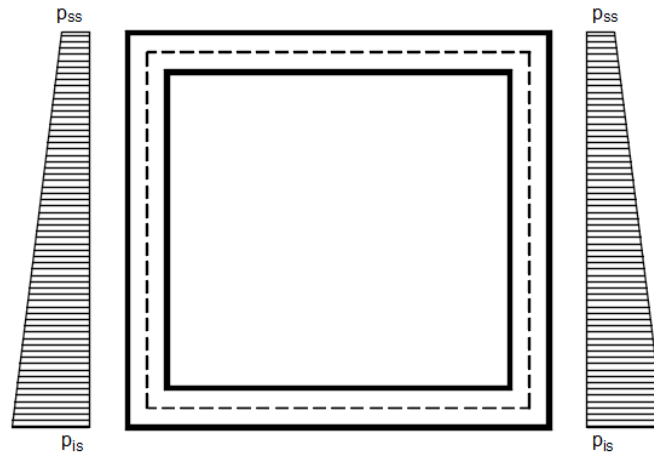
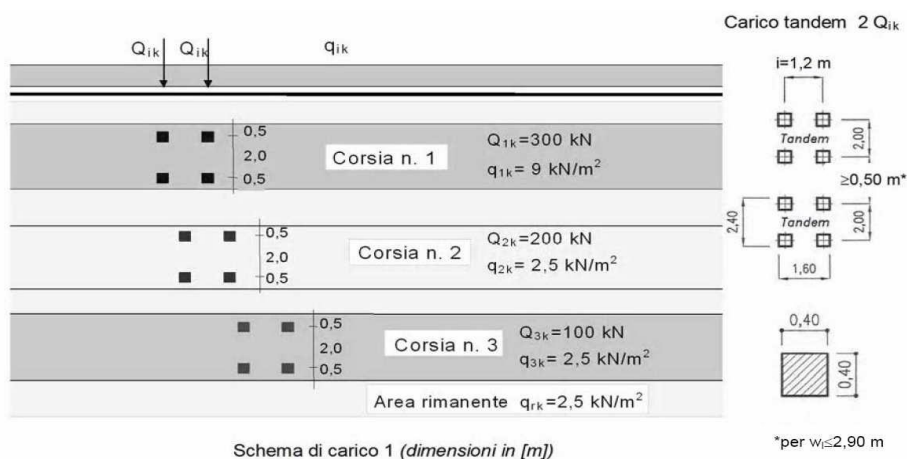


Figura 24– Schema tipo spinta terreno su pareti

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 2.69 kN ed inferiore con valore pari a 7.13 kN.

10.3.3 Ripartizione dei carichi mobili verticali

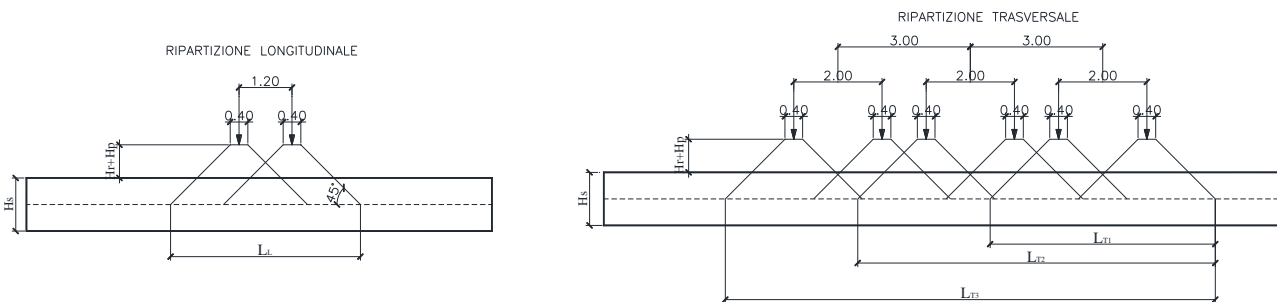
Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



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 ²]
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:

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

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

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

$$L_L = 4.07 \text{ m} \quad q_{2k} = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T1} = 4.87 \text{ m} \quad q_{1k} = 30.2 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 7.87 \text{ m} \quad q_{1k} = 31.2 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 10.87 \text{ m} \quad q_{1k} = 27.1 \text{ kN/m}^2$$

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} 31.19 kN/mq applicato su una larghezza di 4.07 m.

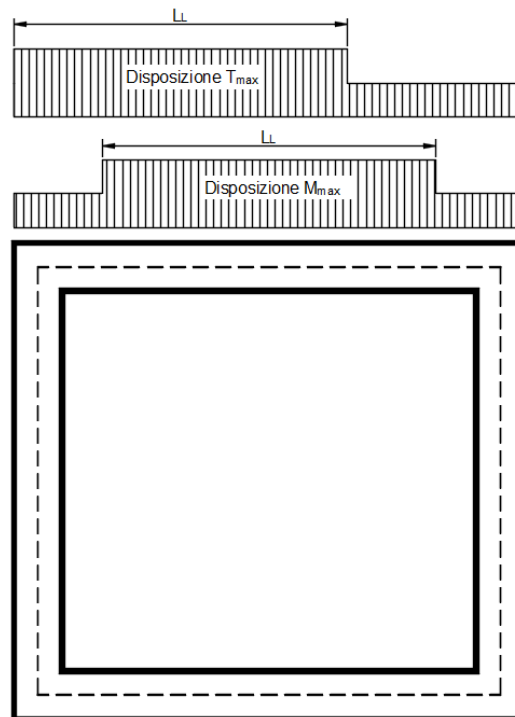


Figura 25– Schema tipo carichi mobili soletta superiore

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 6.05 kN per i carichi concentrati e valore pari a 1.80 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

