

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+351 – Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

T01TM04STRRE01C

REVISIONE

SCALA:

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

CODICE
ELAB.

T	0	1	T	M	0	4	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>	4
2.1	Elaborati di riferimento.....	5
3	<i>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</i>	6
3.1	Classe di esposizione e copriferri.....	6
3.2	Calcestruzzo strutture (C32/40)	7
3.3	Calcestruzzo cordoli portabarriera	8
3.4	Acciaio per barre d’armatura (B450C)	8
4	<i>INQUADRAMENTO GEOTECNICO</i>	9
4.1	Stratigrafia di progetto e parametri geotecnici	9
4.2	Interazione Terreno-Fondazione.....	11
5	<i>CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</i>	12
6	<i>CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI</i>	16
6.1	VERIFICHE ALLO SLU	16
6.1.1	Pressoflessione	16
6.1.2	Taglio.....	17
6.2	VERIFICA SLE.....	18
6.2.1	Verifiche alle tensioni.....	18
6.2.2	Verifiche a fessurazione	18
7	<i>COMBINAZIONI DI CARICO</i>	19
8	<i>SOFTWARE DI CALCOLO</i>	24
8.1	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO ADOTTATI	24
8.2	UNITÀ DI MISURA	24
8.3	GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE.....	24

8.4	VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO	24
8.5	CARATTERISTICHE DELL'ELABORAZIONE	25
8.6	GIUDIZIO FINALE SULLA ACCETTABILITÀ DEI CALCOLI.....	25
8.7	PROGRAMMI DI SERVIZIO.....	25
9	POZZETTO 4.7 M X 3.8 M.....	26
9.1	GEOMETRIA	26
9.2	MODELLO DI CALCOLO	29
9.2.1	Valutazione della rigidità delle molle.....	30
9.3	ANALISI DEI CARICHI	31
9.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati	31
9.3.2	Spinta del terreno sulle pareti.....	32
9.3.3	Azione Termica	32
9.3.4	Azione sismica inerziale	32
9.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	33
9.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	36
9.5.1	Verifica piedritti spessore 40 cm	36
9.5.2	Verifica soletta di fondazione	38
9.6	ARMATURA.....	40
9.6.1	Incidenza armature	40
9.7	VERIFICA FONDAZIONE.....	41
9.7.1	Verifica portanza.....	41
10	SCATOLARE 2M X 2M	52
10.1	GEOMETRIA	52
10.2	MODELLO DI CALCOLO	52
10.2.1	Valutazione della rigidità delle molle.....	53
10.3	ANALISI DEI CARICHI.....	55
10.3.1	Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati	55
10.3.2	Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente	56
10.3.3	Ripartizione dei carichi mobili verticali.....	56

10.3.4	Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=20$ kN/m	58
10.3.5	Frenatura	60
10.3.6	Variazione termica	60
10.3.7	Ritiro differenziale della soletta di copertura	61
10.3.8	Azione sismica inerziale	62
10.4	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	65
10.5	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	68
10.5.1	Verifica soletta inferiore.....	68
10.5.2	Verifica soletta superiore	72
10.5.3	Verifica piedritti.....	76
10.5.4	Tabella riassuntiva armature.....	81
10.5.5	Incidenza armature	81
10.6	VERIFICA FONDAZIONE.....	82
10.6.1	Verifica portanza.....	82
11	MURO DI SOSTEGNO	92
11.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	92
11.2	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI	92
11.2.1	Pesi Propri e Carichi permanenti	92
11.2.2	Spinte del terreno in fase statica	93
11.2.3	Coefficienti sismici.....	94
11.2.4	Spinte del terreno in Fase sismica	95
11.2.5	Carichi Accidentali.....	95
11.2.6	Combinazioni di Carico	95
11.3	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE.....	95
11.3.1	Verifiche geotecniche	96
11.3.2	Verifiche strutturali.....	101
11.4	ANALISI E VERIFICHE MURO	101
11.4.1	Modello di calcolo.....	102
11.4.2	Risultati	103
11.4.1	Verifiche strutturali.....	104

11.4.2	Incidenza armature	121
12	MURETTO PORTA BARRIERA	122

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	4.7m x 3.8m	
Scatolare stradale		2m x 2m
Muro di sostegno		4,08 m

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

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

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

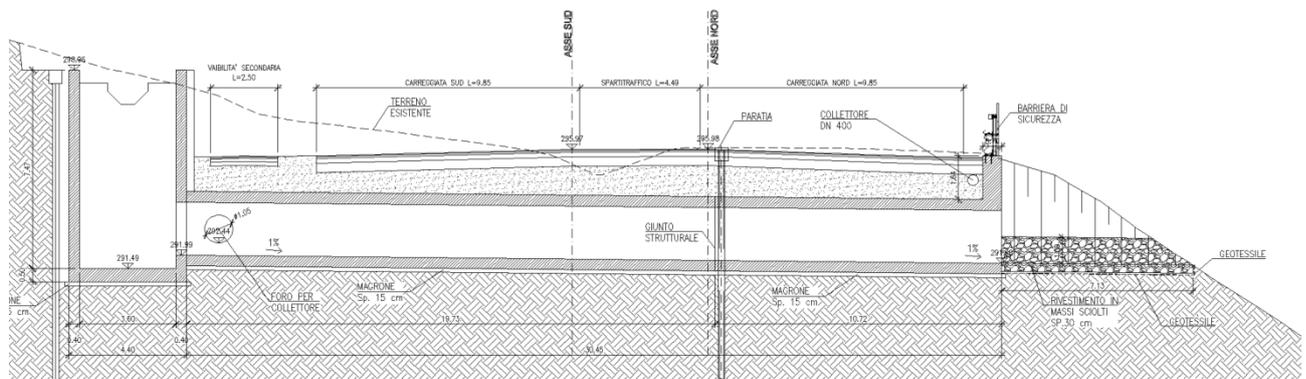


Figura 1- Profilo longitudinale

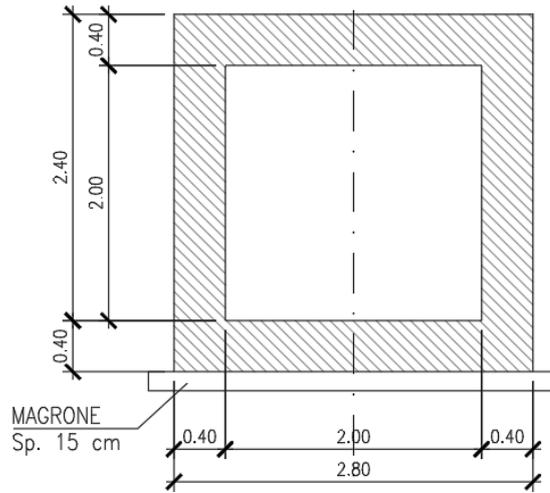


Figura 2- Sezione tombino

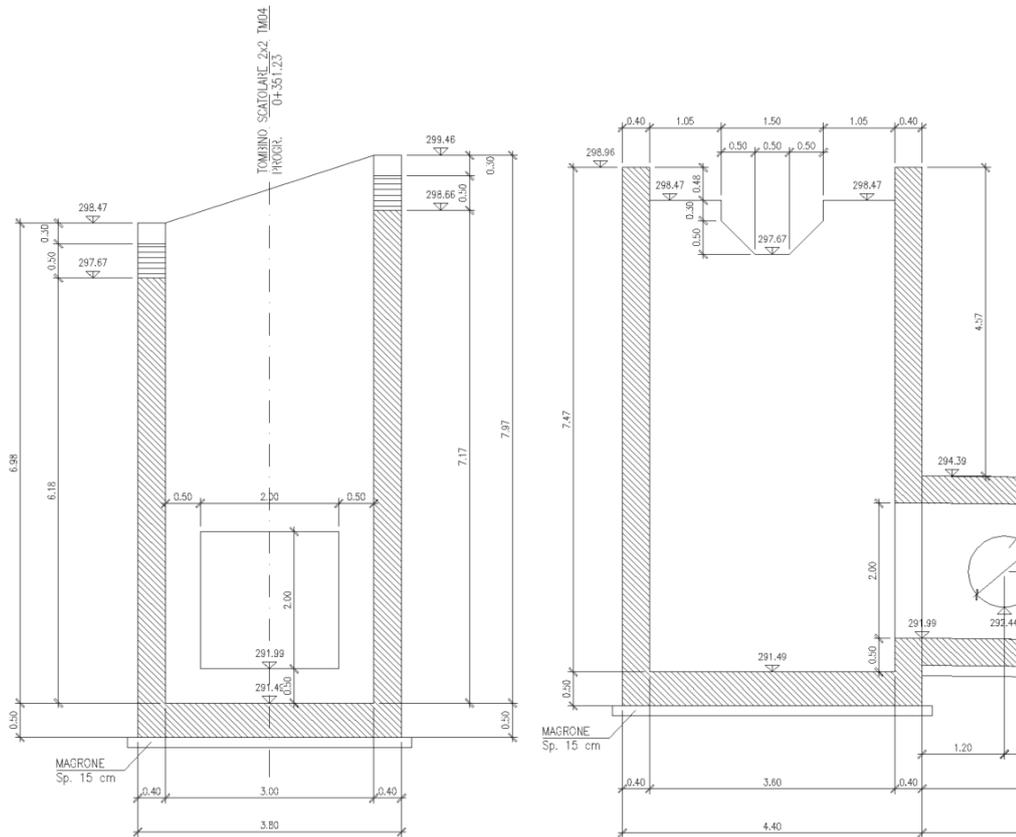


Figura 3- sezioni pozzetto

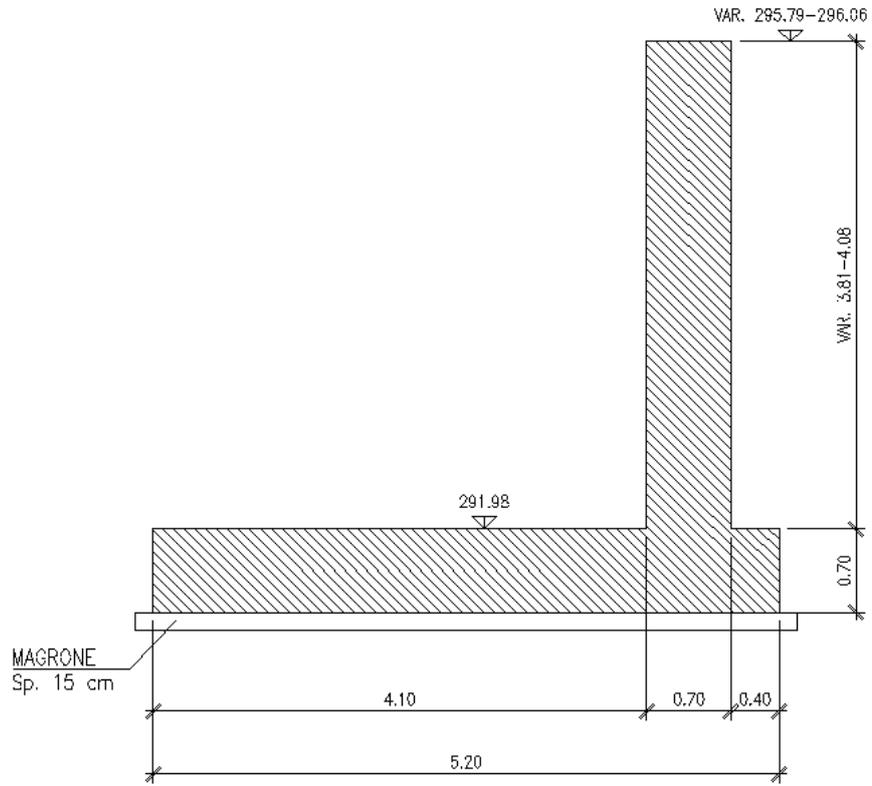


Figura 4- sezione muro di sostegno

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:

T01TM04STRDI01

T01TM04STRDI02

T01TM04STRCP01

T01TM04STRCA01

T01TM04STRAR02

T01TM04STRAR01

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 ricopimento di inserti metallici, ma in molti casi si 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:

N.

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

UNI 11104:2004

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
		Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1		XF2		XF3		XA1		XA2	XA3	
X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3	
Massimo rapporto <i>a/c</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	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 ²⁾					
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ³⁾			

*) 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 copriferri 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 copriferri (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*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:		γ_c =	1,5	[-]
Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:	(0,85*f _{ck} /γ _c)	f_{cd} =	18,8	MPa
Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:	(f _{ctk,0,05} / γ _s)	f_{ctd} =	1,45	MPa
*Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:	(1,2*f _{ctd})	f_{ctd} r =	1,74	MPa
Modulo di elasticità secante:		E_{cm} =	33643	MPa
Modulo di Poisson:		ν =	0-0,2	[-]
Coefficiente di dilatazione lineare:		α =	0,00001	°C ⁻¹
*Tensione massima ammissibile nella comb. Quasi Permanente	σ_{max QP} = (0,45 f _{ck}) =	14,94	MPa	
*Tensione massima ammissibile nella comb. Caratteristica -Rara	σ_{max 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.

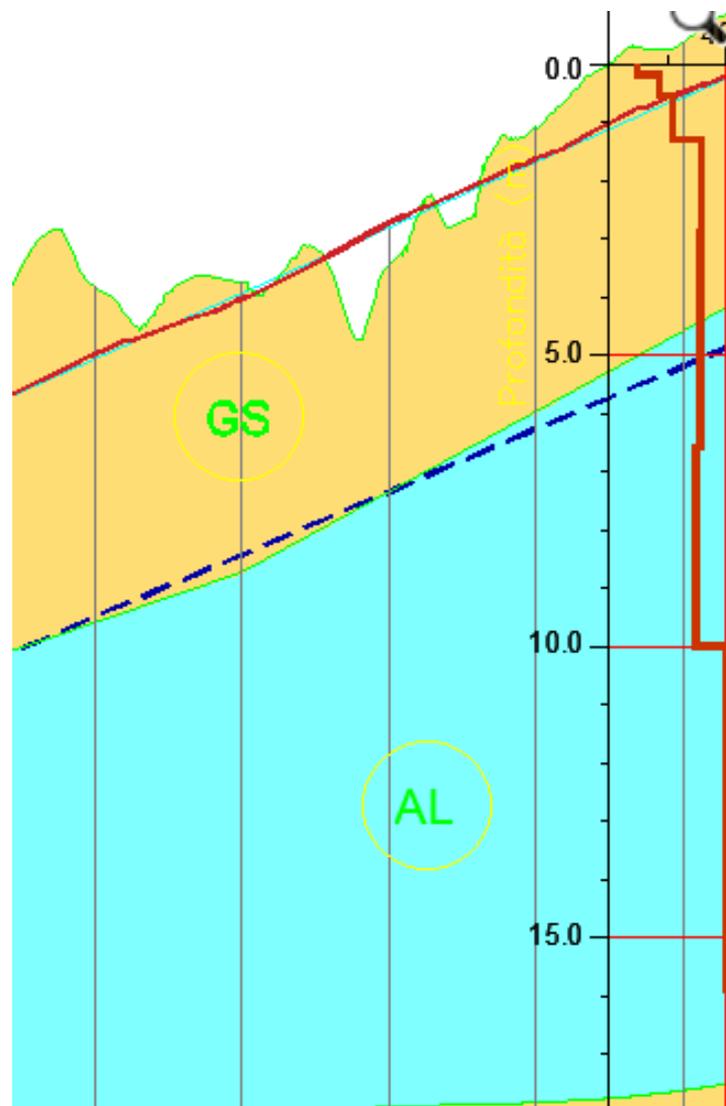


Figura 5– stratigrafia di progetto

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

Unità AL (argilla limosa)

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 15 \text{ kPa}$ (utilizzato 10kPa)	coesione drenata
$\phi' = 26 \div 30^\circ$ (utilizzato 28°)	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 75 \div 200 \text{ kPa}$ (utilizzato 150kPa)	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 150 \div 400 \text{ MPa}$ (utilizzato 150MPa)	modulo di deformazione elastico a piccole deformazioni
$E_{op1}' = E_o/5 = 30 \text{ MPa}$	modulo elastico operativo

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

La falda è posta a 5m 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 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	150000	kPa
Costante di Winkler	K	28000	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:

Tombino Scatolare

Caratteristiche dei terreni		Geometria Fondazione			Costante di sottofondo				
Tipo	ν	E	L	B	L/B	c_t	k_w	Fondazione Rigida	c_t
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m ³]		
Base (P)	0.3	30	29.41	2.80	10.50	2.09	5624	rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
								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	c_t
	[-]	[MPa]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m ³]		
Base (P)	0.3	30	4.70	3.80	1.24	0.97	8976	rettangolare con $L/B < 10$	$0.853 + 0.534 \ln(L/B)$
								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 a_g (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:

- a_g , 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+351.23** per cui la categoria di sottosuolo è **B**.

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

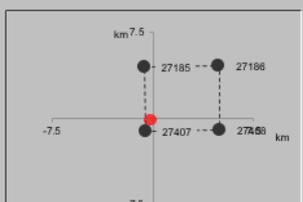
Interpolazione corretta

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".