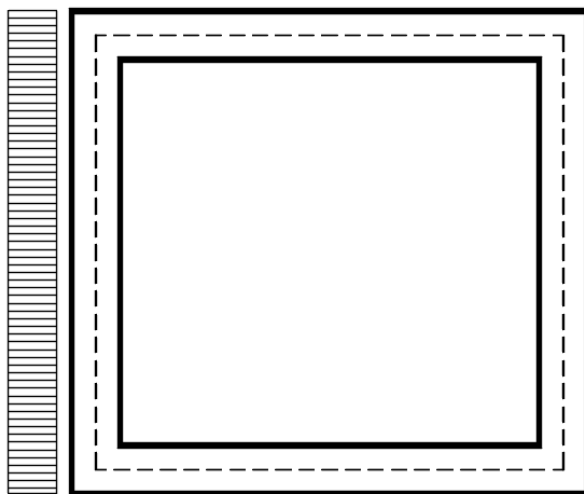


Figura 26– Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra

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 1.71 kN ed inferiore con valore pari a 1.71 kN.

b) Spinta su entrambi i piedritti

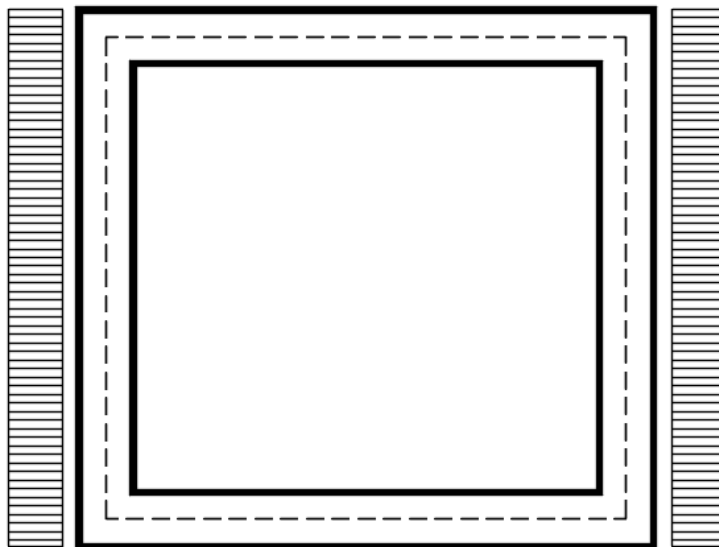


Figura 27– Schema tipo spinta carico accidentale su entrambi le pareti

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 1.71 kN ed inferiore con valore pari a 1.71 kN.

10.3.5 Frenatura

$$Q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{k1}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 368 \text{ kN}$$

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

$$L = 2.80 \text{ m} \quad (\text{lunghezza della zona caricata})$$

La forza uniformemente distribuita da applicare sulla soletta vale:

$$q_3 = 7.3 \text{ kN/m}^2$$

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

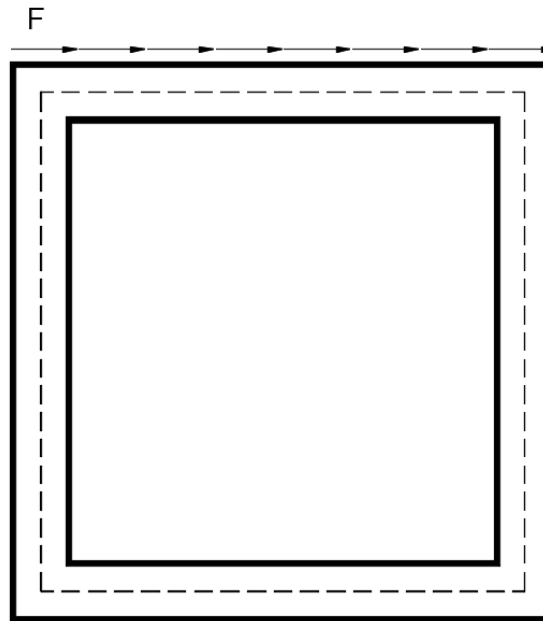


Figura 28– Schema tipo azione di frenatura sulla soletta superiore

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 1.5 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}	=	40	N/mm ²	Resistenza a compressione cubica caratteristica
f_{ck}	=	33.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica
f_{cm}	=	41.2	N/mm ²	Resistenza a compressione cilindrica media
α	=	1.0E-05		
E_{cm}	=	33643	N/mm ²	Modulo elastico secante medio
cls tipo		R		classe del cemento

Tempo e ambiente

t_s	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento
t_0	=	2	gg	età del calcestruzzo in giorni al momento del carico
t	=	25550	gg	età del calcestruzzo in giorni
$h_0=2A_c/u$	=	800	mm	dimensione fittizia dell'elemento di cls
A_c	=	400000	mm ²	sezione dell'elemento
u	=	1000	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
RH	=	75	%	umidità relativa percentuale

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

$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) =$	2.062	coeff. di viscosità
$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) =$	2.095	coeff. nominale di viscosità
$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 =$	1.233	coeff. che tiene conto dell'umidità
$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.892	coeff. per la resistenza del cls
$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.968	coeff. per la resistenza del cls
$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} =$	2.617	coeff. che tiene conto della resistenza del cls
$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} =$	0.649	coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo
$t_0 = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 =$	6.19	coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo
$\alpha =$	1	coeff. per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)
$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{0.3} =$	0.984	coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo
$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 =$	1382.5	coeff. che tiene conto dell'umidità relativa
$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} =$	0.922	coeff. per la resistenza del calcestruzzo

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

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)} = 10986414 \text{ kN/m}^2$$

Deformazioni di ritiro

$$\varepsilon_s(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.000346 \text{ deformazione di ritiro } \varepsilon(t, t_0)$$

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) K_b \varepsilon_{cd,0} = 0.000288 \text{ deformazione al ritiro per essiccamento}$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}} \right] = 0.966$$

$K_h =$

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

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

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)

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

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

$$\varepsilon_{ca,00} = 2.5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0.000058$$

Variatione termica uniforme equivalente agli effetti del ritiro:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = - \frac{\varepsilon_s(t, t_0) E_{cm}}{(1 + \varphi(t, t_0)) E_{cm} \alpha} = -11.30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

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:

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 $a_g = 0.243$ g. (Latitudine: 42.49271; Longitudine: 12.82857)

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:

$$a_{max} = 1.000 * 1 * 0.243 \text{ g} = 0.243 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.243$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.122$$

Si consideri inoltre che non è stato applicato il coefficiente di riduzione delle azioni sismiche β . 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

$$F_{sis} = a_{max} * \gamma_r * H_{tot} * 1m = 13.61 \text{ kN/m} \quad (\text{carico applicato sulla parete})$$

$$F_{imp} = \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m = 2.43 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia piedritti})$$

$$\text{Totale} = 16.04 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto sx})$$

$$\text{Totale} = 2.43 \text{ kN/m} \quad (\text{piedritto dx})$$

$$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m = 7.19 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia pavimentazione e riempimento})$$

$$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m = 2.43 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia soletta superiore})$$

$$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2 = 1.95 \text{ kN/m} \quad (\text{inerzia veicoli})$$

$$\text{Totale} = 11.58 \text{ kN/m} \quad (\text{soletta superiore})$$

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 3.21 kN ed inferiore con valore pari a 3.21 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.49 kN ed inferiore con valore pari a 0.49 kN.

Sisma verticale

$F_{imp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m$	=	1.22	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2$	=	0.98	kN/m	(inerzia veicoli)
$F_{irr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	3.60	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	1.22	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale	=	5.79	kN/m	(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 1.16 kN.

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

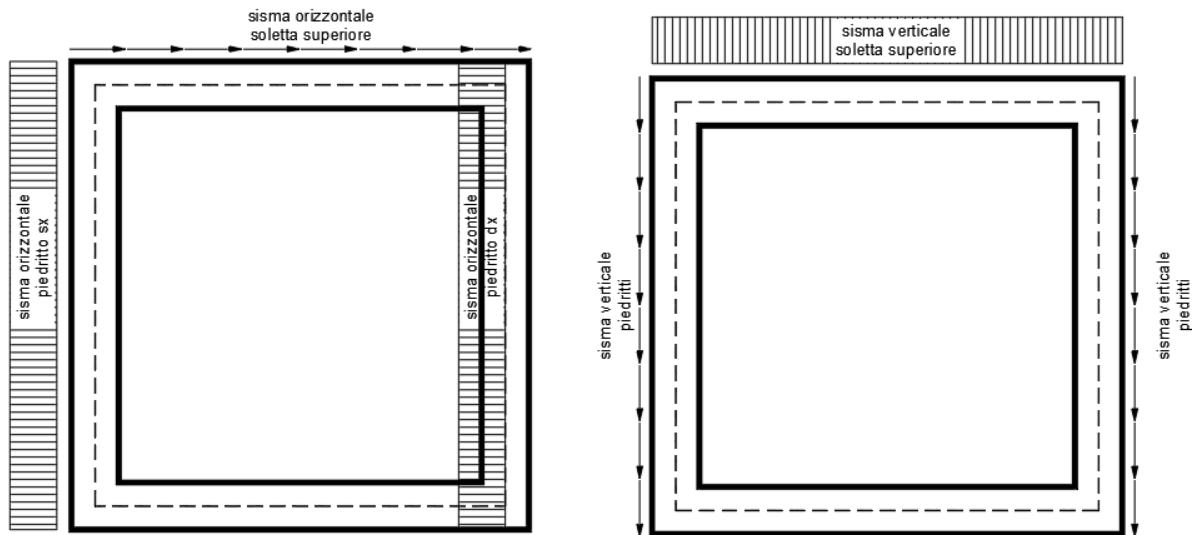


Figura 29– Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali

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.