Nodi del reticolo intorno al sito



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 - $P_{VR} = 81\%$
 SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU { SLV - $P_{VR} = 10\%$
 SLC - $P_{VR} = 5\%$

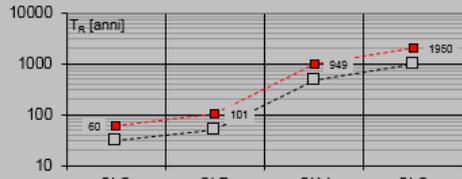
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
 -.-.-□-.-.- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B <small>info</small>	$S_p =$ 1.200	$C_o =$ 1.371 <small>info</small>
Categoria topografica T1 <small>info</small>	$h/H =$ 0.000 <small>(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)</small>	$S_T =$ 1.000 <small>info</small>

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) ξ (%) 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_d 1 Regol. in altezza sì info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q 1 $\eta =$ 1.000 info

Elaborazioni

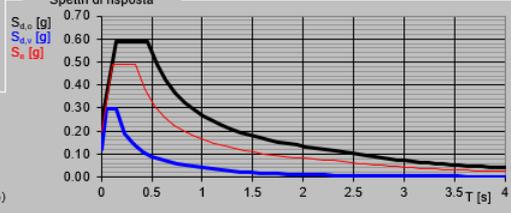
[Grafici spettri di risposta](#) ➔
[Parametri e punti spettri di risposta](#) ➔

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

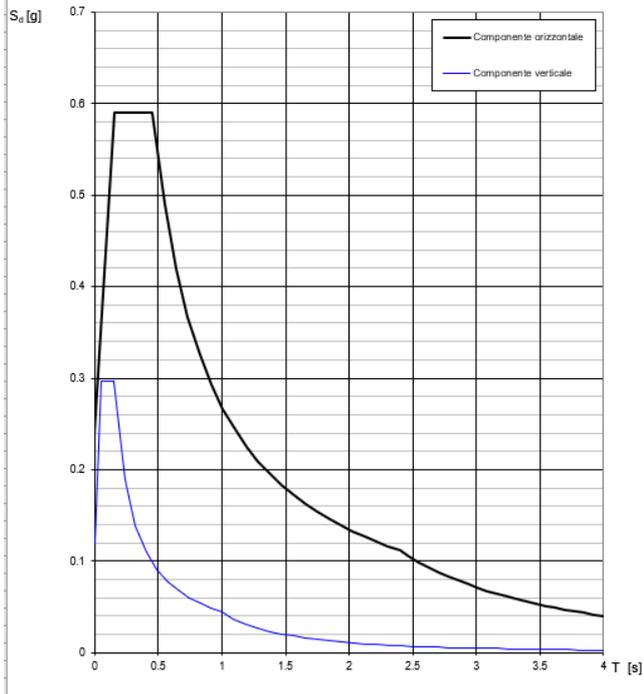
Spettri di risposta



$S_{d,0}$ [g]
 $S_{v,0}$ [g]
 S_e [g]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_d	0.199 g
F_{0^*}	2.474
T_C	0.332 s
S_S	1.200
C_C	1.371
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.152 s
T_C	0.455 s
T_D	2.395 s

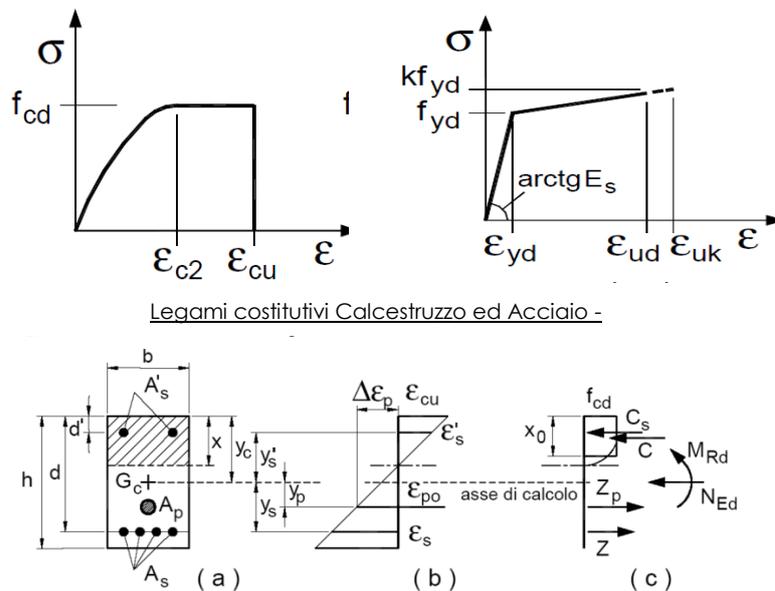
6 CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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

6.1 VERIFICHE ALLO SLU

6.1.1 Pressoflessione

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



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:

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

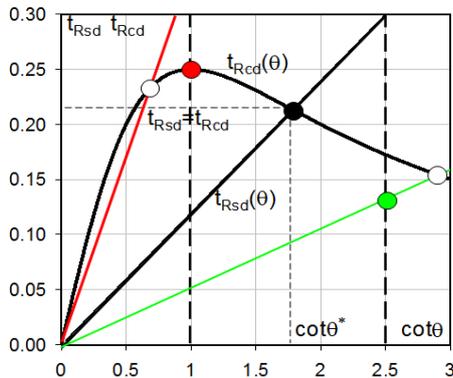
Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
- $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$;
- $\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$
- 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 :

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

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.

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

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 attese, secondo quanto di seguito specificato

6.2.1 Verifiche alle tensioni

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

6.2.2 Verifiche a fessurazione

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

Combinazioni	Q.P.	Freq.	Rara
Cond. Ordinarie	$w = 0.20 \text{ mm}$	$w = 0.30 \text{ mm}$	-

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
<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 4.7 M X 3.8 M

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

9.1 GEOMETRIA

La sezione trasversale di calcolo ha larghezza interna di $L_{int} = 3.90$ m (lato maggiore) e $L_{int} = 3.00$ m (lato minore) ed un'altezza netta di $H_{int} = 8.48$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.50$ m, lo spessore dei piedritti a sezione costante è di $S_p = 0.40$ m.

Il piedritto che si innesta nel tombino ha uno spessore variabile con l'altezza, da un minimo di 0.3m in sommità ad un massimo di 0.8 m alla sezione di incastro con la soletta di fondazione.

Nell'analisi dell'opera si è tenuto in conto della presenza della paratia di micropali definitiva (opera OS04), pertanto sul pozzetto è stata considerata una spinta del terreno nulla. Si garantisce la messa in opera di un materiale di riempimento con compressibilità tale da non indurre interazioni significative tra l'opera OS04 e il pozzetto.

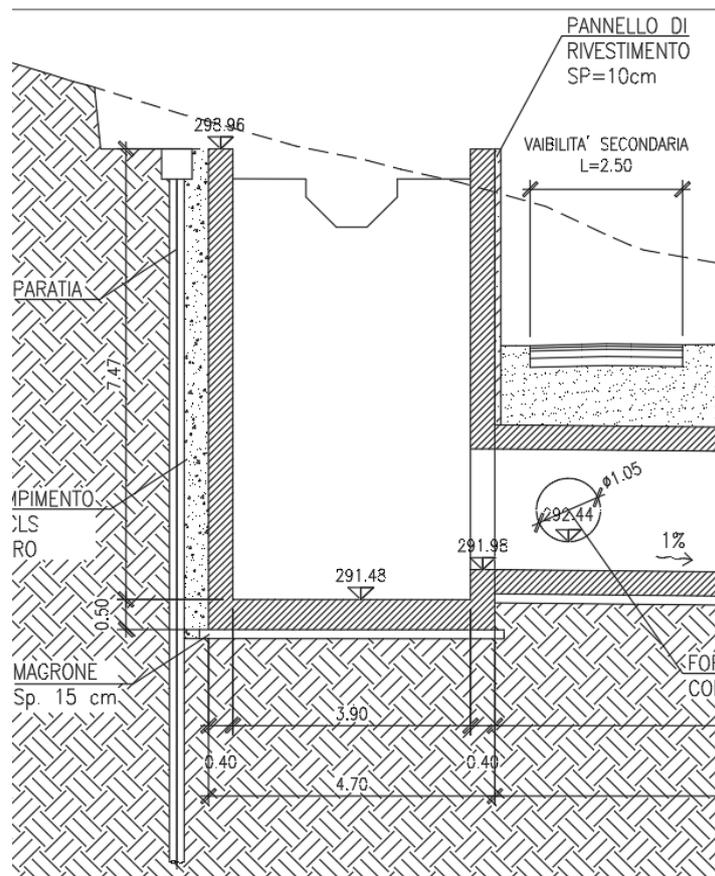


Figura 6 – sezione longitudinale

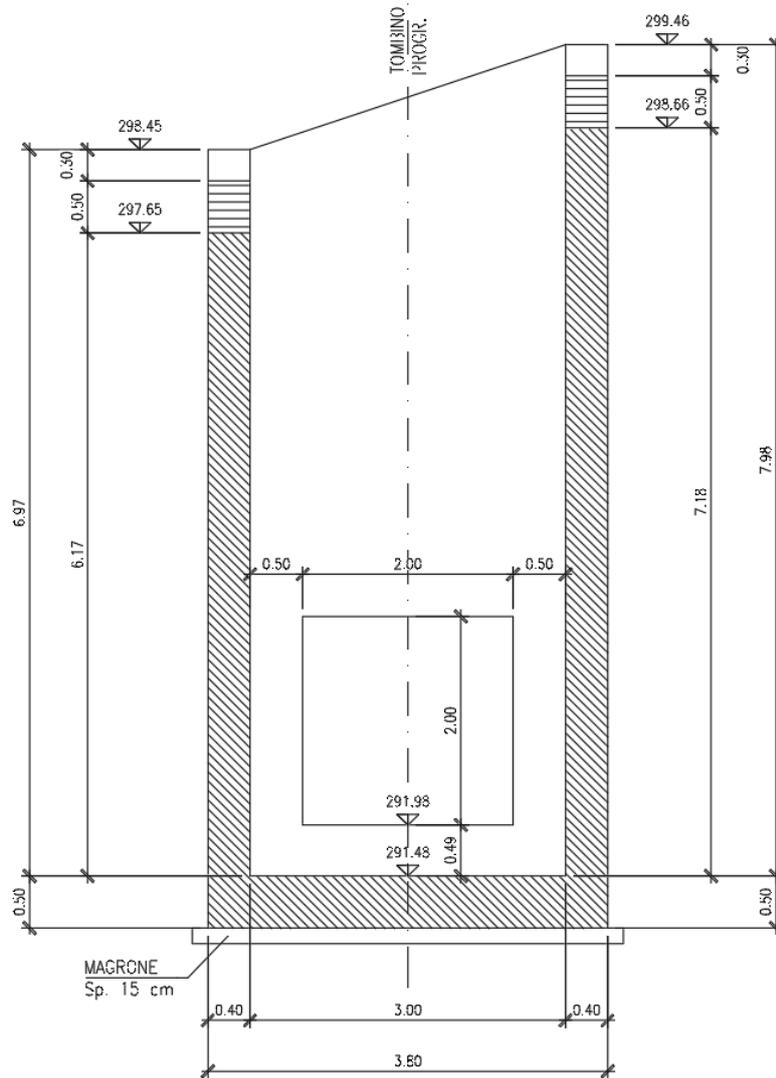


Figura 7 – sezione Trasversale

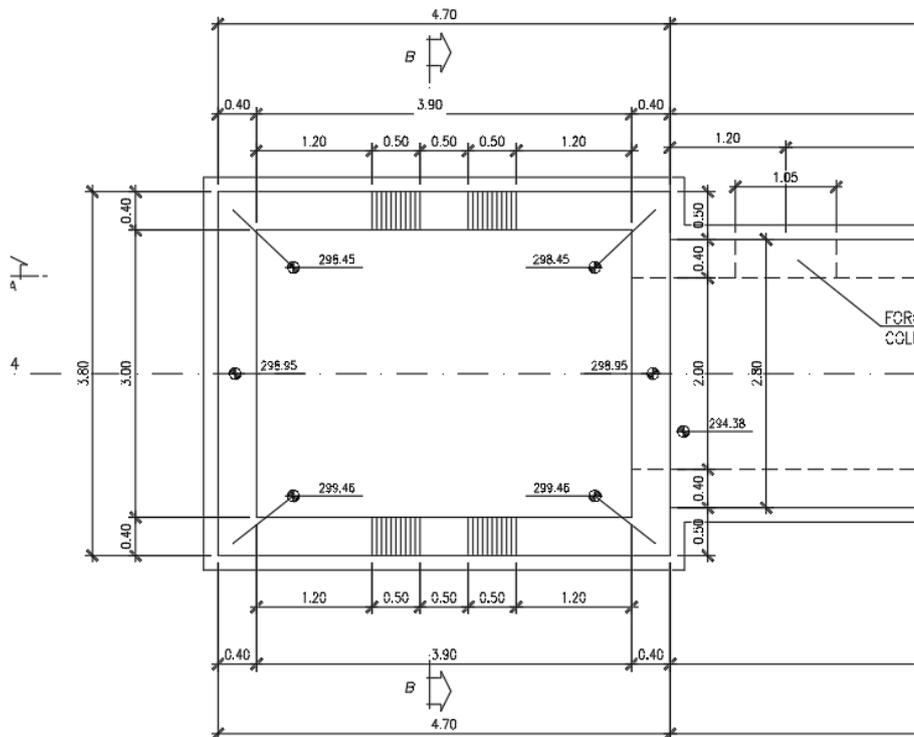


Figura 8 – pianta

DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale pozzetto (lato min)	L_{tot}	3.80	m
larghezza totale pozzetto (lato magg)	L_{tot}	4.70	m
larghezza utile pozzetto (lato min)	L_{int}	3.00	m
larghezza utile pozzetto (lato magg)	L_{int}	3.90	m
spessore piedritti	S_p	0.40	m
spessore fondazione	S_f	0.50	m
altezza totale pozzetto (piedritto 1)	H_{tot}	7.47	m
altezza totale pozzetto (piedritto 2)	H_{tot}	8.48	m
altezza libera pozzetto (piedritto 1)	H_{int}	6.97	m
altezza libera pozzetto (piedritto 2)	H_{int}	7.98	m

9.2 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo attraverso il quale è modellata la struttura è formato da shell elements su letto di molle alla Winkler. I piedritti e le solette sono modellati con elementi shell-thick soggetti alle azioni da traffico di norma (se presenti) e quelle permanenti.

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

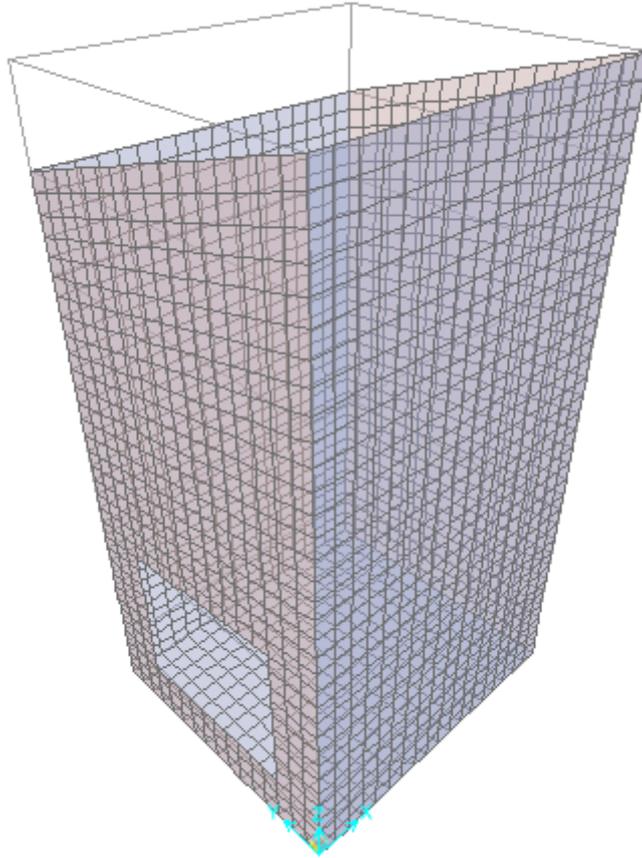


Figura 9 - Modello shell

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 $K= 8976$ kN/mc in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

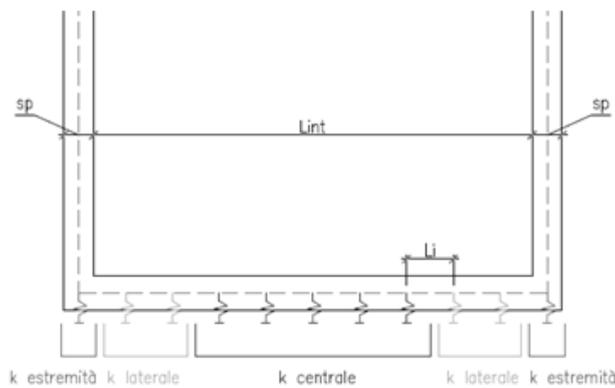
Interasse molle (Dir. Lunga) $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/14 = (0.40/2 + 3.90 + 0.4/2)/14 = 4.30/14 = 0.31$ [m]

Interasse molle (Dir. Corta) $i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/14 = (0.40/2 + 3.00 + 0.4/2)/14 = 3.40/14 = 0.24$ [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]



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

Pozzetto - Dir. Lunga		Pozzetto - Dir. Corta	
Lint	3.90	Lint	3.00
Sp/2	0.20	Sp/2	0.20
Sp/2	0.20	Sp/2	0.20
i	0.31	i	0.24
K	8976	K	8976
k1	2757	k1	2180
k2	4135	k2	3270
k3	6347	k3	5770

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 su soletta inferiore	61.70 kN/m ²
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m ²
	- Totale	10.00 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 6.17 m.

La spinta dell'acqua sulle pareti è di andamento triangolare, con valori alla base pari a :

- peso dell'acqua su base piedritto 61.70 kN/m²

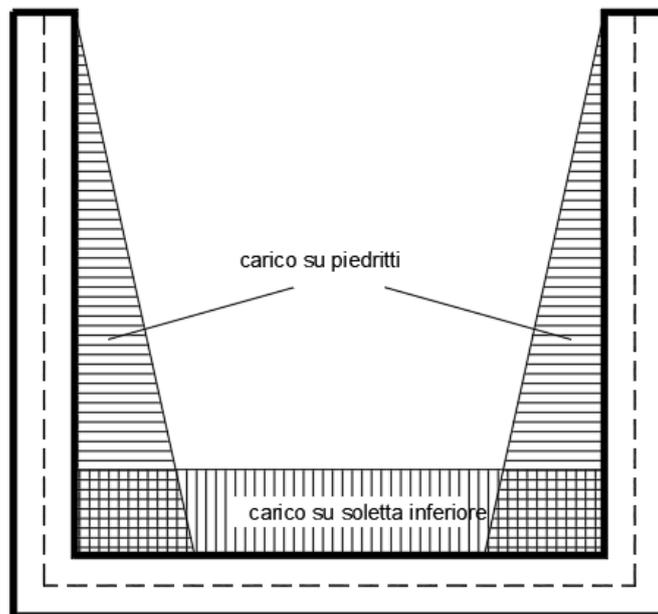


Figura 10- carico dell'acqua su soletta inferiore e piedritto

9.3.2 Spinta del terreno sulle pareti

In questo caso specifico, data la presenza di paratie ai lati del pozzetto, il carico del terreno sui piedritti è nullo.

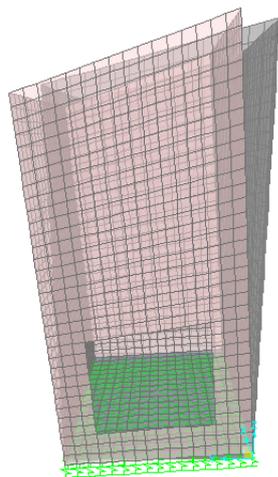
9.3.3 Azione Termica

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

9.3.4 Azione sismica inerziale

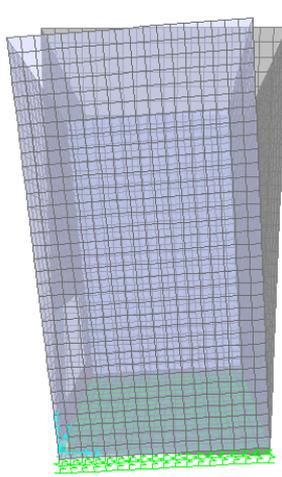
Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza un'analisi modale con spettro di risposta. Si riportano di seguito i modi di vibrare ottenuti dall'analisi:

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 1; T = 0.25806; f = 3.87505



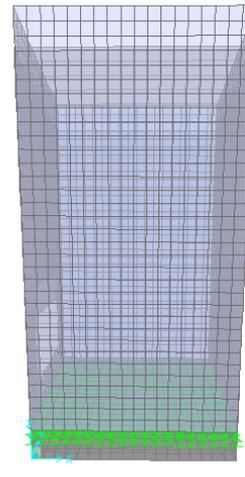
Lungo Y

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 2; T = 0.23348; f = 4.28307



Lungo X

Deformed Shape (Analisi Modale) - Mode 3; T = 0.07386; f = 13.53981



Lungo Z

TABLE: Modal Participating Mass Ratios

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless											
Analisi Modale	Mode	1	0.2581	0.0000	0.5767	0.0003	0.0000	0.5767	0.0003	0.4236	0.0000	0.0002	0.4236	0.0000	0.0002
Analisi Modale	Mode	2	0.2335	0.5654	0.0000	0.0003	0.5654	0.5767	0.0006	0.0000	0.4349	0.0010	0.4236	0.4349	0.0012
Analisi Modale	Mode	3	0.0739	0.0002	0.0002	0.9990	0.5656	0.5769	0.9995	0.0001	0.0001	0.0000	0.4237	0.4350	0.0012
Analisi Modale	Mode	4	0.0178	0.0001	0.3156	0.0000	0.5657	0.8925	0.9995	0.4343	0.0002	0.0006	0.8580	0.4351	0.0018
Analisi Modale	Mode	5	0.0152	0.3917	0.0002	0.0000	0.9574	0.8927	0.9995	0.0002	0.5098	0.0031	0.8583	0.9449	0.0049
Analisi Modale	Mode	6	0.0094	0.0019	0.0097	0.0004	0.9593	0.9024	0.9999	0.0127	0.0030	0.0062	0.8709	0.9479	0.0111
Analisi Modale	Mode	7	0.0090	0.0002	0.0644	0.0001	0.9595	0.9668	1.0000	0.0845	0.0003	0.0129	0.9554	0.9481	0.0240
Analisi Modale	Mode	8	0.0082	0.0034	0.0075	0.0000	0.9630	0.9743	1.0000	0.0099	0.0046	0.2507	0.9653	0.9527	0.2746
Analisi Modale	Mode	9	0.0079	0.0003	0.0001	0.0000	0.9633	0.9744	1.0000	0.0001	0.0004	0.6814	0.9653	0.9531	0.9560
Analisi Modale	Mode	10	0.0075	0.0001	0.0086	0.0000	0.9634	0.9829	1.0000	0.0122	0.0001	0.0089	0.9776	0.9533	0.9649
Analisi Modale	Mode	11	0.0071	0.0091	0.0001	0.0000	0.9724	0.9830	1.0000	0.0001	0.0124	0.0025	0.9777	0.9656	0.9675
Analisi Modale	Mode	12	0.0067	0.0088	0.0000	0.0000	0.9813	0.9830	1.0000	0.0000	0.0107	0.0018	0.9777	0.9764	0.9693
Analisi Modale	Mode	13	0.0064	0.0013	0.0002	0.0000	0.9825	0.9832	1.0000	0.0002	0.0015	0.0019	0.9779	0.9779	0.9712
Analisi Modale	Mode	14	0.0062	0.0055	0.0000	0.0000	0.9881	0.9833	1.0000	0.0001	0.0072	0.0176	0.9780	0.9851	0.9888
Analisi Modale	Mode	15	0.0059	0.0004	0.0042	0.0000	0.9885	0.9875	1.0000	0.0055	0.0005	0.0002	0.9835	0.9856	0.9890
Analisi Modale	Mode	16	0.0056	0.0001	0.0003	0.0000	0.9886	0.9877	1.0000	0.0004	0.0001	0.0002	0.9839	0.9857	0.9893
Analisi Modale	Mode	17	0.0055	0.0002	0.0005	0.0000	0.9887	0.9882	1.0000	0.0006	0.0002	0.0001	0.9845	0.9859	0.9893
Analisi Modale	Mode	18	0.0054	0.0004	0.0016	0.0000	0.9891	0.9897	1.0000	0.0020	0.0005	0.0000	0.9865	0.9864	0.9893
Analisi Modale	Mode	19	0.0053	0.0021	0.0003	0.0000	0.9912	0.9901	1.0000	0.0004	0.0025	0.0010	0.9869	0.9889	0.9903
Analisi Modale	Mode	20	0.0052	0.0000	0.0000	0.0000	0.9912	0.9901	1.0000	0.0000	0.0000	0.0005	0.9869	0.9889	0.9908

9.4 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

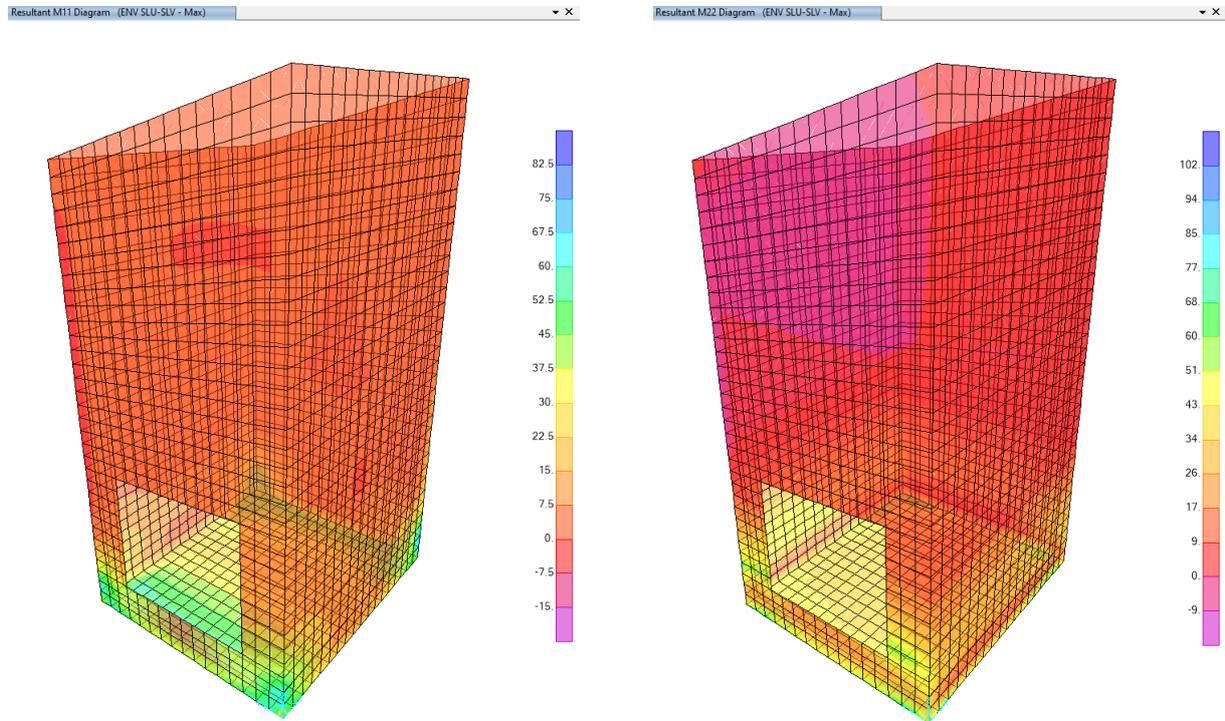


Figura 11- Involuppo momenti flettenti M11 M22 SLU-SLV

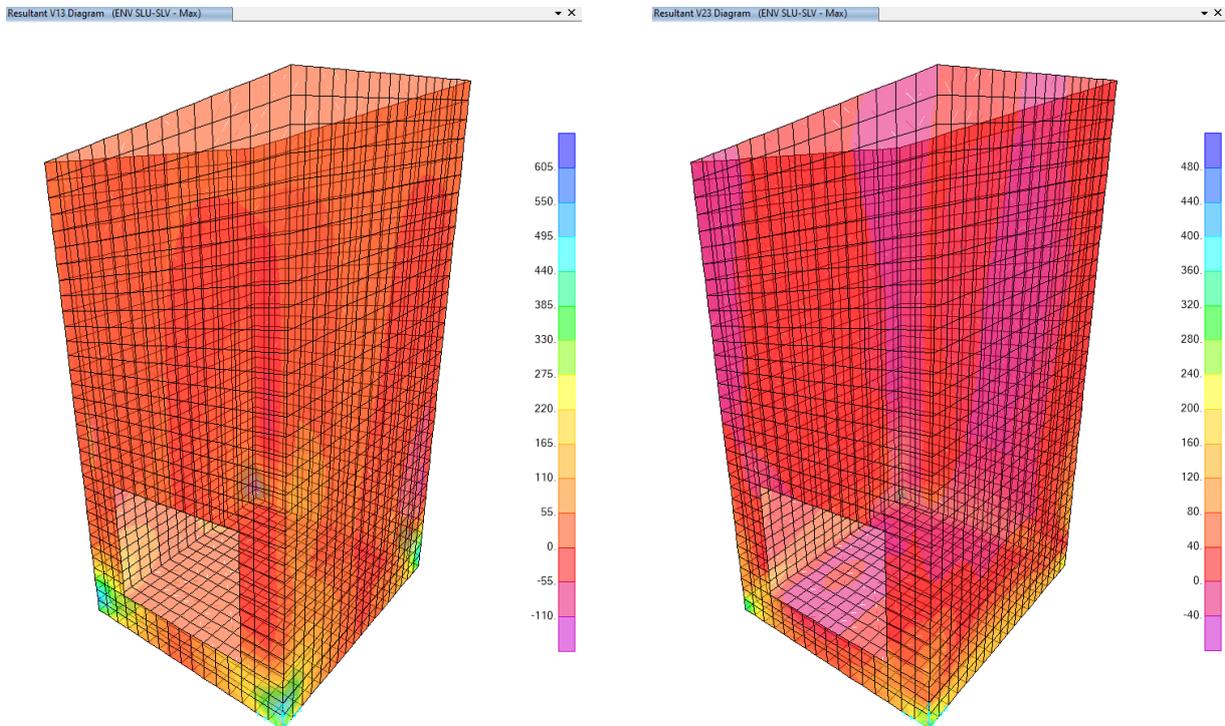


Figura 12- Involuppo sforzi taglienti V13 V23 SLU-SLV

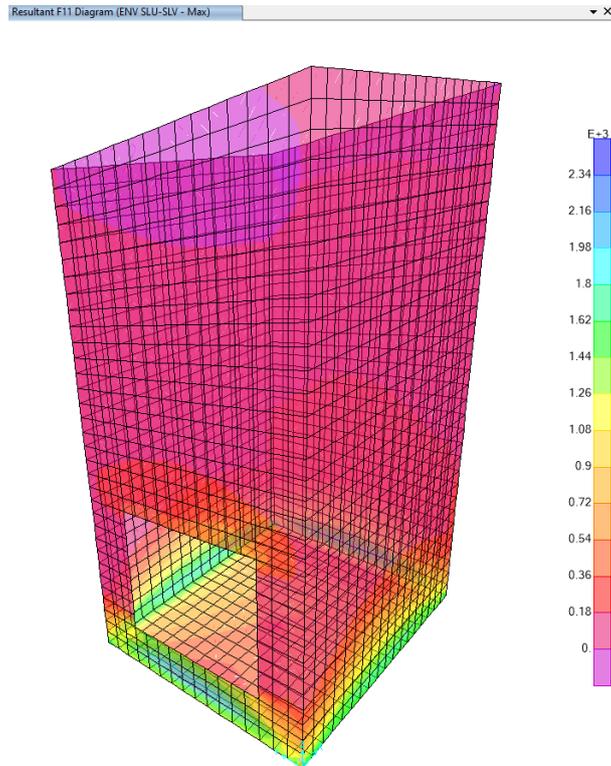


Figura 13– Involuppo azioni assiali F11 SLU-SLV

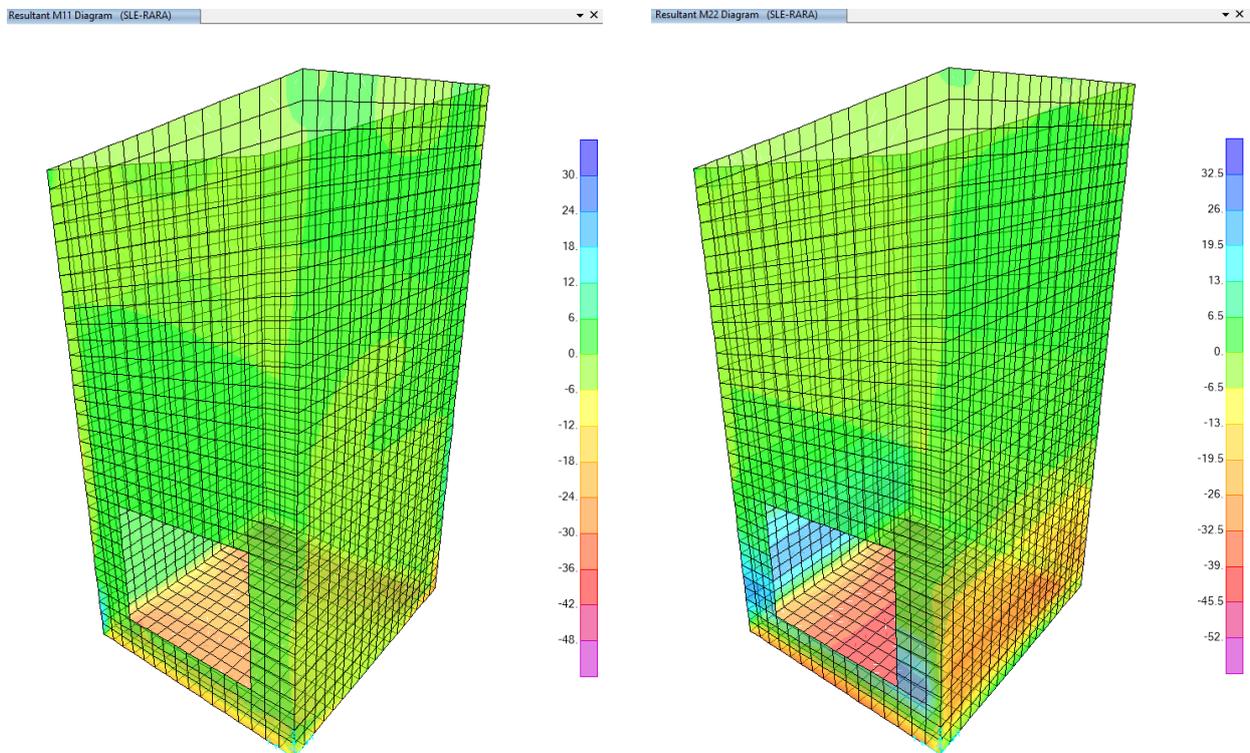


Figura 14- Involuppo momenti flettenti M11 M22 SLE rara

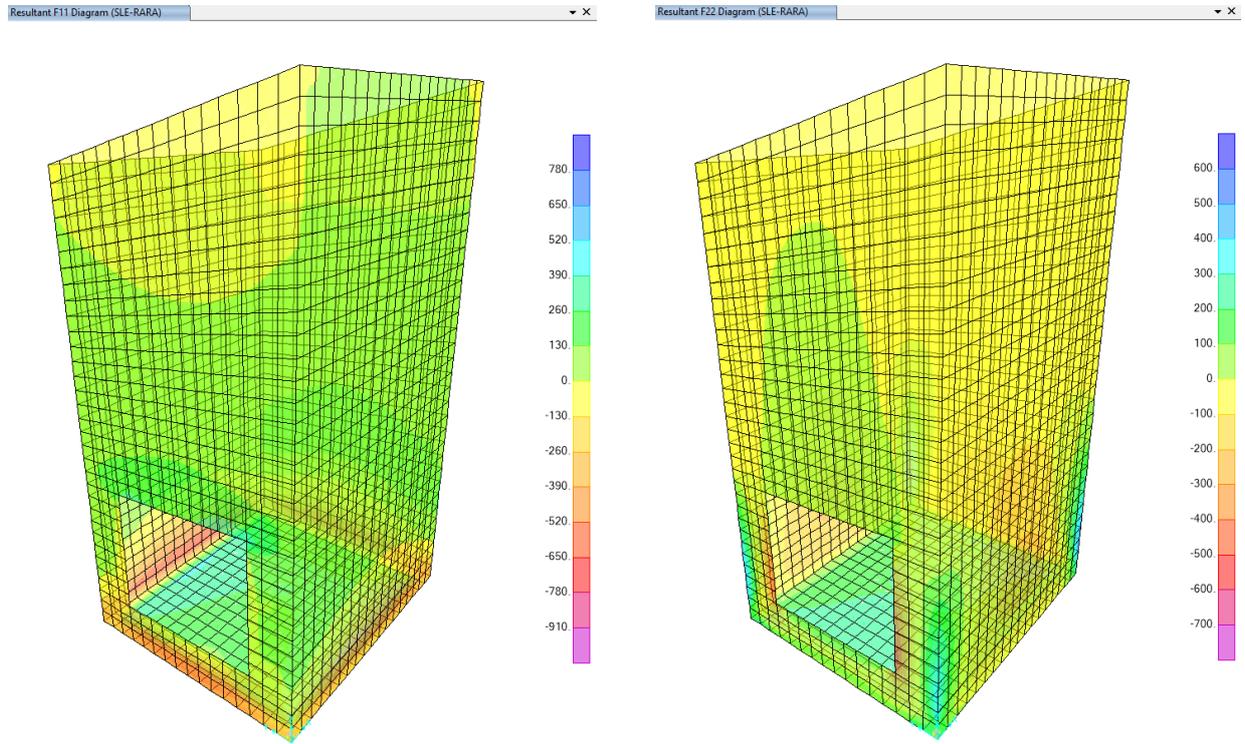


Figura 15- involucro azioni assiali F11 F22 sle rara

9.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

9.5.1 Verifica piedritti spessore 40 cm

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	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	ENV SLU-SLV	Combination	Max	247.811	269.129	52.811	-10.7878	44.4592
b1	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-93.173	-329.725	-118.763	-16.8076	-27.6318
b2	ENV SLU-SLV	Combination	Max	223.507	299.674	143.466	15.1669	39.6252
b2	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-85.925	-361.4	-79.661	7.4281	-23.5684
b3	ENV SLU-SLV	Combination	Max	163.767	154.683	131.703	58.5576	20.2415
b3	ENV SLU-SLV	Combination	Min	27.601	-145.562	-98.122	-51.532	-26.9334
b4	ENV SLU-SLV	Combination	Max	236.215	133.36	251.726	50.6826	17.6054
b4	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-76.328	-121.395	-266.391	-25.3541	2.1819

TABLE: Section Cut Forces - Design

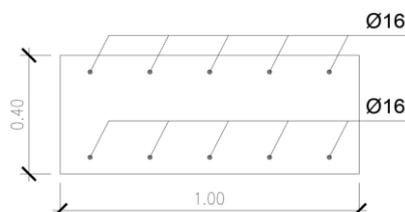
SectionC	OutputCase	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	SLE-QP	Combination		-0.971	-119.576	3.955	-11.5958	18.5777
b1	SLE-QP2	Combination		112.69	80.042	-53.236	-9.7443	-5.4526
b2	SLE-QP	Combination		-2.166	-130.502	-13.267	8.1292	16.7813
b2	SLE-QP2	Combination		100.978	89.856	61.109	10.3072	-4.2832
b3	SLE-QP	Combination		49.268	51.757	-23.535	22.0037	5.0385
b3	SLE-QP2	Combination		94.657	-48.325	53.074	-14.6928	-10.6864
b4	SLE-QP	Combination		5.526	-36.897	-90.832	22.1063	5.0506
b4	SLE-QP2	Combination		109.707	48.022	81.874	-3.2393	10.1917