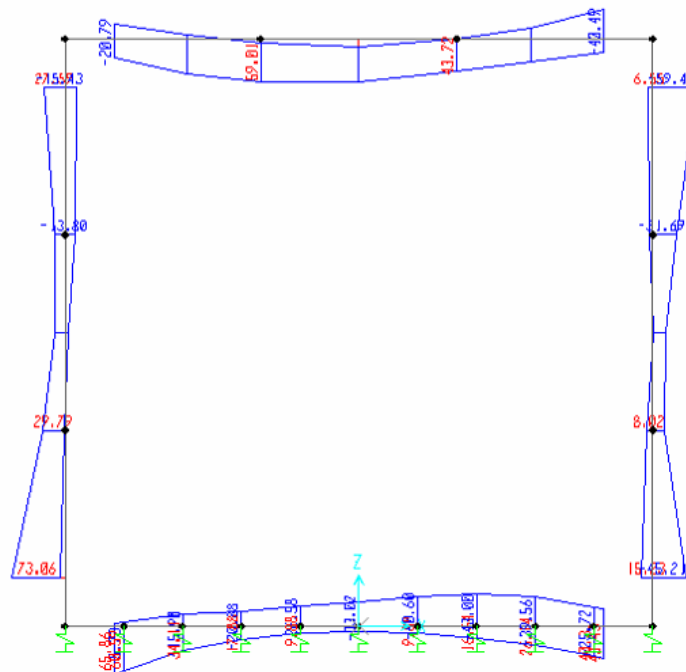


Figura 30– Involuppo momenti flettenti SLU-SLV

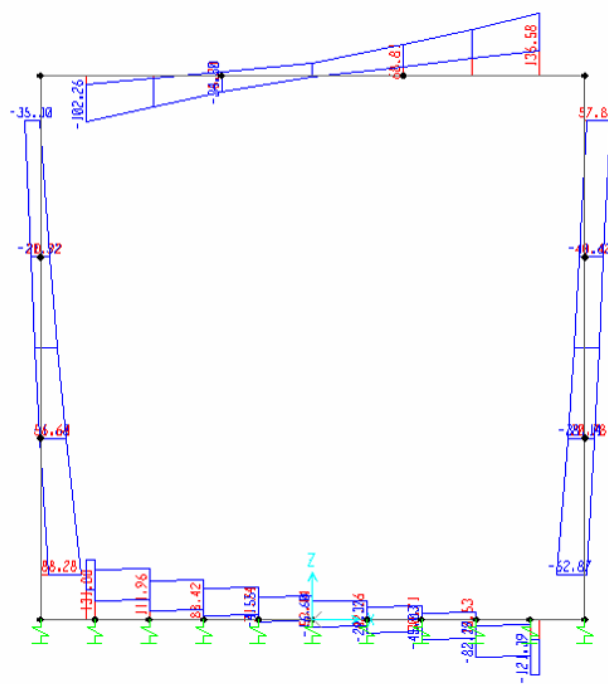


Figura 31– Involuppo sforzi taglianti SLU-SLV

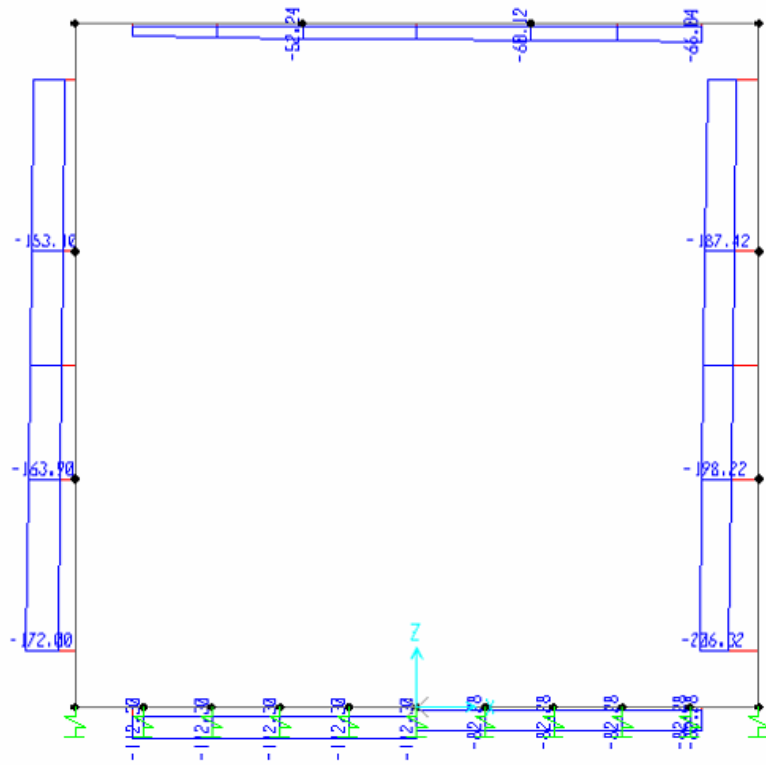


Figura 32- Involuppo azioni assiali SLU-SLV

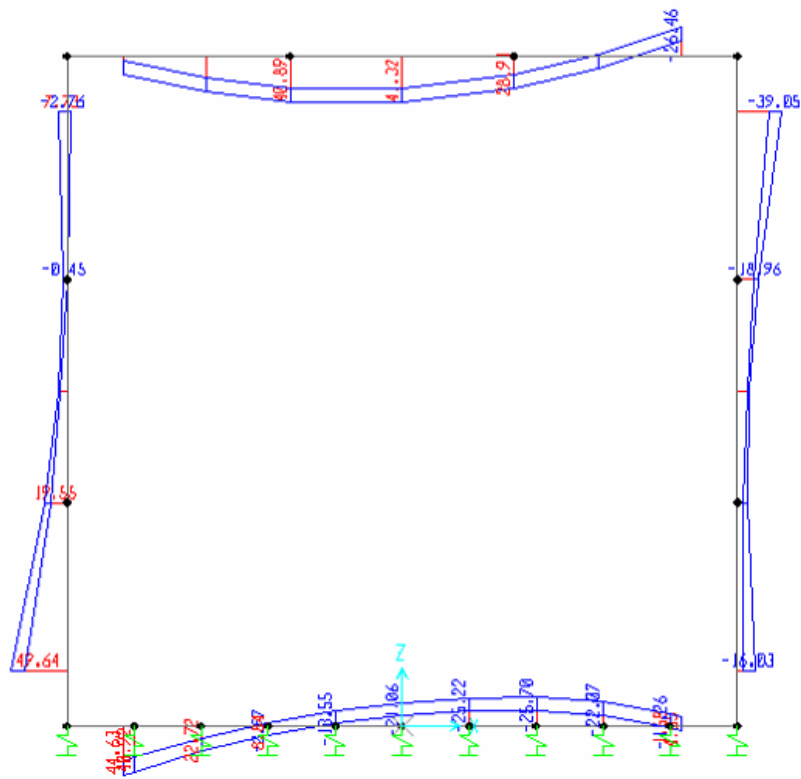


Figura 33- Involuppo momenti flettenti SLE rara

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	112.30	65.86	131.88
	campata	SLU14-STR	11.91	-43.00	-
soletta superiore	nodo piedritto	SLU14-STR	53.21	-40.49	136.58
	campata	SLU14-STR2	23.17	59.01	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU14-STR2	159.04	73.06	88.28
	nodo soletta sup	SLU14-STR	179.32	59.44	62.87

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	79.92	44.63	soletta inferiore	72.46	38.20	soletta inferiore	52.77	22.15
	campata	24.68	-25.70		30.12	-19.92		43.75	-7.89
soletta superiore	nodo piedritto	41.48	-26.46	soletta superiore	36.78	-20.58	soletta superiore	25.37	-6.13
	campata	23.35	41.32		22.28	36.32		16.35	24.48
piedritti	nodo soletta inf	95.66	-2.76	piedritti	85.78	-0.92	piedritti	62.16	-1.28
	nodo soletta inf	115.66	49.64		105.78	42.52		76.16	23.95
	nodo soletta sup	125.61	39.05		-108.25	31.31		76.16	23.95
	nodo soletta sup	139.61	4.33		122.25	4.21		62.16	-1.28

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 ²
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	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

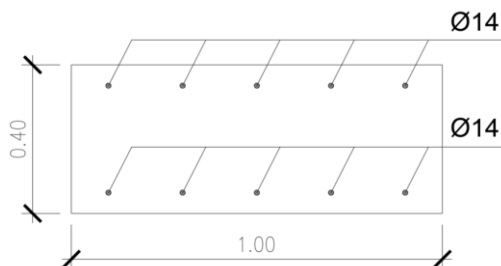
DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	14
2	-43.0	33.0	14
3	43.0	33.0	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	3	14
2	2	3	3	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	112.30	65.86	131.88
2	11.91	43.00	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	79.92	44.63	0.00
2	24.68	25.70	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	72.46	38.20 (101.77)	0.00 (0.00)
2	30.12	19.92 (98.82)	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	52.77	22.15 (105.76)	0.00 (0.00)
2	43.75	7.89 (141.96)	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 ²] 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	112.30	65.86	112.03	128.39	1.95	15.4(7.2)
2	S	11.91	43.00	11.87	112.51	2.62	15.4(7.2)

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	0.139	-50.0	40.0	-0.00185	-43.0	33.0	-0.02172	-43.0	7.0
2	0.00350	0.122	-50.0	40.0	-0.00259	-43.0	33.0	-0.02520	-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	0.000764251	-0.027070042	0.139	0.700
2	0.000000000	0.000869568	-0.031282730	0.122	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	131.88	189.45	33.0	100.0	0.0047	0.28
2	S	0.00	177.03	33.0	100.0	0.0047	0.03

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 [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] 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	3.69	-50.0	40.0	-137.5	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	2.16	-50.0	40.0	-93.3	-43.0	7.0	913	7.7

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}
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	-0.00089	0.00000	0.500	14.0	63	0.00041 (0.00041)	483	0.199 (990.00)	100.94	0.00
2	S	-0.00060	0.00000	0.500	14.0	63	0.00028 (0.00028)	497	0.139 (990.00)	94.88	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	3.15	-50.0	40.0	-115.1	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	1.66	-50.0	40.0	-65.0	-43.0	7.0	913	7.7

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	-0.00075	0.00000	0.500	14.0	63	0.00035 (0.00035)	483	0.167 (0.30)	101.77	0.00
2	S	-0.00042	0.00000	0.500	14.0	63	0.00020 (0.00020)	497	0.097 (0.30)	98.82	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	1.80	-50.0	40.0	-59.9	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	0.55	-50.0	40.0	-7.8	-43.0	7.0	643	7.7

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	-0.00039	0.00000	0.500	14.0	63	0.00018 (0.00018)	483	0.087 (0.20)	105.76	0.00
2	S	-0.00006	0.00000	0.500	14.0	63	0.00002 (0.00002)	413	0.010 (0.20)	141.96	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 ²
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	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

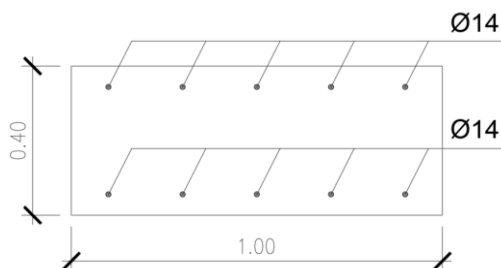
DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	14
2	-43.0	33.0	14
3	43.0	33.0	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	3	14
2	2	3	3	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	53.21	40.49	136.58
2	23.17	59.01	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	41.48	26.46	0.00
2	23.35	41.32	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	36.78	20.58 (100.91)	0.00 (0.00)
2	22.28	36.32 (92.56)	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	25.37	6.13 (123.21)	0.00 (0.00)
2	16.35	24.48 (92.91)	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 ²] 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	53.21	40.49	53.32	119.37	2.95	15.4(7.2)
2	S	23.17	59.01	23.21	114.40	1.94	15.4(7.2)

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	40.0	-0.00218	-43.0	33.0	-0.02327	-43.0	7.0
2	0.00350	0.124	-50.0	40.0	-0.00247	-43.0	33.0	-0.02463	-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	0.000811115	-0.028944587	0.131	0.700
2	0.000000000	0.000852435	-0.030597412	0.124	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	136.58	182.14	33.0	100.0	0.0047	0.13
2	S	0.00	178.42	33.0	100.0	0.0047	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 ²] in zona tesa considerata aderente alle barre