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	SLE-FREQ	Combination		-0.971	-119.576	3.955	-11.5958	18.5777
b1	SLE-FREQ2	Combination		112.69	80.042	-53.236	-9.7443	-5.4526
b2	SLE-FREQ	Combination		-2.166	-130.502	-13.267	8.1292	16.7813
b2	SLE-FREQ2	Combination		100.978	89.856	61.109	10.3072	-4.2832
b3	SLE-FREQ	Combination		49.268	51.757	-23.535	22.0037	5.0385
b3	SLE-FREQ2	Combination		94.657	-48.325	53.074	-14.6928	-10.6864
b4	SLE-FREQ	Combination		5.526	-36.897	-90.832	22.1063	5.0506
b4	SLE-FREQ2	Combination		109.707	48.022	81.874	-3.2393	10.1917

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
b1	SLE-RARA	Combination		-12.337	-139.538	9.674	-11.781	20.9808
b1	SLE-RARA2	Combination		124.056	100.003	-58.956	-9.5591	-7.8556
b2	SLE-RARA	Combination		-12.481	-152.538	-20.705	7.9114	18.8878
b2	SLE-RARA2	Combination		111.292	111.892	68.546	10.525	-6.3896
b3	SLE-RARA	Combination		44.729	61.765	-31.196	25.6734	6.611
b3	SLE-RARA2	Combination		99.196	-58.333	60.734	-18.3625	-12.2589
b4	SLE-RARA	Combination		-4.892	-45.388	-108.102	24.6409	4.5364
b4	SLE-RARA2	Combination		120.125	56.514	99.145	-5.7738	10.7058



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS	
Elemento		b	h	M _{ed}	Armature	As	d	M _{Rd}	[-]
		[mm]	[mm]	[kNm]		[mm ²]	[mm]	[kNm]	
Piedritti	Lato Interno	1000	400	60.0	φ16/20	1005.31	340	137.0	2.28
	Lato Terreno				φ16/20				

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. tesa	Sollecitazioni di Calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b _w (mm)	H (mm)	d (mm)	As (mm ²)	V _{ed} (kN)	ρ _t	k	f _{ct} (Mpa)	v _{min}	V _{ed,lim} (kN)	V _{Rd} (kN)	
Piedritti	1000	400	340	1004.8	330.00	0.003	1.77	33.2	0.47	161.05	154.34	0.47

Verifiche elementi armati a taglio

Elemento	Armature trasversali		Inclinazione Bielle Compresse		Taglio Compressione		Taglio Trazione		FS	
	n _b	Ø	p (mm)	A _{sw} (mm ²)	ctg θ	f _{cd} (Mpa)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rtd} (kN)		V _{rd}
Piedritti	5	12	400	565.49	2.5	18.81	992.57	423.19	423.19	1.28

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I _p	M _{ed}	σ _c	0,6 f _{ck}	FS	σ _f	0,8 f _{yk}	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	piedritti	26.0	1.9	19.9	10.48	87.0	360.0	4.14

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I _p	M _{ed}	σ _c	0,45 f _{ck}	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	piedritti	22.0	1.6	14.9	9.34

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I _p	M _{ed}	h _{c,eff}	peff	ε _{sm}	φ _{eq}	Δs,max	w _f	w _l	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	
combinazione quasi	piedritti	22.0	105.4	0.01	0.0002	16.0	462.0	0.159	0.200	1.26
combinazione frequente	piedritti	22.0	105.4	0.01	0.0002	16.0	462.0	0.159	0.300	1.88

9.5.2 Verifica soletta di fondazione

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	ENV SLU-SLV	Combination	Max	219.404	70.087	71.2	5.2046	69.905
F1	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-371.862	43.647	-78.806	-8.5564	-39.8883
F2	ENV SLU-SLV	Combination	Max	20.501	67.031	295.39	-0.6094	3.2703
F2	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-83.648	24.656	-173.229	-8.9431	-2.9507
F3	ENV SLU-SLV	Combination	Max	213.347	38.456	6.948	0.8184	70.9756
F3	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-256.343	-13.763	-6.84	-0.6446	-57.914
F4	ENV SLU-SLV	Combination	Max	756.452	18.914	21.512	1.5435	25.8653
F4	ENV SLU-SLV	Combination	Min	-391.696	9.433	-21.472	-1.556	-51.0243

TABLE: Section Cut Forces - Design

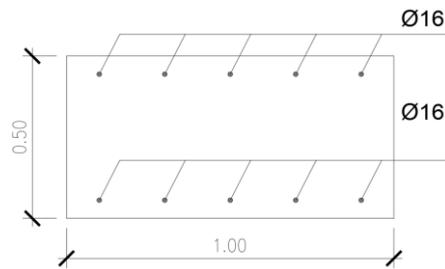
SectionC	OutputCase	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-QP	Combination		-148.384	48.246	-27.572	-3.4198	28.5468
F1	SLE-QP2	Combination		48.704	40.834	22.43	1.1672	-8.0509
F2	SLE-QP	Combination		-38.353	42.754	117.534	-4.5891	-1.1628
F2	SLE-QP2	Combination		-3.637	28.629	-38.672	-1.8112	0.9109
F3	SLE-QP	Combination		-91.23	14.47	0.054	0.0869	25.6355
F3	SLE-QP2	Combination		65.333	-2.936	1.017	0.0648	-17.3276
F4	SLE-QP	Combination		311.438	12.475	0.02	-0.0062	-22.7023
F4	SLE-QP2	Combination		-71.278	12.563	-0.471	0.0622	2.9276

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-FREQ	Combination		-148.384	48.246	-27.572	-3.4198	28.5468
F1	SLE-FREQ2	Combination		48.704	40.834	22.43	1.1672	-8.0509
F2	SLE-FREQ	Combination		-38.353	42.754	117.534	-4.5891	-1.1628
F2	SLE-FREQ2	Combination		-3.637	28.629	-38.672	-1.8112	0.9109
F3	SLE-FREQ	Combination		-91.23	14.47	0.054	0.0869	25.6355
F3	SLE-FREQ2	Combination		65.333	-2.936	1.017	0.0648	-17.3276
F4	SLE-FREQ	Combination		311.438	12.475	0.02	-0.0062	-22.7023
F4	SLE-FREQ2	Combination		-71.278	12.563	-0.471	0.0622	2.9276

TABLE: Section Cut Forces - Design

SectionC	OutputCase	CaseTyp	StepTyp	P	V2	V3	M2	M3
F1	SLE-RARA	Combination		-168.093	48.987	-32.572	-3.8785	32.2066
F1	SLE-RARA2	Combination		68.413	40.093	27.43	1.6259	-11.7107
F2	SLE-RARA	Combination		-41.825	44.167	133.154	-4.8668	-1.3702
F2	SLE-RARA2	Combination		-0.165	27.217	-54.293	-1.5334	1.1182
F3	SLE-RARA	Combination		-106.886	16.211	-0.042	0.0891	29.9319
F3	SLE-RARA2	Combination		80.99	-4.676	1.113	0.0626	-21.624
F4	SLE-RARA	Combination		349.71	12.466	0.069	-0.0131	-25.2653
F4	SLE-RARA2	Combination		-109.549	12.572	-0.52	0.0691	5.4906



Verifiche a pressoflessione

GEOMETRIA			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE					FS
Elemento	Geometrie		M_{ed}	Armature	d	M_{Rd}		
	b	h	[kNm]	[mm ²]	[mm]	[kNm]	[-]	
Fondazione	Superiore	1000	500	71.0	φ16/20	440	176.0	2.48
	Inferiore				1005.31			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. tesa	Sollecitazioni di Calcolo	TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b_w	H	d	A_s	V_{ed}	ρ	k	f_{ck}	v_{min}	V_{edmin}	V_{Rd}	
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(kN)			(Mpa)		(kN)	(kN)	
Fondazione	1000	500	440	1004.8	175.00	0.002	1.67	33.2	0.44	192.22	173.66	0.99

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_{Rsd} (kN)		V_{rd}
			(mm)	(mm ²)				(kN)		
Fondazione	5	8	400	251.33	2.5	18.81	1284.50	243.41	243.41	1.39

Verifiche tensionali - rara

Verifica delle tensioni	I_p	M_{ed}	σ_c	$0,6 f_{ck}$	FS	σ_f	$0,8 f_{yk}$	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione rara	fondazione	33.0	1.5	19.9	13.28	82.0	360.0	4.39

Verifiche tensionali - quasi permanente

Verifica delle tensioni	I_p	M_{ed}	σ_c	$0,45 f_{ck}$	FS
	[-]	[kNm]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
combinazione quasi	fondazione	29.0	1.3	14.9	11.23

Verifiche a fessurazione

Verifica a fessurazione	I_p	M_{ed}	$h_{c,eff}$	ρ_{eff}	ϵ_{sm}	ϕ_{eq}	Δs_{max}	w_f	w_l	FS
	[-]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	
combinazione quasi	fondazione	29.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	419.5	0.147	0.200	1.36
combinazione frequente	fondazione	29.0	134.6	0.01	0.0002	16.0	419.5	0.147	0.300	2.04

9.6 ARMATURA

ARMATURA POZZETTO	
soletta inferiore	Ø16/20 inf Ø16/20 sup
piedritti	Ø16/20 inf Ø16/20 sup

9.6.1 Incidenza armature

INCIDENZA (Kg/m ³)	
soletta inferiore	125
piedritti	80

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

GEO-SIS

Risultante Base Plinto				
Ntot	Fx	Fy	My	Mx
kN	kN	kN	kNm	kNm
2750	172	51	477	-117

ENV SLU-STR

Risultante Base Plinto				
Ntot	Fx	Fy	My	Mx
kN	kN	kN	kNm	kNm
3497	172	51	659	-152

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

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

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

Ω = 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
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:

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

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:

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

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

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

I fattori si devono applicare solo nel caso in cui $Ir < Ir_{crit}$.

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

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV GEO	51.00	172.00	2750.00	117.00	477.00

Larghezza Fondazione	B	3.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	4.70	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione	c'	10.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	14.72	
Valore Nc	Nc	25.80	
Valore Ng	N γ	16.72	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	117.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	477.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.04	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.17	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.71	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	4.35	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.49
Fattore secondo membro	Sq	1.45
Fattore terzo membro	S γ	0.60

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.54
Coefficiente mL	mL	1.46
Coefficiente m	m	1.46
Fattore primo membro	ic	0.91
Fattore secondo membro	iq	0.91
Fattore terzo membro	i γ	0.86

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	34.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	q _{lim}	2016.18	kN/m ²
Carico limite come forza	Q _{lim}	32604.26	kN
Carico di esercizio	Q _{ed}	2750.00	kN
Fattore di sicurezza (γ _r =2,3)	FS	5.15	

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	95.00	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	I _r	953.40	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	I _{r,crit}	64.06	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	F _d	1462.20	kN
Azione per lo scorrimento	F _e	172.00	kN
Fattore di sicurezza (γ _r =1,1)	FS	7.73	

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

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV GEO	51.00	172.00	2750.00	117.00	477.00

Larghezza Fondazione	B	3.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	4.70	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione non drenata	cu	150.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	1.00	
Valore Nc	Nc	5.14	
Valore Ng	N γ	0.00	
Condizioni non drenate?	Si		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	117.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	477.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.04	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.17	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.71	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	4.35	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.17
Fattore secondo membro	Sq	1.00
Fattore terzo membro	S γ	1.00

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.54
Coefficiente mL	mL	1.46
Coefficiente m	m	1.46
Fattore primo membro	ic	0.98
Fattore secondo membro	iq	1.00
Fattore terzo membro	i γ	1.00

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	34.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	962.31	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	15561.82	kN
Carico di esercizio	Qed	2750.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	2.46	

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	95.00	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	287.72	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	64.06	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	1462.20	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	172.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	7.73	

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 SLU/SLV	51.00	172.00	3497.00	152.00	659.00

Larghezza Fondazione	B	3.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	4.70	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione	c'	10.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	14.72	
Valore Nc	Nc	25.80	
Valore Ng	Ny	16.72	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	152.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	659.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.04	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.19	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.71	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	4.32	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.49
Fattore secondo membro	Sq	1.46
Fattore terzo membro	Sy	0.60

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.54
Coefficiente mL	mL	1.46
Coefficiente m	m	1.46
Fattore primo membro	ic	0.93
Fattore secondo membro	iq	0.93
Fattore terzo membro	iy	0.89

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	34.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	2062.18	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	33102.04	kN
Carico di esercizio	Qed	3497.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	4.12	

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	95.00	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	953.40	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	63.80	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	1859.39	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	172.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	9.83	

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

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV SLU/SLV	51.00	172.00	3497.00	152.00	659.00

Larghezza Fondazione	B	3.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	4.70	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione non drenata	cu	150.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	1.00	
Valore Nc	Nc	5.14	
Valore Ng	Ny	0.00	
Condizioni non drenate?	Si		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	152.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	659.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.04	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.19	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	3.71	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	4.32	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma			
Fattore primo membro	Sc	1.17	
Fattore secondo membro	Sq	1.00	
Fattore terzo membro	Sy	1.00	

Fattori di inclinazione del carico			
Coefficiente mB	mB	1.54	
Coefficiente mL	mL	1.46	
Coefficiente m	m	1.46	
Fattore primo membro	ic	0.98	
Fattore secondo membro	iq	1.00	
Fattore terzo membro	iy	1.00	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	34.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	962.98	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	15457.80	kN
Carico di esercizio	Qed	3497.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	1.92	

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	95.00	kPa
Indice di rigidezza per la rottura a punzonamento	Ir	287.72	
Indice di rigidezza per punzonamento critico	Ir,crit	63.80	
Meccanismo di punzonamento plausibile?	No		

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	1859.39	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	172.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	9.83	

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

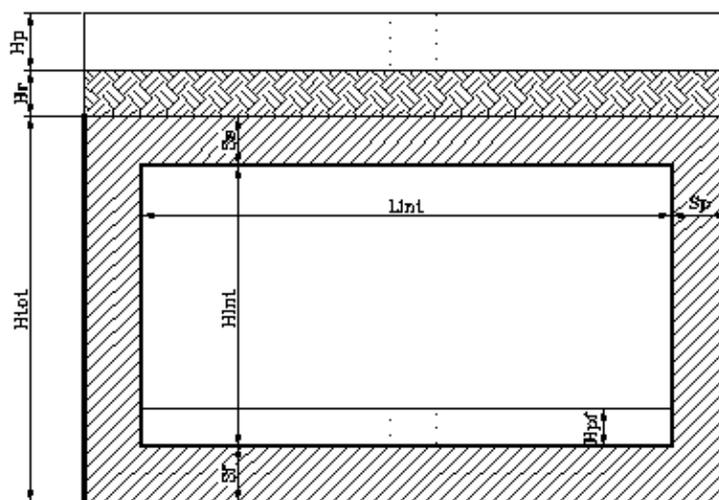


Figura 16– Significato dei simboli

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}	1.50	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.

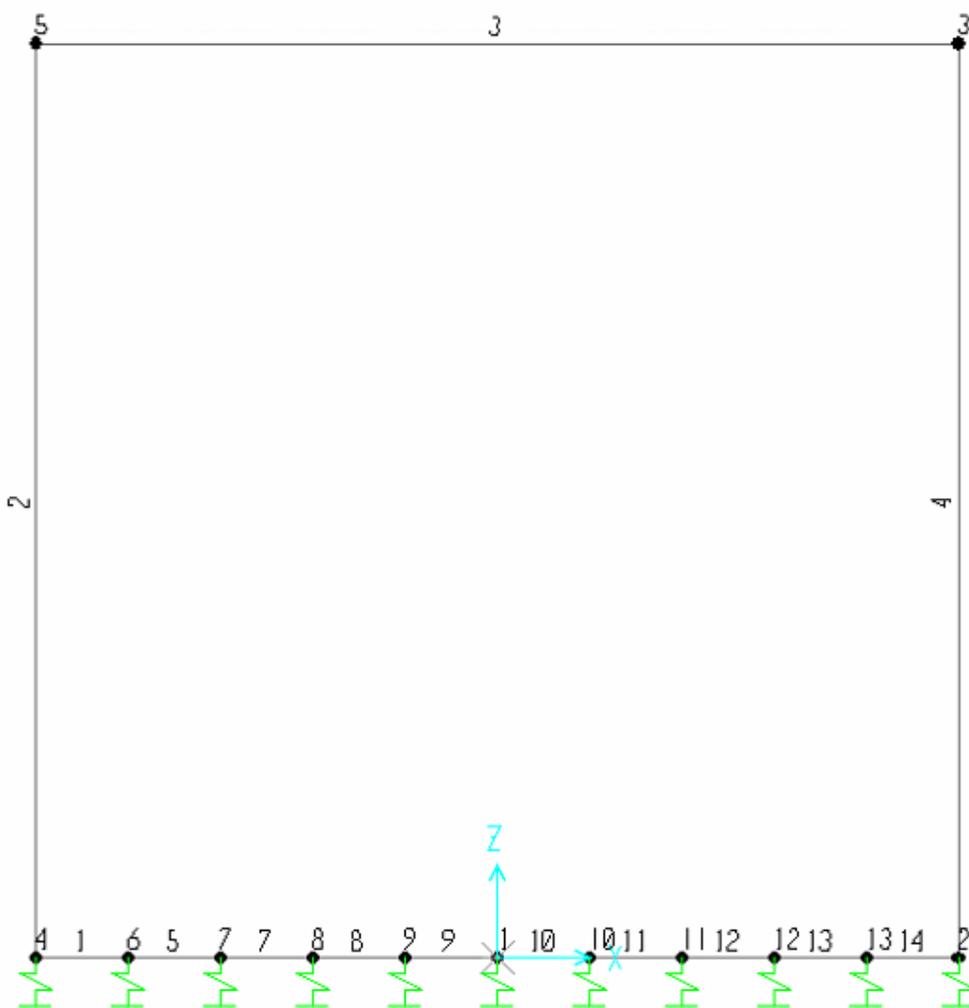


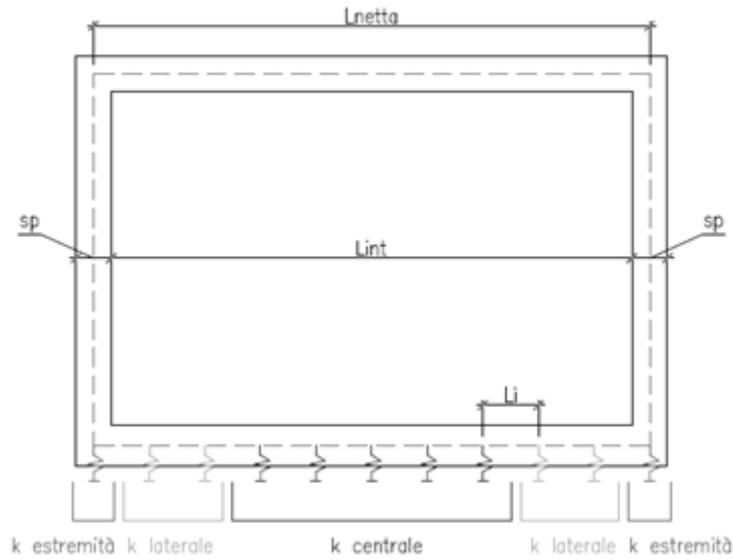
Figura 17– Numerazione aste e nodi

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 $K= 5624 \text{ kN/mc}$ in funzione dell’interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

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

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	5624
k1	1350
k2	2025
k3	3599

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	30.00 kN/m
	- Totale	33.12 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

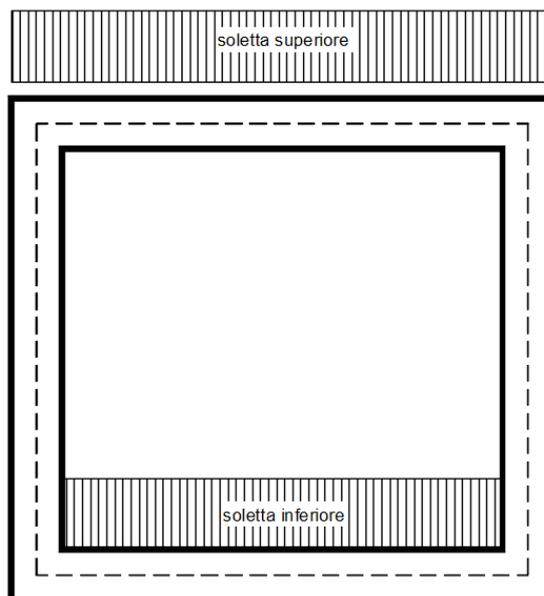


Figura 18– Schema tipo carichi permanenti

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 5.66 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:

$$p_{ss} = K_0 * (H_r + H_p + S_s/2) * \gamma = 15.6 \text{ kN/m}$$

$$p_{is} = p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 36.1 \text{ kN/m}$$

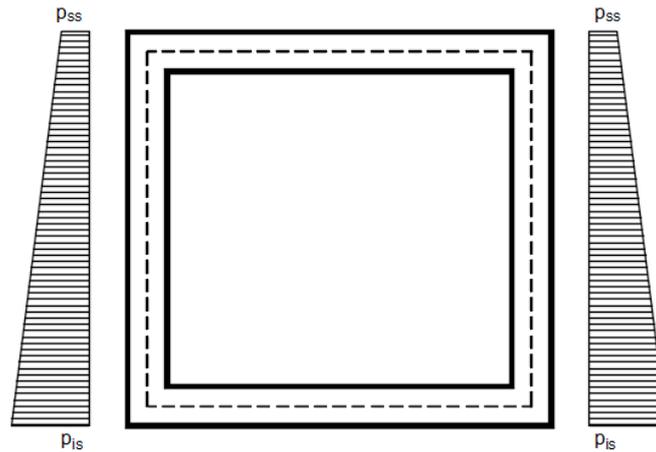
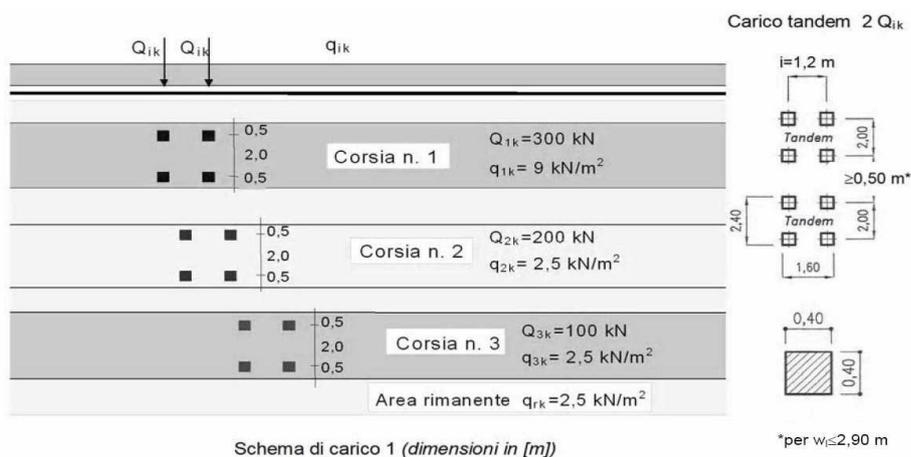


Figura 19– Schema tipo spinta terreno su pareti

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 2.54 kN ed inferiore con valore pari a 6.98 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.

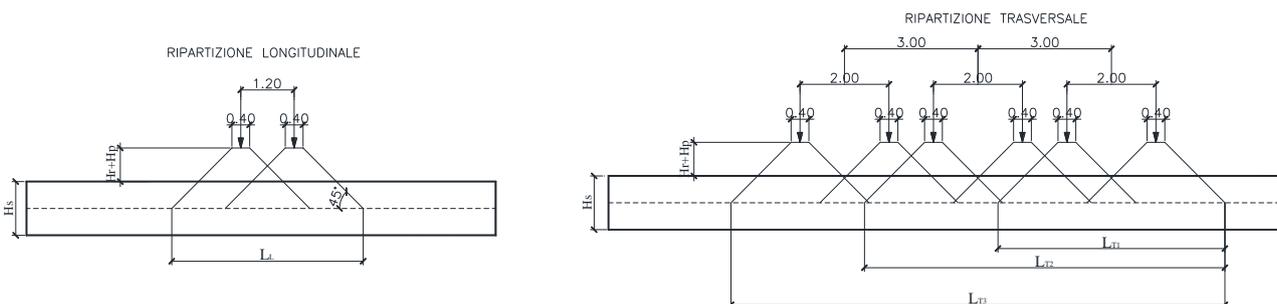


Schema di carico 1 (dimensioni in [m])

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:

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

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

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

$$L_L = 3.95 \text{ m} \quad q_{2k} = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T1} = 4.75 \text{ m} \quad q_{1k} = 32.0 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T2} = 7.75 \text{ m} \quad q_{1k} = 32.7 \text{ kN/m}^2$$

$$L_{T3} = 10.75 \text{ m} \quad q_{1k} = 28.3 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del carico distribuito è pari, per la corsia n°1, a $q_{2k}=9.0$ kN/mq a cui va sommato il carico q_{1k} 32.71 kN/mq applicato su una larghezza di 3.95 m.

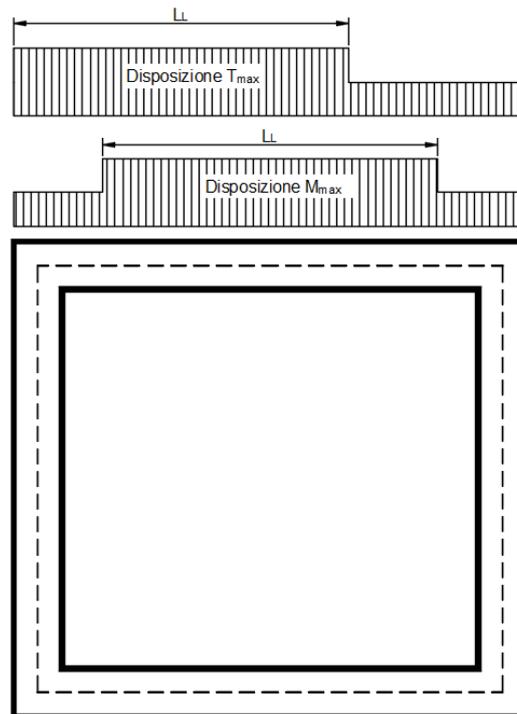


Figura 20– Schema tipo carichi mobili soletta superiore

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 6.41 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

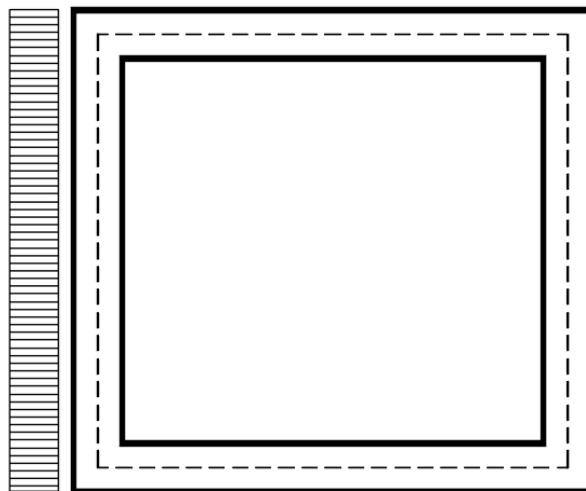


Figura 21– Schema tipo spinta carico accidentale su parete sinistra

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

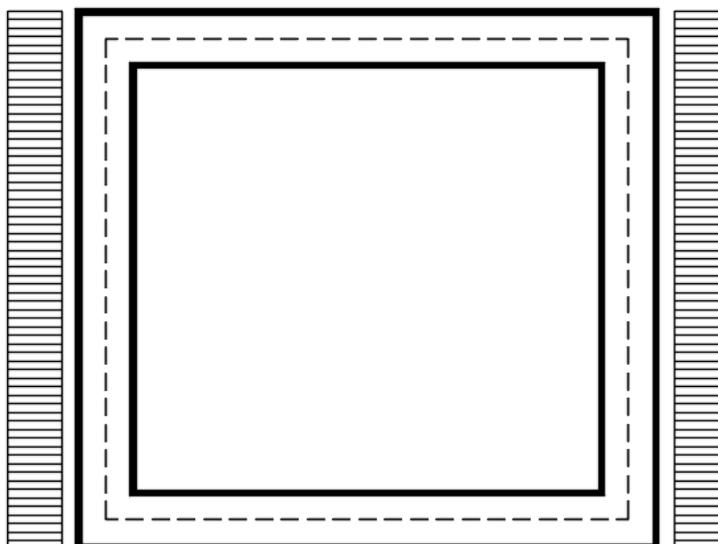


Figura 22– Schema tipo spinta carico accidentale su entrambi le pareti

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

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

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

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

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.

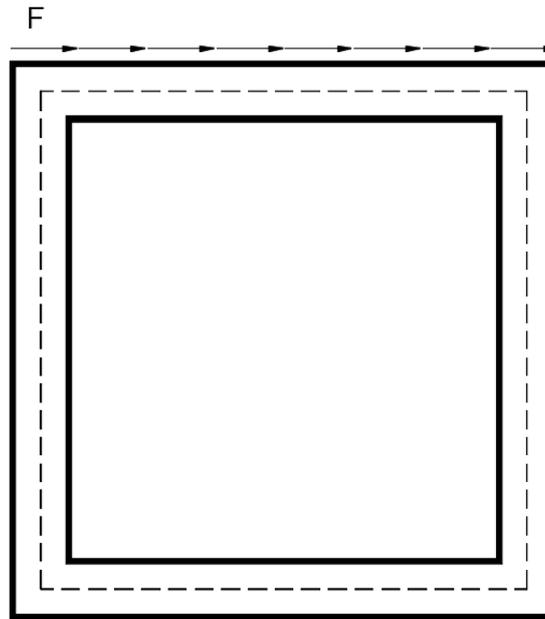


Figura 23– Schema tipo azione di frenatura sulla soletta superiore

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"

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \beta_c(t, t_0) = 2.062 \text{ coeff. di viscosità}$$

$$\phi_0 = \phi RH \beta_c(f_{cm}) \beta_c(t_0) = 2.095 \text{ coeff. nominale di viscosità}$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 = 1.233 \text{ coeff. che tiene conto dell'umidità}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.7} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.892 \text{ coeff. per la resistenza del cls}$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.2} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.968 \text{ coeff. per la resistenza del cls}$$

$$\beta_c(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.617 \text{ coeff. che tiene conto della resistenza del cls}$$

$$\beta_c(t_0) = \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.649 \text{ coeff. per l'evoluzione della viscosità nel tempo}$$

$$t_o = t_0 \left(\frac{9}{2 + t_0^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 = 6.19 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\alpha = 1 \text{ coeff. per il tipo di cemento (-1 per classe S, 0 per classe N, 1 per classe R)}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right]^{u,3} = 0.984 \text{ coeff. per la variabilità della viscosità nel tempo}$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012 RH)^{18}] h_0 + 250 \alpha_3 \leq 1500 \alpha_3 = 1382.5 \text{ coeff. che tiene conto dell'umidità relativa}$$

$$\alpha_3 = \begin{cases} (35/f_{cm})^{0.5} & \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \\ 1 & \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \end{cases} = 0.922 \text{ coeff. per la resistenza del calcestruzzo}$$

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)

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

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

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

Variazione 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:

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

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

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

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

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_g = 0.199$ g. (Latitudine: 42.23455; Longitudine: 12.82293)

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 B ed in base al fattore di amplificazione del sito S_s si ottiene:

$$S_s = 1.200 \quad \text{Coefficiente di amplificazione stratigrafica}$$

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

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.200 * 1 * 0.199 \text{ g} = 0.239 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.239$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.119$$

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

$F_{sis} = a_{max} * \gamma_r * H_{tot} * 1m$	=	13.37	kN/m	(carico applicato sulla parete)
$F_{imp} = \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m$	=	2.39	kN/m	(inerzia piedritti)
	Totale	15.76	kN/m	(piedritto sx)
	Totale	2.39	kN/m	(piedritto dx)
$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	6.64	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	2.39	kN/m	(inerzia soletta superiore)
$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2$	=	1.99	kN/m	(inerzia veicoli)
	Totale	11.02	kN/m	(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 3.15 kN ed inferiore con valore pari a 3.15 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta superiore con valore pari a 0.48 kN ed inferiore con valore pari a 0.48 kN.

Sisma verticale

$F_{imp} =$	$0.5 * \alpha * S_p * \gamma_{cls} * 1m$	$=$	1.19	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_q =$	$0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2$	$=$	1.00	kN/m	(inerzia veicoli)
$F_{irr} =$	$0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	$=$	3.32	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} =$	$0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	$=$	1.19	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale =			5.51	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 1.10 kN.

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

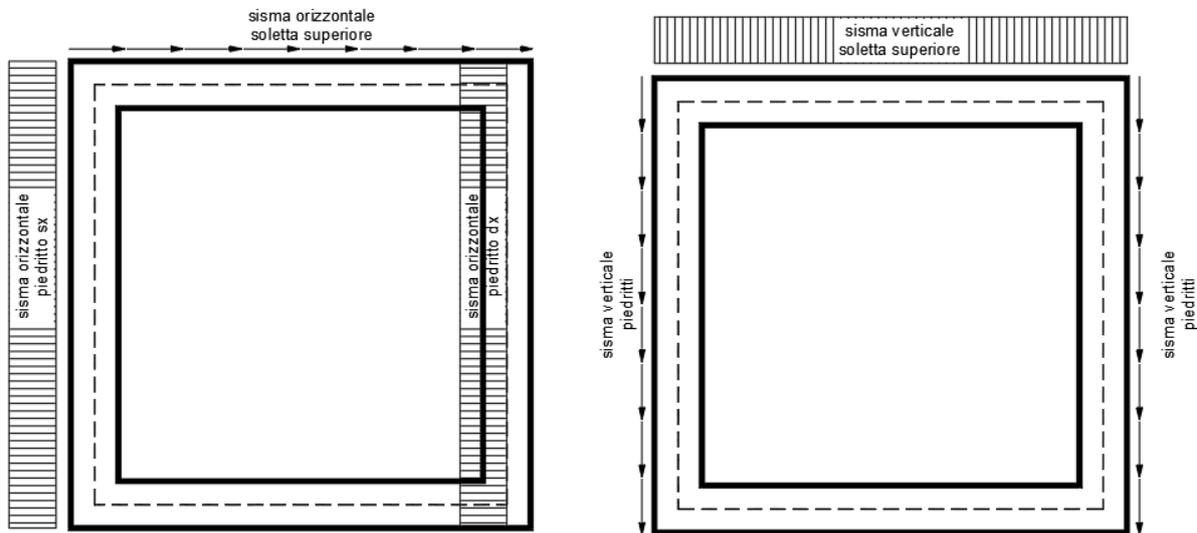


Figura 24– Schema tipo azioni sismiche orizzontali e verticali

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.