As eff. Area barre [cm²] 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	2.20	-50.0	40.0	-85.4	-43.0	7.0	913	7.7
2	S	3.49	-50.0	40.0	-160.9	-43.0	7.0	913	7.7

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
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 = $0.6 S_{max} / E_s$ [(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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0.00000	0.500	14.0	63	0.00026 (0.00026)	497	0.127 (990.00)	99.24	0.00
2	S	-0.00103	0.00000	0.500	14.0	63	0.00048 (0.00048)	497	0.240 (990.00)	92.24	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	1.70	-50.0	40.0	-63.5	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	3.07	-50.0	40.0	-140.2	-43.0	7.0	913	7.7

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	-0.00041	0.00000	0.500	14.0	63	0.00019 (0.00019)	483	0.092 (0.30)	100.91	0.00
2	S	-0.00090	0.00000	0.500	14.0	63	0.00042 (0.00042)	497	0.209 (0.30)	92.56	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	0.46	-50.0	40.0	-10.2	-43.0	7.0	780	7.7
2	S	2.07	-50.0	40.0	-93.6	-43.0	7.0	913	7.7

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	-0.00007	0.00000	0.500	14.0	63	0.00003 (0.00003)	455	0.014 (0.20)	123.21	0.00
2	S	-0.00060	0.00000	0.500	14.0	63	0.00028 (0.00028)	497	0.139 (0.20)	92.91	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 ²
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

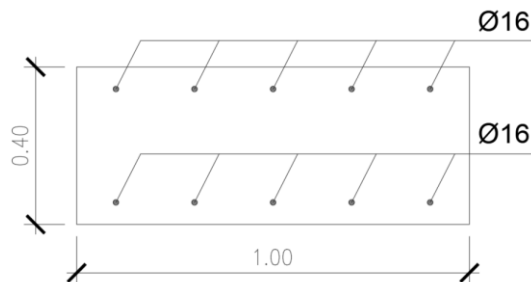
Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-43.0	7.0	16
2	-43.0	33.0	16
3	43.0	33.0	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	159.04	73.06	88.28
2	179.32	59.44	62.87

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	95.66	2.76	0.00
2	115.66	49.64	0.00
3	125.61	39.05	0.00
4	139.61	4.33	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	85.78	0.92 (100.91)	0.00 (0.00)
2	105.78	42.52 (108.98)	0.00 (0.00)
3	-108.25	31.31 (73.34)	0.00 (0.00)
4	122.25	4.21 (0.00)	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	62.16	1.28 (123.21)	0.00 (0.00)
2	76.16	23.95 (115.52)	0.00 (0.00)
3	76.16	23.95 (115.52)	0.00 (0.00)
4	62.16	1.28 (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 ²] 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	159.04	73.06	159.28	161.30	2.21	20.1(7.2)
2	S	179.32	59.44	179.35	164.15	2.76	20.1(7.2)

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	0.158	-50.0	40.0	-0.00119	-43.0	33.0	-0.01863	-43.0	7.0
2	0.00350	0.160	-50.0	40.0	-0.00114	-43.0	33.0	-0.01837	-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	0.000670524	-0.023320952	0.158	0.700
2	0.000000000	0.000662839	-0.023013567	0.160	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	88.28	211.58	33.0	100.0	0.0061	0.40
2	S	62.87	214.09	33.0	100.0	0.0061	0.45

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 ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	0.32	-50.0	40.0	2.4	-43.0	7.0	---	---
2	S	3.64	-50.0	40.0	-106.9	-43.0	7.0	924	10.1
3	S	2.79	-50.0	40.0	-68.1	-43.0	7.0	874	10.1
4	S	0.47	-50.0	40.0	3.4	-43.0	7.0	---	---

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 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	Copri ferro [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	-0.00055	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	99.24	0.00
2	S	-0.00071	0.00000	0.500	16.0	62	0.00032 (0.00032)	461	0.148 (990.00)	107.59	0.00
3	S	-0.00046	0.00000	0.500	16.0	62	0.00020 (0.00020)	447	0.091 (990.00)	115.88	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	0.00	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	0.23	-50.0	40.0	2.7	-43.0	7.0	---	---
2	S	3.10	-50.0	40.0	-88.4	-43.0	7.0	924	10.1
3	S	2.21	-50.0	40.0	-161.4	-43.0	7.0	1121	10.1
4	S	0.43	-50.0	40.0	2.9	-43.0	7.0	---	---

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	-0.00041	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	100.91	0.00
2	S	-0.00059	0.00000	0.500	16.0	62	0.00027 (0.00027)	461	0.122 (0.30)	108.98	0.00
3	S	-0.00101	0.00000	0.500	16.0	62	0.00048 (0.00048)	514	0.249 (0.30)	73.34	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.30)	0.00	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	0.19	-50.0	40.0	1.7	-43.0	7.0	---	---

2	S	1.71	-50.0	40.0	-42.1	-43.0	7.0	874	10.1
3	S	1.71	-50.0	40.0	-42.1	-43.0	7.0	874	10.1
4	S	0.19	-50.0	40.0	1.7	-43.0	7.0	---	---

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	-0.00007	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	123.21	0.00
2	S	-0.00028	0.00000	0.500	16.0	62	0.00013 (0.00013)	447	0.057 (0.20)	115.52	0.00
3	S	-0.00028	0.00000	0.500	16.0	62	0.00013 (0.00013)	447	0.057 (0.20)	115.52	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00