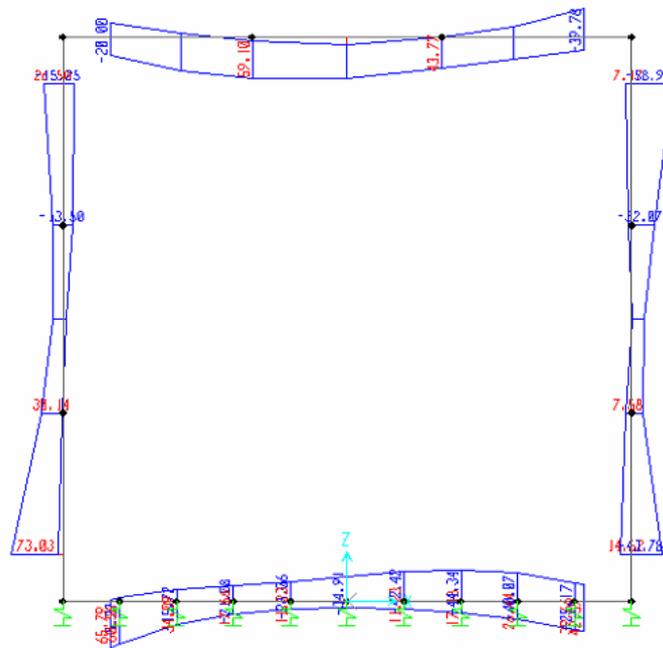


Figura 25– Involucro momenti flettenti SLU-SLV

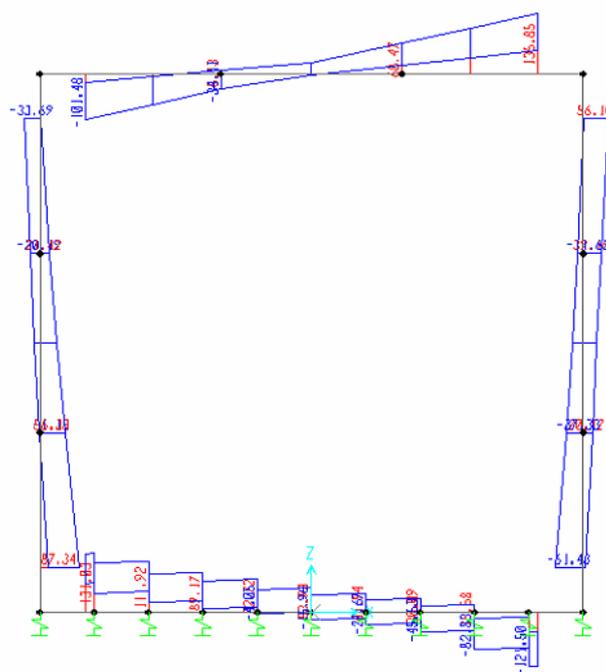


Figura 26– Involucro sforzi taglianti SLU-SLV

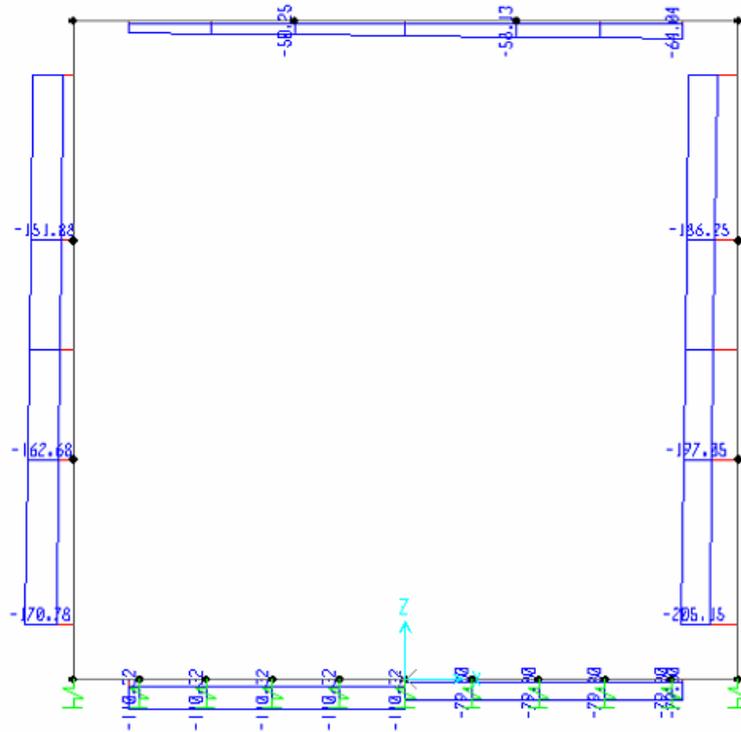


Figura 27- Involuppo azioni assiali SLU-SLV

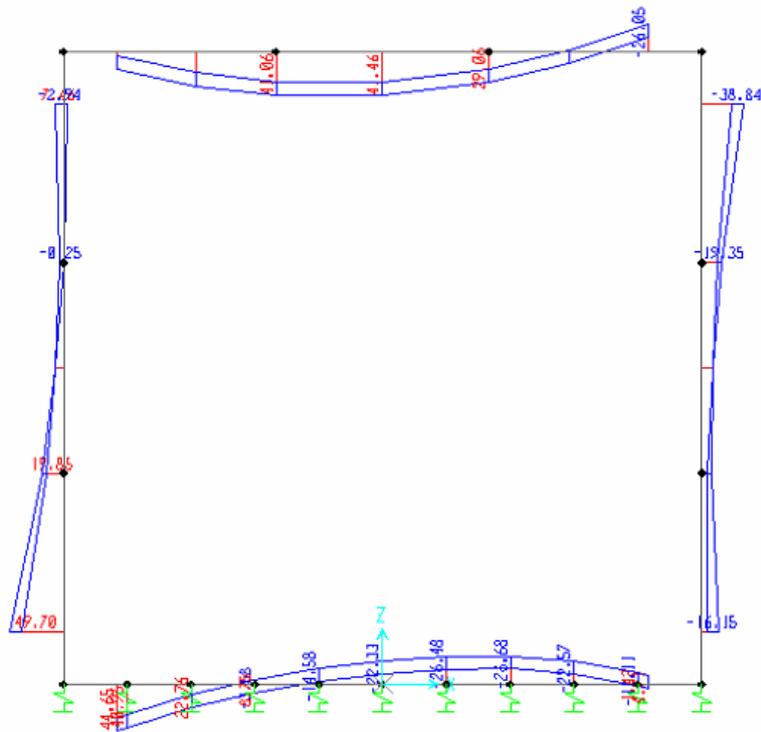


Figura 28- Involuppo momenti flettenti SLE rara

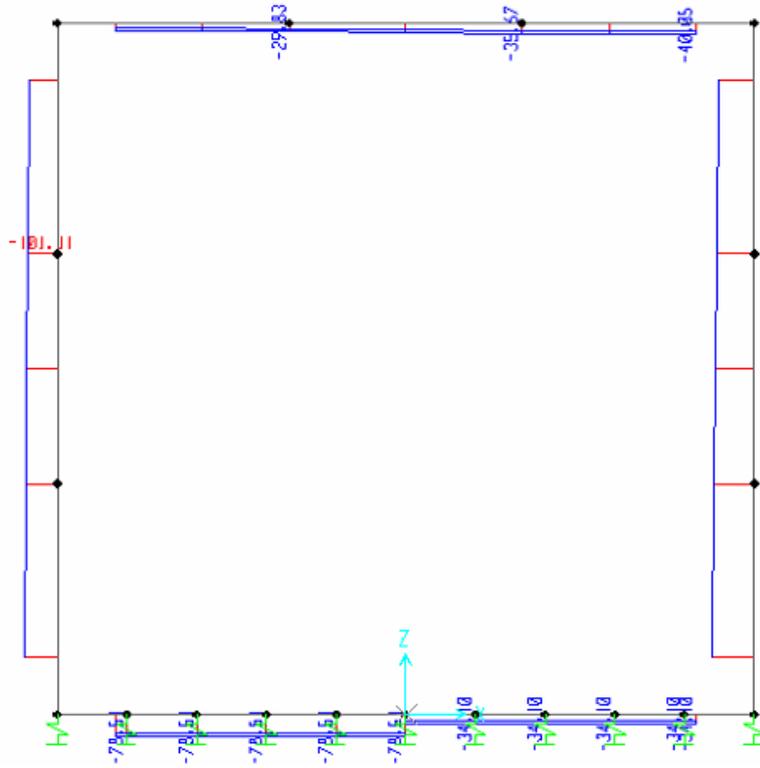


Figura 29– Inviluppo azioni assiali SLE rara

10.5 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

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

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

		SLU STR-SLV			
Elemento strutturale	Sezione	C.C. M_{max}	N (kN)	M_{max} (kNm)	T_{max} (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU14-STR2	110.32	65.79	131.03
	campata	SLU14-STR	11.34	-44.34	-
soletta superiore	nodo piedritto	SLU14-STR	51.30	-39.78	135.85
	campata	SLU14-STR2	21.80	59.10	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU14-STR2	158.03	73.03	87.34
	nodo soletta sup	SLU14-STR	178.15	58.93	61.43

		SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
Elemento strutturale	Sezione	N (kN)	M_{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M_{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M_{max} (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	78.51	44.65	soletta inferiore	71.02	38.14	soletta inferiore	51.15	21.77
	campata	23.63	-26.68		28.98	-20.80		42.43	-7.82
soletta superiore	nodo piedritto	40.05	-26.05	soletta superiore	35.44	-20.18	soletta superiore	24.21	-5.72
	campata	22.28	41.46		21.24	36.28		15.49	23.85
piedritti	nodo soletta inf	95.11	-2.94	piedritti	84.74	-1.20	piedritti	59.64	-1.54
	nodo soletta inf	115.11	49.70		104.74	42.43		73.64	23.25
	nodo soletta sup	125.11	38.84		-107.24	31.01		73.64	23.25
	nodo soletta sup	139.11	5.11		121.24	4.77		59.64	-1.54

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 $\beta_1*\beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

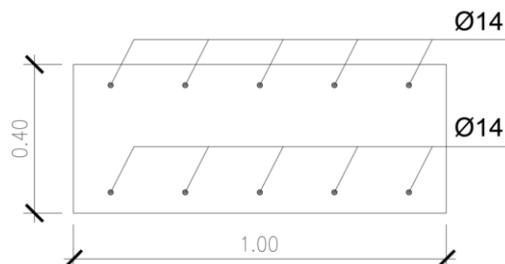
DATI BARRE ISOLATE

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	110.32	65.79	131.03
2	11.34	44.34	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	78.51	44.65	0.00
2	23.63	26.68	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	71.02	38.14 (101.50)	0.00 (0.00)
2	28.98	20.80 (97.95)	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	51.15	21.77 (105.48)	0.00 (0.00)
2	42.43	7.82 (140.15)	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	110.32	65.79	110.09	128.11	1.95	15.4(7.2)
2	S	11.34	44.34	11.19	112.39	2.53	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	-0.00186	-43.0	33.0	-0.02175	-43.0	7.0
2	0.00350	0.122	-50.0	40.0	-0.00259	-43.0	33.0	-0.02523	-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	0.000765259	-0.027110355	0.139	0.700
2	0.000000000	0.000870576	-0.031323042	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 V_y di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	131.03	189.20	33.0	100.0	0.0047	0.28
2	S	0.00	176.96	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 [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	3.69	-50.0	40.0	-138.5	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	2.25	-50.0	40.0	-98.1	-21.5	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	-0.00090	0.00000	0.500	14.0	63	0.00042 (0.00042)	483	0.201 (990.00)	100.69	0.00
2	S	-0.00063	0.00000	0.500	14.0	63	0.00029 (0.00029)	497	0.146 (990.00)	94.37	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	-115.8	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	1.74	-50.0	40.0	-69.5	-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	0.168 (0.30)	101.50	0.00
2	S	-0.00045	0.00000	0.500	14.0	63	0.00021 (0.00021)	497	0.104 (0.30)	97.95	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	1.77	-50.0	40.0	-59.3	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	0.55	-50.0	40.0	-8.2	-43.0	7.0	690	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	0.086 (0.20)	105.48	0.00
2	S	-0.00006	0.00000	0.500	14.0	63	0.00002 (0.00002)	428	0.010 (0.20)	140.15	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 $\beta_1*\beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0
4	50.0	0.0

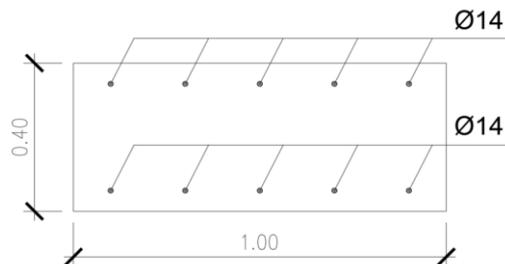
DATI BARRE ISOLATE

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	51.30	39.78	135.85
2	21.80	59.10	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	40.05	26.05	0.00
2	22.28	41.46	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	35.44	20.18 (100.67)	0.00 (0.00)
2	21.24	36.28 (92.37)	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	24.21	5.72 (124.30)	0.00 (0.00)
2	15.49	23.85 (92.79)	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 [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

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

1	S	51.30	39.78	51.38	119.05	2.99	15.4(7.2)
2	S	21.80	59.10	21.91	114.18	1.93	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	0.130	-50.0	40.0	-0.00219	-43.0	33.0	-0.02333	-43.0	7.0
2	0.00350	0.124	-50.0	40.0	-0.00248	-43.0	33.0	-0.02470	-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	0.000813130	-0.029025213	0.130	0.700
2	0.000000000	0.000854451	-0.030678038	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	135.85	181.90	33.0	100.0	0.0047	0.13
2	S	0.00	178.25	33.0	100.0	0.0047	0.05

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	2.17	-50.0	40.0	-84.6	-43.0	7.0	913	7.7
2	S	3.51	-50.0	40.0	-162.2	-43.0	7.0	913	7.7

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

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0.00000	0.500	14.0	63	0.00025 (0.00025)	497 0.126 (990.00)		99.01	0.00
2	S	-0.00104	0.00000	0.500	14.0	63	0.00049 (0.00049)	497 0.242 (990.00)		92.06	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	1.67	-50.0	40.0	-62.6	-43.0	7.0	870	7.7
2	S	3.07	-50.0	40.0	-140.8	-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 0.091 (0.30)		100.67	0.00
2	S	-0.00090	0.00000	0.500	14.0	63	0.00042 (0.00042)	497 0.210 (0.30)		92.37	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	0.43	-50.0	40.0	-9.3	-43.0	7.0	780	7.7
2	S	2.01	-50.0	40.0	-91.5	-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	-0.00006	0.00000	0.500	14.0	63	0.00003 (0.00003)	455 0.013 (0.20)		124.30	0.00
2	S	-0.00059	0.00000	0.500	14.0	63	0.00027 (0.00027)	497 0.136 (0.20)		92.79	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

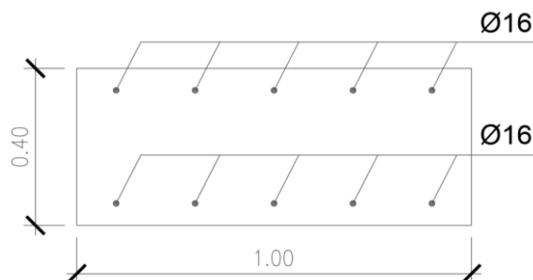
DATI BARRE ISOLATE

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	158.03	73.03	87.34
2	178.15	58.93	61.43

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	95.11	2.94	0.00
2	115.11	49.70	0.00
3	125.11	38.84	0.00
4	139.11	5.11	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	84.74	1.20 (100.67)	0.00 (0.00)
2	104.74	42.43 (108.81)	0.00 (0.00)
3	-107.24	31.01 (73.34)	0.00 (0.00)
4	121.24	4.77 (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	59.64	1.54 (124.30)	0.00 (0.00)
2	73.64	23.25 (115.39)	0.00 (0.00)
3	73.64	23.25 (115.39)	0.00 (0.00)
4	59.64	1.54 (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 [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	158.03	73.03	158.08	161.13	2.21	20.1(7.2)
2	S	178.15	58.93	178.28	163.99	2.78	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	-0.00120	-43.0	33.0	-0.01864	-43.0	7.0
2	0.00350	0.160	-50.0	40.0	-0.00114	-43.0	33.0	-0.01839	-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	0.000671028	-0.023341109	0.158	0.700
2	0.000000000	0.000663217	-0.023028685	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	87.34	211.45	33.0	100.0	0.0061	0.40
2	S	61.43	213.94	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 [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	0.32	-50.0	40.0	2.3	-43.0	7.0	---	---

2	S	3.64	-50.0	40.0	-107.4	-43.0	7.0	924	10.1
3	S	2.78	-50.0	40.0	-67.6	-43.0	7.0	874	10.1
4	S	0.50	-50.0	40.0	3.1	-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 f_{ctm}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00055	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (990.00)	99.01	0.00
2	S	-0.00071	0.00000	0.500	16.0	62	0.00032 (0.00032)	461	0.148 (990.00)	107.47	0.00
3	S	-0.00045	0.00000	0.500	16.0	62	0.00020 (0.00020)	447	0.091 (990.00)	115.93	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	0.24	-50.0	40.0	2.6	21.5	7.0	---	---
2	S	3.10	-50.0	40.0	-88.6	-43.0	7.0	924	10.1
3	S	2.19	-50.0	40.0	-159.9	-43.0	7.0	1121	10.1
4	S	0.45	-50.0	40.0	2.6	-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)	100.67	0.00
2	S	-0.00059	0.00000	0.500	16.0	62	0.00027 (0.00027)	461	0.122 (0.30)	108.81	0.00
3	S	-0.00100	0.00000	0.500	16.0	62	0.00048 (0.00048)	514	0.247 (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	1.6	-43.0	7.0	---	---
2	S	1.66	-50.0	40.0	-41.0	-43.0	7.0	874	10.1
3	S	1.66	-50.0	40.0	-41.0	-43.0	7.0	874	10.1
4	S	0.19	-50.0	40.0	1.6	-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	-0.00006	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	124.30	0.00
2	S	-0.00028	0.00000	0.500	16.0	62	0.00012 (0.00012)	447	0.055 (0.20)	115.39	0.00
3	S	-0.00028	0.00000	0.500	16.0	62	0.00012 (0.00012)	447	0.055 (0.20)	115.39	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 piedritto	∅14/20 inf ∅14/20 sup	
	campata	∅14/20 inf ∅14/20 sup	
soletta superiore	nodo piedritto	∅14/20 inf ∅14/20 sup	
	campata	∅14/20 inf ∅14/20 sup	
piedritti	nodo soletta inf	∅16/20 ext ∅16/20 int	
	nodo soletta sup	∅16/20 ext ∅16/20 int	

10.5.5 Incidenza armature

INCIDENZA (Kg/m ³)	
soletta inferiore	60
soletta superiore	65
piedritti	100

10.6 VERIFICA FONDAZIONE

10.6.1 Verifica portanza

Si riporta di seguito la verifica di portanza per la combinazione più sfavorevole che risulta essere la "GEO-SIS". A vantaggio di sicurezza si riporta inoltre la verifica di portanza 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	GEO-SIS	-86.15	0.00	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	-17.23	0.00
2	GEO-SIS	0.00	0.00	69.36	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	83.23
4	GEO-SIS	0.00	0.00	-2.36	0.00	0.00	0.00	-1.20	0.00	2.83
6	GEO-SIS	0.00	0.00	2.84	0.00	0.00	0.00	-0.96	0.00	-2.73
7	GEO-SIS	0.00	0.00	6.89	0.00	0.00	0.00	-0.72	0.00	-4.96
8	GEO-SIS	0.00	0.00	7.22	0.00	0.00	0.00	-0.48	0.00	-3.47
9	GEO-SIS	0.00	0.00	9.81	0.00	0.00	0.00	-0.24	0.00	-2.35
10	GEO-SIS	0.00	0.00	15.01	0.00	0.00	0.00	0.24	0.00	3.60
11	GEO-SIS	0.00	0.00	17.67	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00	8.48
12	GEO-SIS	0.00	0.00	30.59	0.00	0.00	0.00	0.72	0.00	22.02
13	GEO-SIS	0.00	0.00	34.78	0.00	0.00	0.00	0.96	0.00	33.38
Risultante Base Plinto - L=1m								L =	29.41	m
Ntot (kN)	Htot (kN)	M (kNm)								
204.21	86.15	157.27								
Risultante Base Plinto - L=29.41m										
Ntot (kN)	Htot (kN)	M (kNm)								
6005.90	2533.67	4625.37								

Risultante Base Plinto - L=29.41m			
Combo	Ntot (kN)	Htot (kN)	M (kNm)
SLU-STR max	11793	2449	4251
SLU-STR min	7309	0.00	-805
SLU-SISM max	6006	2534	4625
SLU-SISM min	0.00	0.00	0.00
Oltre alle combo GEO e GEO-SIS			

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_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 la combinazione GEO-SIS:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
GEO-SIS	0.00	2534.00	6006.00	4625.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	29.41	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione	c'	10.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	14.72	
Valore Nc	Nc	25.80	
Valore Ng	N γ	16.72	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	4625.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.77	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	1.26	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	29.41	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.02
Fattore secondo membro	Sq	1.02
Fattore terzo membro	S γ	0.60

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.96
Coefficiente mL	mL	1.04
Coefficiente m	m	1.04
Fattore primo membro	ic	0.55
Fattore secondo membro	iq	0.58
Fattore terzo membro	iγ	0.34

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	25.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	867.07	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	32127.35	kN
Carico di esercizio	Qed	6006.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	2.33	

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	3193.45	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	2534.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	1.15	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni non drenate per la combinazione GEO-SIS:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
GEO-SIS	0.00	2534.00	6006.00	4625.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	29.41	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione non drenata	cu	150.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	1.00	
Valore Nc	Nc	5.14	
Valore Ng	N γ	0.00	
Condizioni non drenate?	Si		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	4625.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.77	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	1.26	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	29.41	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma			
Fattore primo membro	Sc	1.01	
Fattore secondo membro	Sq	1.00	
Fattore terzo membro	S γ	1.00	

Fattori di inclinazione del carico			
Coefficiente mB	mB	1.96	
Coefficiente mL	mL	1.04	
Coefficiente m	m	1.04	
Fattore primo membro	ic	0.91	
Fattore secondo membro	iq	1.00	
Fattore terzo membro	i γ	1.00	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	25.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	783.70	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	29038.25	kN
Carico di esercizio	Qed	6006.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	2.10	

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	3193.45	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	2534.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	1.15	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni drenate per involucro SLU-STR:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV(SLU-STR)	0.00	2449.00	11793.00	4251.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	29.41	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione	c'	10.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	14.72	
Valore Nc	Nc	25.80	
Valore Ng	N γ	16.72	
Condizioni non drenate?	No		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	4251.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.36	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	2.08	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	29.41	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma			
Fattore primo membro	Sc	1.04	
Fattore secondo membro	Sq	1.04	
Fattore terzo membro	S γ	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	0.77	
Fattore secondo membro	iq	0.79	
Fattore terzo membro	i γ	0.63	

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	25.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	1221.39	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	74682.27	kN
Carico di esercizio	Qed	11793.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	2.75	

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	6270.45	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	2449.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	2.33	

Di seguito si allegano le verifiche effettuate in condizioni non drenate per involucro SLU-STR:

Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kNm)	MY (kNm)
ENV(SLU-STR)	0.00	2449.00	11793.00	4251.00	0.00

Larghezza Fondazione	B	2.80	m
Profondità piano di posa	D	4.10	m
Lunghezza Fondazione	L	29.41	m
Angolo di attrito	Φ	28.00	°
Angolo di attrito in radianti	Φ	0.49	rad
Coesione non drenata	cu	150.00	kN/m ²
Peso per unità di volume del terreno	γ	19.00	kN/m ³
Valore Nq	Nq	1.00	
Valore Nc	Nc	5.14	
Valore Ng	N γ	0.00	
Condizioni non drenate?	Si		

Momento X nel baricentro del plinto	Mx	4251.00	kNm
Momento Y nel baricentro del plinto	My	0.00	kNm
Eccentricità del carico in B	eB	0.36	m
Eccentricità del carico in L	eL	0.00	m
Dimensione della fondazione corretta B'	B'	2.08	m
Dimensione della fondazione corretta L'	L'	29.41	m

Per fondazioni quadrate - fattore di correzione di forma		
Fattore primo membro	Sc	1.01
Fattore secondo membro	Sq	1.00
Fattore terzo membro	S γ	1.00

Fattori di inclinazione del carico		
Coefficiente mB	mB	1.93
Coefficiente mL	mL	1.07
Coefficiente m	m	1.07
Fattore primo membro	ic	0.94
Fattore secondo membro	iq	1.00
Fattore terzo membro	iy	1.00

Profondità della falda da p.p. (>0 verso il basso)	d	0.00	m
Peso per unità di volume fino a D	γ_1	19.00	kN/m ³
Peso per unità di volume dopo D	γ_2	9.00	kN/m ³
Coefficiente del terzo membro della formula	$\gamma_2 B$	25.20	kN/m ²
Carico del terreno sovrastante	q	77.90	kN/m ²

VERIFICHE - CARICO LIMITE			
Carico limite	qlim	816.50	kN/m ²
Carico limite come forza	Qlim	49925.14	kN
Carico di esercizio	Qed	11793.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=2,3$)	FS	1.84	

VERIFICHE - SCORRIMENTO			
Resistenza allo scorrimento	Fd	6270.45	kN
Azione per lo scorrimento	Fe	2449.00	kN
Fattore di sicurezza ($\gamma_r=1,1$)	FS	2.33	

Si precisa che l'involuppo delle combinazioni SLU-SIS fornisce valori identici alla combinazione GEO-SIS che è stata analizzata in questo paragrafo, pertanto non si riportano due volte le verifiche.

11 MURO DI SOSTEGNO

11.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche del muro in esame, ed a seguire alcune immagini rappresentative delle sezioni trasversali di calcolo analizzate:

Paramento	Fondazione	
H [m]	L [m]	S [m]
4.08	5.2	0.7

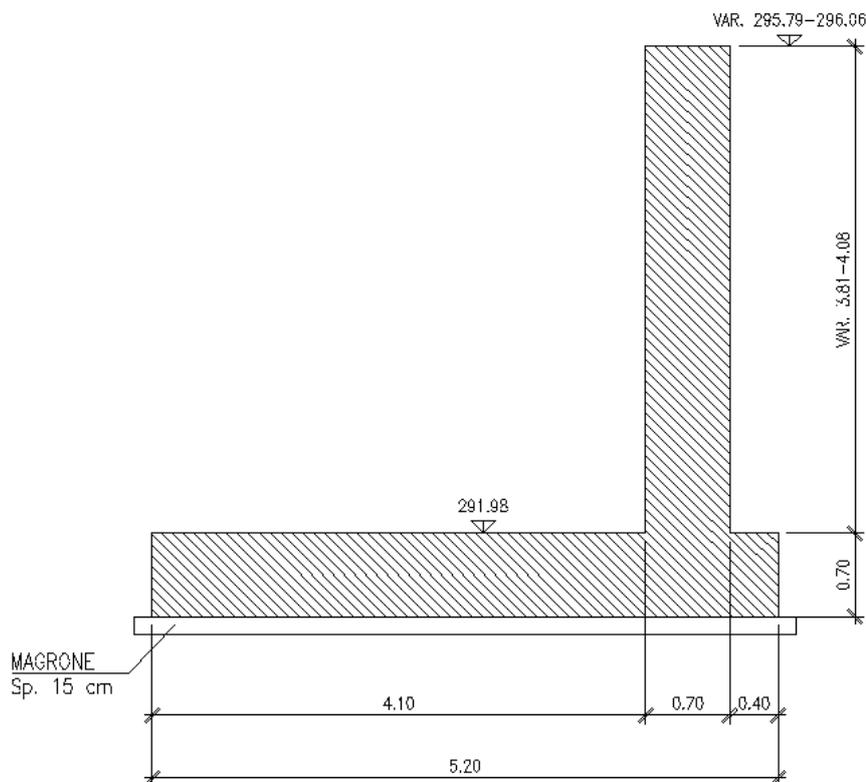


Figura 30 – sezione trasversale

11.2 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

11.2.1 Pesi Propri e Carichi permanenti

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione nonché della piattaforma ferroviaria, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

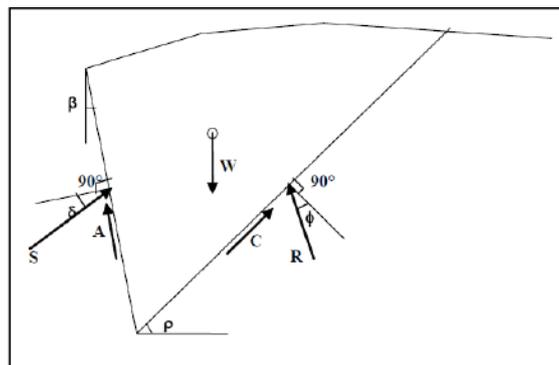
Calcestruzzo strutturale costituente il muro : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Terreno in sito: come da caratterizzazione geotecnica di cui al paragrafo precedente

11.2.2 Spinte del terreno in fase statica

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann.

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.



Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio del terreno tenendo conto anche dell'eventuale presenza della falda (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agente sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

Nell'ambito dello specifico Software utilizzato, il procedimento è stato implementato suddividendo l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza dz , al fine di ricavare l'andamento delle pressioni lungo l'altezza del muro; in corrispondenza di ogni ordinata z_i si trova il cuneo di rottura e la spinta S_i ottenendo la distribuzione della spinta $S(z)$ lungo l'altezza della parete.

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:

$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

Per l'attrito paramento – terreno si utilizza il valore $\delta = 0.6 \varphi'$ mentre per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno, in funzione dell'angolo d'attrito del terreno, si sono assunti i seguenti valori:

per $\varphi < 30^\circ$ $\delta = \text{tg } \varphi'$;

per $\varphi > 35^\circ$ $\delta = 0.85 \text{ tg } \varphi'$;

per $30^\circ \leq \varphi \leq 35^\circ$ δ si ricava per interpolazione lineare

Infine l'adesione ca terra-opera sarà considerata nulla.

11.2.3 Coefficienti sismici

Il § 7.11.3.5.2 del DM 18, precisa che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguite mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad [7.11.3]$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad [7.11.4]$$

dove

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g \quad [7.11.5]$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

β_s : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, che assume i valori specificati di seguito:

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nelle analisi eseguite con il metodo pseudostatico, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, potranno essere assunti come definito al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC anche per i muri su pali, con l'avvertenza di sostituire le relazioni 7.11.6 e 7.11.7 delle stesse norme tecniche con le espressioni di seguito riportate (Manuale RFI):

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot \frac{a_g}{g} \qquad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

11.2.4 Spinte del terreno in Fase sismica

In condizioni sismiche si adotta la formulazione di Culmann come già illustrata al paragrafo precedente, inserendo nell'equazione risolutiva anche la forza di inerzia del cuneo di spinta.

11.2.5 Carichi Accidentali

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

11.2.6 Combinazioni di Carico

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 17/01/2018, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione di esercizio (SLE)
- combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (γ), la norma definisce inoltre, per il caso specifiche delle opere di sostegno, due possibili approcci progettuali ovvero:

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (γ), la norma definisce inoltre, per il caso specifiche delle opere di sostegno, due possibili approcci progettuali ovvero:

Approccio 1:

Fase Statica: A1+M1+R1 (STR – Combinazione per le verifiche strutturali)

A2+M2+R1 (GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

1+M2+R1 (EQK-GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche in fase sismica)

Approccio 2:

Fase Statica: A1+M1+R3 (STR/ GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche)

Fase Sismica: 1+M1+R3 (EQK- STR/GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche in fase sismica)

Nel caso in esame si opererà utilizzando l'APPROCCIO 2.

Per un riepilogo delle Combinazioni di Calcolo considerate nelle analisi si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

11.3 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l'effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normative vigente.

11.3.1 Verifiche geotecniche

Le verifiche geotecniche sono quelle che coinvolgono la resistenza del terreno nell'ambito di quelle prescritte dalla normativa e come già illustrate al paragrafo precedente.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro, sia minore di tutte le forze resistenti lungo la stessa direzione.

La verifica a scorrimento risulta in particolare soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento (F_r) fattorizzata secondo un opportuno coefficiente parziale γ_r stabilito dalla normativa e la risultante delle forze mobilitanti (F_s) risulti non inferiore all'unità:

$$(F_r / \gamma_r) / F_s \geq 1$$

ovvero che il rapporto F_r/F_s risulti non inferiore di γ_r , fissato dalla normativa pari ad 1,1 per verifiche in fase statica e pari ad 1,0, per le verifiche in fase sismica.

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione.

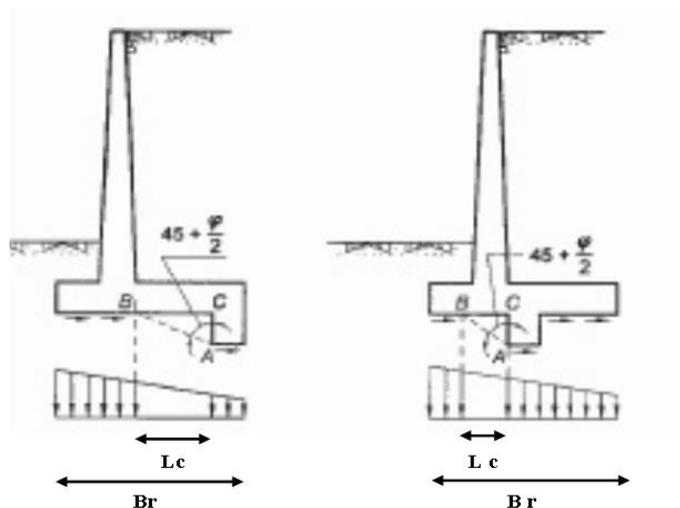
Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

In casi particolari specificati dalla normativa, come già descritto al paragrafo precedente, è possibile eventualmente tener conto della resistenza passiva S_p del terreno a valle del muro.

Come già ampiamente illustrato al paragrafo precedente, la valutazione delle azioni resistenti e di quelle mobilitanti, dovrà tener conto dei coefficienti A ed M fissati dalla normativa per la combinazioni di verifica specifica.

Nel caso di fondazione con dente, è possibile in linea generale tener conto della resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, secondo quanto riportato negli schemi delle figure seguenti:



Il procedimento utilizzato dal Software fa riferimento in particolare alle teoria di Lancellotta-Calavera, per i cui dettagli si rimanda alla letteratura tecnica; nella fattispecie, la procedura di calcolo implementata, prevede la definizione dello schema geometrico del cuneo di rottura, attraverso un procedimento iterativo volto a determinare il coefficiente di sicurezza a scorrimento minimo.

In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale.

Detta pertanto **N** la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, **Q** l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, **Sp** la resistenza passiva, **Lc** l'ampiezza del cuneo e indicando con **δf** l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con **ca** l'adesione terreno-fondazione e con **Br** la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$Fr = (N - Q) \cdot \operatorname{tg}(\delta_f) + Sp + ca \cdot Lr$$

con $Lr = Br - Lc$

Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno considerato ai fini delle verifiche di scorrimento sul piano di posa della fondazione, si è assunto quanto segue:

per $\phi < 30^\circ$ $\mu = \operatorname{tg} \phi'$;

per $\phi > 35^\circ$ $\mu = 0.85 \operatorname{tg} \phi'$;

per $30^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$ μ si ricava per interpolazione lineare

Infine l'adesione **ca** terra-opera è stata assunta pari al valore di coesione del terreno di fondazione.

Verifica a carico limite

Per la valutazione del carico limite delle fondazioni dirette si utilizza il criterio di Brinch-Hansen di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Dette:

c	Coesione
ca	Adesione lungo la base della fondazione ($ca \leq c$)
V	Azione tagliante
φ	Angolo d'attrito
δ	Angolo di attrito terreno fondazione
γ	Peso specifico del terreno
Kp	Coefficiente di spinta passiva espresso da $Kp = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$
B	Larghezza della fondazione
L	Lunghezza della fondazione
D	Profondità del piano di posa della fondazione
η	inclinazione piano posa della fondazione
P	Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
qult	Carico ultimo della fondazione

Risulta:

Caso generale

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0.5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui d_c, d_q e d_γ sono i fattori di profondità, s_c, s_q e s_γ sono i fattori di forma, i_c, i_q e i_γ sono i fattori di inclinazione del carico, b_c, b_q e b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e g_c, g_q e g_γ sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = Kp e^{\pi \cdot tg \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot ctg \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \cdot tg \phi$$

Fattori di forma

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$
	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg \phi$
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

Fattori inclinazione del carico

Indicando con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con Af l'area efficace della fondazione ottenuta come $Af = B' \cdot L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B, L e all'eccentricità del carico e_B, e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$i_c = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$
	$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta = 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta > 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$

Fattori inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = e^{-2.7\eta^\circ \phi}$ $b_\gamma = e^{-2.7\eta^\circ \phi}$

Fattori di inclinazione del terreno

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5tg\beta)^\circ$

Si precisa infine che, in relazione alle specifiche di normativa di cui al paragrafo precedente, ai fini delle verifiche, al valore di q_{ult} determinato con i criteri di cui sopra, va applicato un coefficiente parziale di sicurezza R pari ad **1.4** per le verifiche in fase statica ovvero pari ad **1.2** per le verifiche in fase sismica, ovvero, equivalentemente, i coefficienti di sicurezza q_{ult}/q_a , dovranno risultare non inferiori ai predetti valori nelle due fasi di verifica citate.

Verifica a ribaltamento

La verifica al ribaltamento dell'opera di sostegno, prevede la valutazione del coefficiente di sicurezza nei confronti del meccanismo di rotazione dell'opera rispetto al vertice esterno della fondazione.

Nella fattispecie, detti:

M_{rib} : momento delle azioni ribaltanti;

M_{sta} : momento delle azioni stabilizzanti

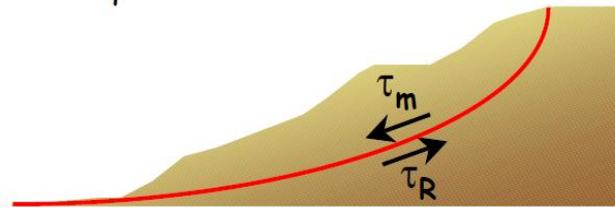
occorrerà verificare quanto segue:

$$M_{sta} / R \geq M_{rib}$$

Con R pari ad 1.15 per le verifiche statiche e 1.00 per le verifiche in fase sismica. ovvero, equivalentemente, il rapporto M_{sta}/M_{rib} dovrà risultare non inferiore ai predetti valori nelle due fasi di verifica citate.

Verifica di stabilità globale

Nel presente paragrafo sono illustrati i Criteri generali adottati per l'effettuazione delle Verifiche di Stabilità Globale prescritte dalla normativa. In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



$$FS = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b , interessati da azioni taglienti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Per il caso in esame, le verifiche sono state effettuate rispetto a superfici di forma circolare, utilizzando il metodo di **Bishop**, per i cui dettagli si rimanda a quanto esposto a riguarda nella letteratura tecnica.

Le verifiche sono state effettuate rispetto a famiglie di superfici potenziali di rottura disegnate in maniera tale da non intersecare le opere, escludendo quindi ai fini della stabilità la resistenza al taglio locale offerta dalle opere, fermo restando tutte le prescrizioni definite dalla normativa per questo tipo di verifica, come già illustrate precedentemente; riguardo quest'ultimo aspetto, si segnala, come già ampiamente illustrato in precedenza, che la norma impone di fattorizzare con un coefficiente parziale R le resistenze, che assume valore 1.1 per le verifiche statiche ed 1.2 per le verifiche in fase sismica, ovvero, equivalentemente, che il valore di F_s come precedentemente definito, risulti non inferiore ai predetti valori.

Verifiche geotecniche su pali

Note le terne di azioni (F_x , F_z , ed M_y) ad intradosso platea di fondazione, si procede come segue:

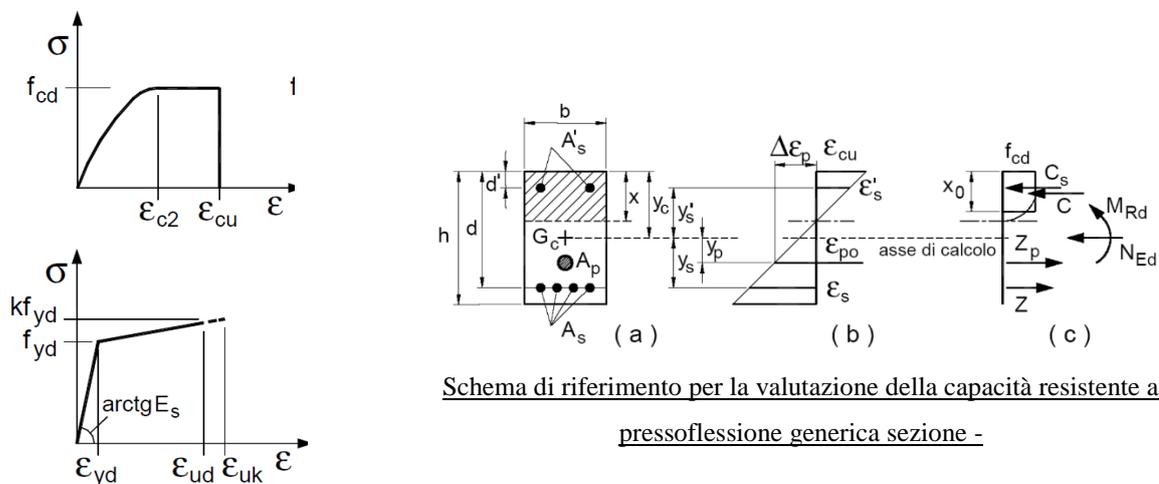
- calcolo dei carichi assiali sui pali;
- dimensionamento geotecnico dei pali;
- verifica strutturale dei pali;
- verifica strutturale della platea di fondazione.