10.5.4 Tabella riassuntiva armature

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

10.5.5 Incidenza armature

INCIDENZA (Kg/m ³)	
soletta inferiore	60
soletta superiore	80
piedritti	85

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	24.19	0.00	24.55	0.00	0.00	0.00	0.00	4.84	0.00
2	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	99.67	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	119.61
4	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	55.65	0.00	0.00	0.00	-1.20	0.00	-66.78
6	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	32.31	0.00	0.00	0.00	-0.96	0.00	-31.02
7	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	33.38	0.00	0.00	0.00	-0.72	0.00	-24.03
8	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	23.00	0.00	0.00	0.00	-0.48	0.00	-11.04
9	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	23.75	0.00	0.00	0.00	-0.24	0.00	-5.70
10	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	26.92	0.00	0.00	0.00	0.24	0.00	6.46
11	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	29.39	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	14.11
12	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	47.89	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00	34.48
13	ENV SLU-SLV	0.00	0.00	51.89	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	49.81
Risultante Base Plinto - L=1m								L =	28.34	m
Ntot (kN)		Htot (kN)		M (kNm)						
448.40		24.19		81.05						
Risultante Base Plinto - L=28.34m										
Ntot (kN)		Htot (kN)		M (kNm)						
12707.57		685.60		2296.97						

1

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	-71.81	0.00	19.92	0.00	0.00	0.00	0.00	-14.36	0.00
2	ENV-GEO	0.00	0.00	82.78	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	99.34
4	ENV-GEO	0.00	0.00	26.55	0.00	0.00	0.00	-1.20	0.00	-31.86
6	ENV-GEO	0.00	0.00	18.04	0.00	0.00	0.00	-0.96	0.00	-17.31
7	ENV-GEO	0.00	0.00	21.01	0.00	0.00	0.00	-0.72	0.00	-15.13
8	ENV-GEO	0.00	0.00	15.96	0.00	0.00	0.00	-0.48	0.00	-7.66
9	ENV-GEO	0.00	0.00	17.92	0.00	0.00	0.00	-0.24	0.00	-4.30
10	ENV-GEO	0.00	0.00	21.98	0.00	0.00	0.00	0.24	0.00	5.28
11	ENV-GEO	0.00	0.00	24.14	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	11.59
12	ENV-GEO	0.00	0.00	39.56	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00	28.48
13	ENV-GEO	0.00	0.00	43.05	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	41.33
Risultante Base Plinto - L=1m								L =	28.34	m
Ntot (kN)		Htot (kN)		M (kNm)						
330.90		71.81		124.11						
Risultante Base Plinto - L=28.34m										
Ntot (kN)		Htot (kN)		M (kNm)						
9377.82		2035.10		3517.19						

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	γ	q	c
<p style="text-align: center;">Inclinazione del carico</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;">Fattori di forma</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;">Fattori di inclinazione della base della fondazione</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;">Fattori di inclinazione del piano campagna</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	γ	q	c
Inclinazione del carico $m = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}$ $ H = \sqrt{H_D^2 + H_L^2}$	-	-	$i_c^o = 1 - \frac{m H }{B' L' c_u N_c}$
Fattori di forma	-	-	$s_c^o = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$
Fattori di inclinazione della base della fondazione	-	-	$b_c^o = 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2}$
Fattori di inclinazione del piano campagna	$g_\gamma = g_q = (1 - \tan \omega)^2$		$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'}$

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

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV GEO	0.00	2035.00	9378.00	3518.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	3.40	m
Lunghezza Fondazione	L	28.34	m
Angolo di attrito	Φ	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	24.50	kN/m ³
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	Nγ	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	3518.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.38	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	2.05	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	28.34	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.06
Fattore secondo membro	Sq	1.06
Fattore terzo membro	Sγ	0.60

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.93
Coefficiente mL	mL	1.07
Coefficiente m	m	1.07
Fattore primo membro	ic	0.81
Fattore secondo membro	iq	0.81
Fattore terzo membro	iy	0.66

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	-2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	14.50	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	14.50	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	40.60	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	49.30	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	6181.46	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	359077.52	kN
Carico di esercizio	Qed	9378.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	16.65	

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	7869.08	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	2035.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	3.52	

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	686.00	12708.00	2297.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	3.40	m
Lunghezza Fondazione	L	28.34	m
Angolo di attrito	Φ	40.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.70	rad
Coesione	c'	40.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	24.50	kN/m ³
Valore Nq	Nq	64.20	
Valore Nc	Nc	75.31	
Valore Ng	N γ	109.41	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	2297.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.18	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	2.44	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	28.34	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.07
Fattore secondo membro	Sq	1.07
Fattore terzo membro	S γ	0.60

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.92
Coefficiente mL	mL	1.08
Coefficiente m	m	1.08
Fattore primo membro	ic	0.95
Fattore secondo membro	iq	0.95
Fattore terzo membro	iy	0.91

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	-2.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	14.50	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	14.50	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	40.60	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	49.30	kN/m ²

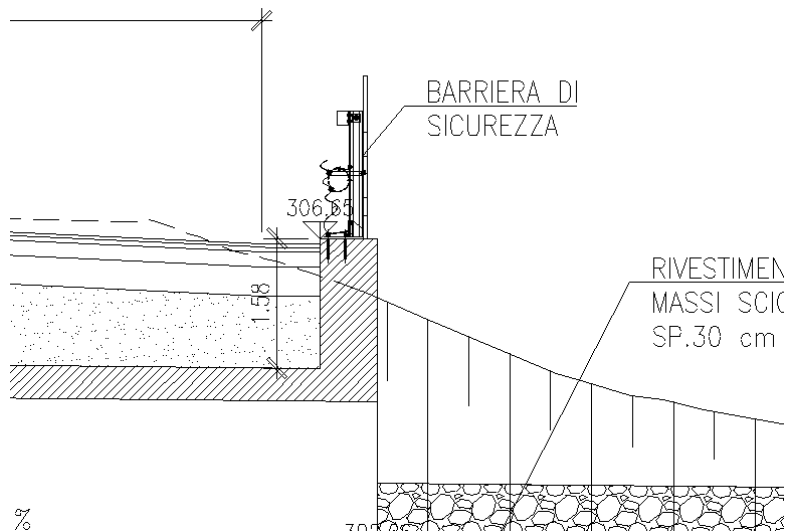
VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	7507.64	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	518830.42	kN
Carico di esercizio	Qed	12708.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	17.75	

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	10663.28	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	686.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	14.13	

11 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° .

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

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

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.

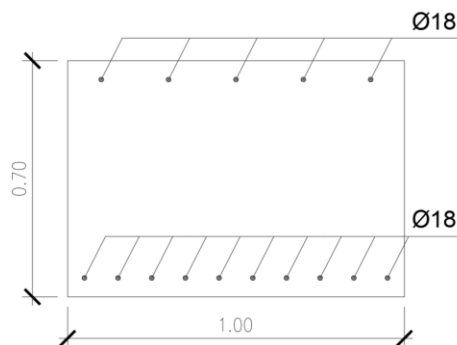
La forza di collisione è applicata sulla barriera a 1,25m al di sopra della superficie di marcia, pertanto il muretto verrà schematizzato come una mensola alla cui estremità sarà applicata la forza d'urto e il momento di trasporto della stessa. La larghezza di diffusione del carico è determinata considerando una distribuzione a 45° dal punto di applicazione della forza rispetto all'incastro pertanto avendo $h=1.58 \text{ m}$ da cui risulta una larghezza di diffusione pari a 2.8 m e di conseguenza

una forza applicata alla sezione in oggetto pari a $500/2.8 = 179 \text{ kN/m}$. Il momento generato dalla forza d'urto in testa al muretto è pari a $M_u = 500 \text{ kN} * 1,25\text{m} / 2.8\text{m} = 223 \text{ kNm/m}$

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

- Peso proprio della barriera pari a 2 kN/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
γ	19.00	kN/mc
Φ	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	0.243	
S_s	1.000	
St	1.000	
β_m	1.000	
α	0.243	
ΔS	11.53	kN
br	0.79	m
$M_{\Delta S}$	9.11	kNm
$V_{\Delta S}$	11.53	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	b	h	M_{ed}	Armature	A_s	d	M_{Rd}	
	[mm]	[mm]	[kNm]		[mm ²]	[mm]	[kNm]	[-]
Cordolo	Lato Interno	1000	700	537.9	$\phi 18/20$	1272.35	640	608.0
	Lato Terreno				$\phi 18/10$	2544.69		

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. testa	Sollecitazioni di Calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					FS	
	b_w	H	d	A_s	V_{ed}	ρ	k	f_{ct}	V_{min}	V_{dmin}		V_{ecc}
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(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}	σ_c	$0,6 f_{ck}$	FS	σ_f	$0,8 f_{yk}$	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}	σ_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}	$h_{c,eff}$	ρ_{eff}	ϵ_{sm}	ϕ_{eq}	Δs_{max}	w_f	w_f	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° 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

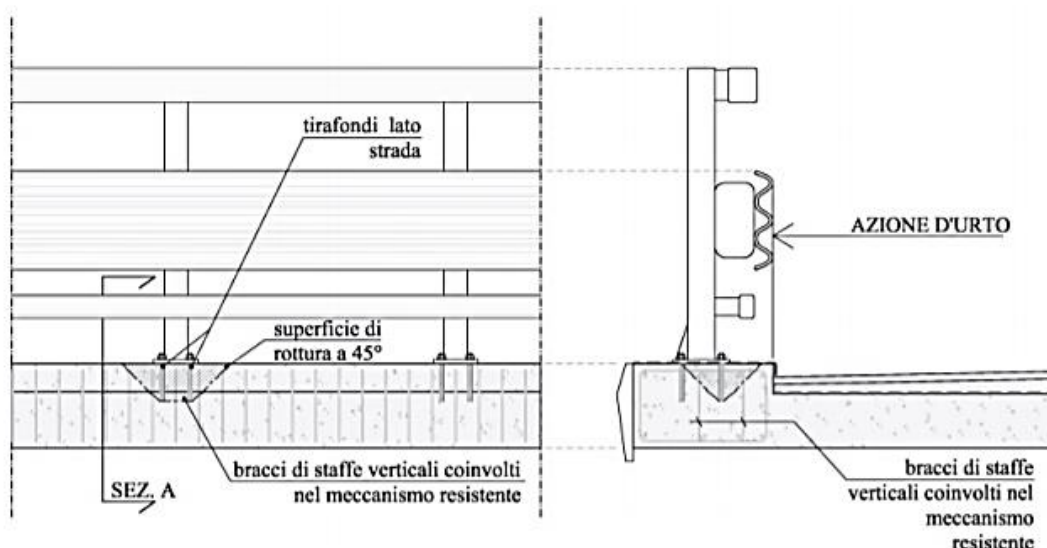
In dettaglio la forza orizzontale rappresenta l'azione di urto, che è pari a $F=500/4=125$ kN (dove 4 è il numero di montanti della barriera). Le barre $\Phi 8/20$ oppongono una resistenza a tale forza espressa dalla seguente relazione:

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

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	$N^{\circ}_{bracci,TOT}$	ϕ	A_s	F_{Rd}	FS
[KN]	[m]	[m]	[m]					
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 1.25m , 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 27cm (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_{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	1.15

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