11.3.2 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 del DM 17.01.18.

Verifica a flessione

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione in c.a., viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.3.4.2 del DM 18, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



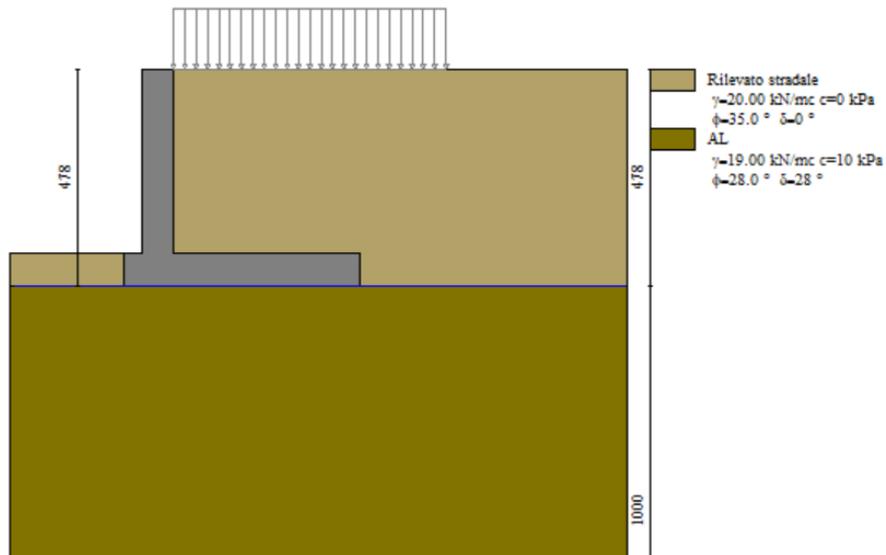
Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio

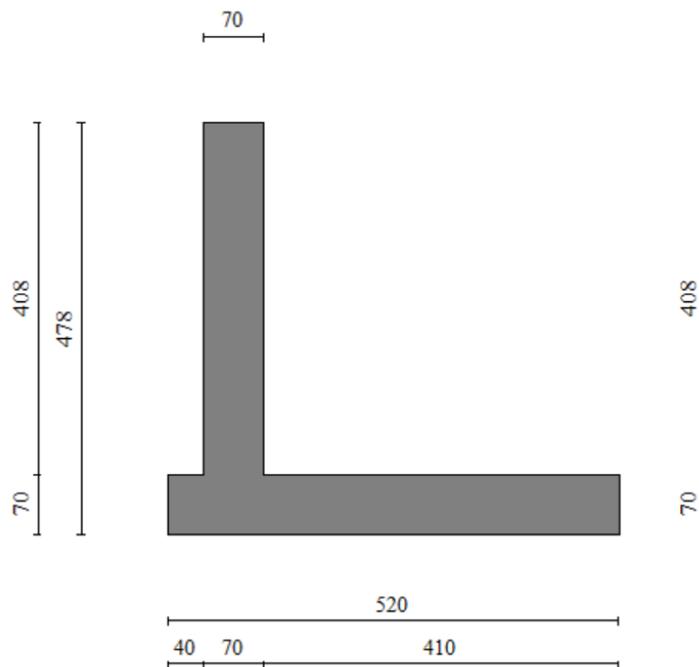
11.4 ANALISI E VERIFICHE MURO

Di seguito si riportano i risultati delle analisi dei muri in oggetto.

11.4.1 Modello di calcolo



Modello di calcolo muro

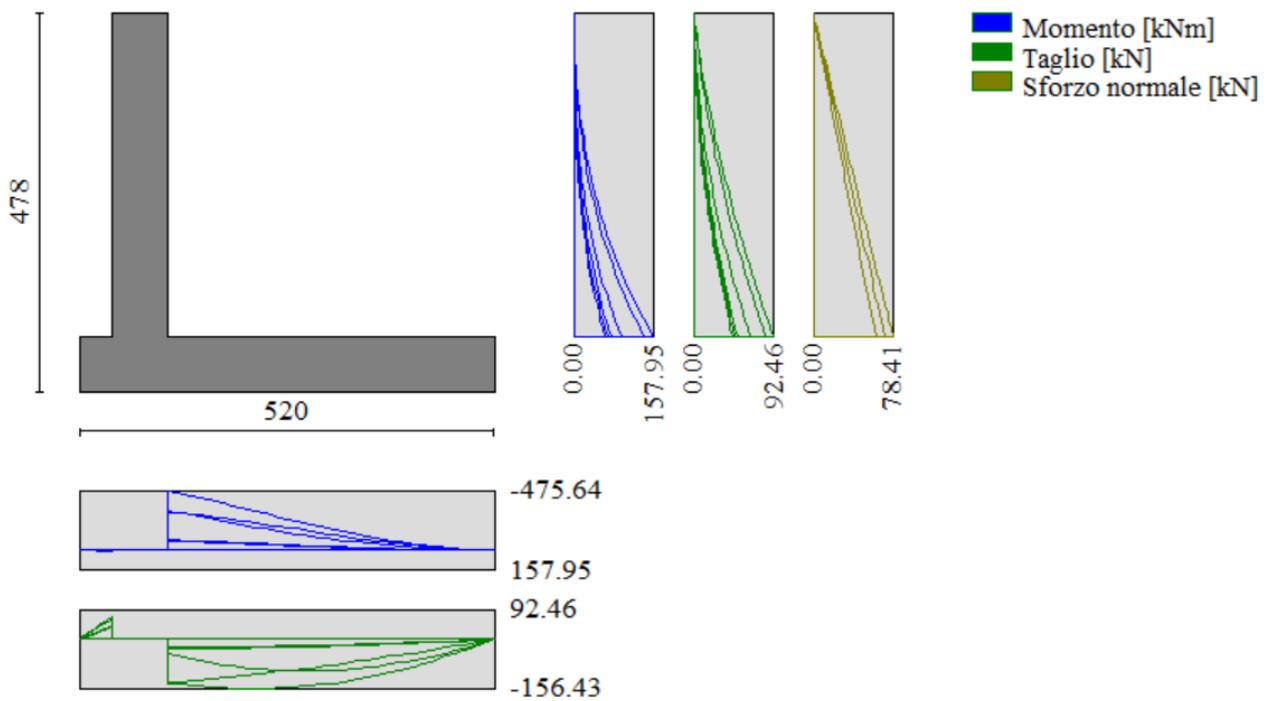


Geometria muro

11.4.2 Risultati

n°	Combinazione	Sismica	FSsco	FSqlim	FSrib	FSstab	FShyd	FSupl
1	STR (A1-M1-R3)		3.172	3.992	--	--	--	--
2	STR (A1-M1-R3)	H + V	1.323	1.642	--	--	--	--
3	STR (A1-M1-R3)	H - V	1.104	1.681	--	--	--	--
4	GEO (A2-M2-R2)		--	--	--	1.862	--	--
5	GEO (A2-M2-R2)	H + V	--	--	--	1.478	--	--
6	GEO (A2-M2-R2)	H - V	--	--	--	1.363	--	--
7	EQU (A1-M1-R3)		--	--	9.614	--	--	--
8	EQU (A1-M1-R3)	H + V	--	--	3.176	--	--	--
9	EQU (A1-M1-R3)	H - V	--	--	2.224	--	--	--

Sintesi risultati verifiche



Inviluppo sollecitazioni sul muro

11.4.1 Verifiche strutturali

Le verifiche strutturali del muro di sostegno sono riportate in dettaglio nell'elaborato "T01TM04STRRE01 – allegato".
Si riporta qui di seguito il report sintetico delle verifiche strutturali:

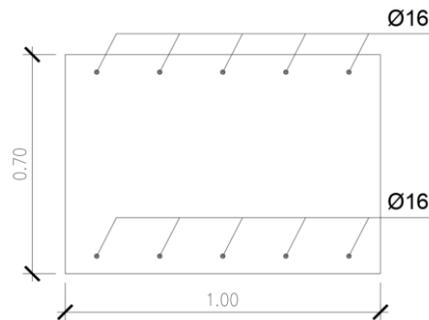
Dati

Materiali

Simbologia adottata

n°	Indice materiale
Descr	Descrizione del materiale
<u>Calcestruzzo armato</u>	
C	Classe di resistenza del cls
A	Classe di resistenza dell'acciaio
γ	Peso specifico, espresso in [kN/mc]
R _{ck}	Resistenza caratteristica a compressione, espressa in [kPa]
E	Modulo elastico, espresso in [kPa]
ν	Coeff. di Poisson
n	Coeff. di omogenizzazione acciaio/cls
ntc	Coeff. di omogenizzazione cls teso/compresso

Paramento



Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	0.00	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-0.10	100	70	10.05	10.05	0.01	1.71	74.52	12444.76	7286.927
3	-0.20	100	70	10.05	10.05	0.05	3.42	165.89	12427.90	3638.529
4	-0.30	100	70	10.05	10.05	0.11	5.12	273.92	12407.97	2421.797
5	-0.40	100	70	10.05	10.05	0.22	6.83	398.23	12385.04	1812.991
6	-0.50	100	70	10.05	10.05	0.37	8.54	538.57	12359.15	1447.361
7	-0.60	100	70	10.05	10.05	0.58	10.25	672.85	11941.11	1165.337
8	-0.70	100	70	10.05	10.05	0.84	11.95	802.25	11384.38	952.290
9	-0.80	100	70	10.05	10.05	1.17	13.66	928.42	10802.58	790.671
10	-0.90	100	70	10.05	10.05	1.58	15.37	1047.20	10189.54	662.934
11	-1.00	100	70	10.05	10.05	2.07	17.08	1153.94	9540.29	558.624
12	-1.09	100	70	10.05	10.05	2.64	18.79	1244.08	8855.29	471.377
13	-1.19	100	70	10.05	10.05	3.31	20.49	1316.46	8157.42	398.043
14	-1.29	100	70	10.05	10.05	4.08	22.20	1370.26	7462.21	336.110
15	-1.39	100	70	10.05	10.05	4.95	23.91	1406.81	6788.73	283.935
16	-1.49	100	70	10.05	10.05	5.95	25.62	1429.47	6156.69	240.333
17	-1.59	100	70	10.05	10.05	7.06	27.33	1439.31	5568.09	203.772
18	-1.69	100	70	10.05	10.05	8.31	29.03	1442.10	5039.52	173.580
19	-1.79	100	70	10.05	10.05	9.69	30.74	1441.86	4574.76	148.817
20	-1.89	100	70	10.05	10.05	11.21	32.45	1439.18	4164.87	128.353
21	-1.99	100	70	10.05	10.05	12.89	34.16	1436.01	3806.19	111.434
22	-2.09	100	70	10.05	10.05	14.72	35.86	1433.23	3492.56	97.383
23	-2.19	100	70	10.05	10.05	16.71	37.57	1425.80	3205.42	85.314
24	-2.29	100	70	10.05	10.05	18.88	39.28	1418.53	2951.57	75.142
25	-2.39	100	70	10.05	10.05	21.22	40.99	1412.12	2727.40	66.542
26	-2.49	100	70	10.05	10.05	23.75	42.70	1406.43	2528.36	59.219
27	-2.59	100	70	10.05	10.05	26.47	44.40	1388.36	2329.00	52.451
28	-2.69	100	70	10.05	10.05	29.39	46.11	1344.68	2109.85	45.756
29	-2.79	100	70	10.05	10.05	32.51	47.82	1307.43	1922.95	40.213
30	-2.89	100	70	10.05	10.05	35.85	49.53	1275.33	1761.91	35.575

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
31	-2.99	100	70	10.05	10.05	39.41	51.23	1246.56	1620.77	31.634
32	-3.08	100	70	10.05	10.05	43.19	52.94	1214.53	1488.85	28.122
33	-3.18	100	70	10.05	10.05	47.20	54.65	1186.59	1373.78	25.138
34	-3.28	100	70	10.05	10.05	51.46	56.36	1162.03	1272.64	22.581
35	-3.38	100	70	10.05	10.05	55.96	58.07	1140.30	1183.15	20.376
36	-3.48	100	70	10.05	10.05	60.72	59.77	1120.96	1103.47	18.461
37	-3.58	100	70	10.05	10.05	65.74	61.48	1103.64	1032.16	16.788
38	-3.68	100	70	10.05	10.05	71.03	63.19	1087.97	967.92	15.318
39	-3.78	100	70	10.05	10.05	76.59	64.90	1071.82	908.21	13.995
40	-3.88	100	70	10.05	10.05	82.43	66.60	1057.22	854.24	12.825
41	-3.98	100	70	10.05	10.05	88.56	68.31	1043.98	805.26	11.788
42	-4.07	100	70	10.05	10.05	94.99	70.02	1031.91	760.64	10.863

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

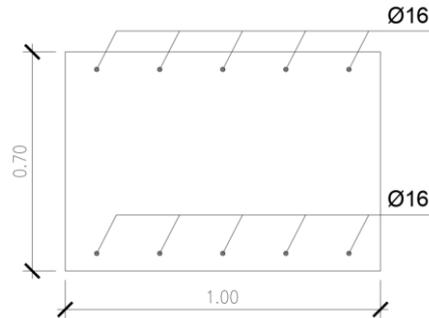
n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	0.00	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-0.10	100	70	10.05	10.05	0.06	1.91	378.09	12388.76	6478.383
3	-0.20	100	70	10.05	10.05	0.24	3.82	726.10	11715.14	3063.067
4	-0.30	100	70	10.05	10.05	0.54	5.74	990.28	10492.53	1828.934
5	-0.40	100	70	10.05	10.05	0.98	7.65	1186.90	9293.88	1214.999
6	-0.50	100	70	10.05	10.05	1.55	9.56	1318.23	8139.29	851.246
7	-0.60	100	70	10.05	10.05	2.26	11.47	1395.26	7077.61	616.842
8	-0.70	100	70	10.05	10.05	3.12	13.39	1429.91	6130.58	457.975
9	-0.80	100	70	10.05	10.05	4.13	15.30	1442.25	5336.18	348.802
10	-0.90	100	70	10.05	10.05	5.31	17.21	1441.91	4677.86	271.796
11	-1.00	100	70	10.05	10.05	6.64	19.12	1439.01	4145.36	216.771
12	-1.09	100	70	10.05	10.05	8.14	21.04	1435.15	3708.75	176.309
13	-1.19	100	70	10.05	10.05	9.82	22.95	1429.73	3342.68	145.664
14	-1.29	100	70	10.05	10.05	11.67	24.86	1420.68	3026.56	121.743
15	-1.39	100	70	10.05	10.05	13.71	26.77	1413.05	2759.74	103.081
16	-1.49	100	70	10.05	10.05	15.94	28.68	1406.52	2531.67	88.258
17	-1.59	100	70	10.05	10.05	18.36	30.60	1383.81	2306.17	75.372
18	-1.69	100	70	10.05	10.05	20.98	32.51	1337.02	2071.44	63.718
19	-1.79	100	70	10.05	10.05	23.81	34.42	1298.17	1876.52	54.515
20	-1.89	100	70	10.05	10.05	26.85	36.33	1265.41	1712.17	47.123
21	-1.99	100	70	10.05	10.05	30.11	38.25	1233.44	1566.73	40.964
22	-2.09	100	70	10.05	10.05	33.59	40.16	1201.95	1437.05	35.784
23	-2.19	100	70	10.05	10.05	37.29	42.07	1174.81	1325.28	31.501
24	-2.29	100	70	10.05	10.05	41.23	43.98	1151.19	1227.99	27.919
25	-2.39	100	70	10.05	10.05	45.41	45.90	1130.45	1142.58	24.895
26	-2.49	100	70	10.05	10.05	49.83	47.81	1112.11	1067.04	22.319
27	-2.59	100	70	10.05	10.05	54.50	49.72	1095.78	999.77	20.108
28	-2.69	100	70	10.05	10.05	59.42	51.63	1080.02	938.54	18.177
29	-2.79	100	70	10.05	10.05	64.60	53.55	1064.93	882.74	16.486
30	-2.89	100	70	10.05	10.05	70.04	55.46	1051.32	832.42	15.010
31	-2.99	100	70	10.05	10.05	75.76	57.37	1038.99	786.83	13.715
32	-3.08	100	70	10.05	10.05	81.75	59.28	1027.78	745.34	12.573
33	-3.18	100	70	10.05	10.05	88.02	61.19	1017.53	707.45	11.561
34	-3.28	100	70	10.05	10.05	94.57	63.11	1008.14	672.71	10.660
35	-3.38	100	70	10.05	10.05	101.42	65.02	999.50	640.77	9.855
36	-3.48	100	70	10.05	10.05	108.56	66.93	991.53	611.29	9.133
37	-3.58	100	70	10.05	10.05	116.01	68.84	984.15	584.03	8.483
38	-3.68	100	70	10.05	10.05	123.76	70.76	977.31	558.74	7.897
39	-3.78	100	70	10.05	10.05	131.83	72.67	970.95	535.23	7.365
40	-3.88	100	70	10.05	10.05	140.21	74.58	965.03	513.32	6.883
41	-3.98	100	70	10.05	10.05	148.92	76.49	959.50	492.86	6.443
42	-4.07	100	70	10.05	10.05	157.95	78.41	954.32	473.71	6.042

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	0.00	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-0.10	100	70	10.05	10.05	0.05	1.50	388.18	12386.90	8239.713
3	-0.20	100	70	10.05	10.05	0.19	3.01	743.47	11639.69	3871.337
4	-0.30	100	70	10.05	10.05	0.44	4.51	1013.01	10378.65	2301.278
5	-0.40	100	70	10.05	10.05	0.80	6.01	1209.06	9123.90	1517.296
6	-0.50	100	70	10.05	10.05	1.27	7.52	1338.09	7936.39	1055.851
7	-0.60	100	70	10.05	10.05	1.86	9.02	1405.31	6826.32	756.807
8	-0.70	100	70	10.05	10.05	2.57	10.52	1434.25	5870.62	557.873
9	-0.80	100	70	10.05	10.05	3.41	12.03	1442.12	5079.00	422.316
10	-0.90	100	70	10.05	10.05	4.39	13.53	1441.61	4439.18	328.102
11	-1.00	100	70	10.05	10.05	5.51	15.03	1437.00	3918.31	260.644
12	-1.09	100	70	10.05	10.05	6.78	16.54	1433.27	3496.49	211.441
13	-1.19	100	70	10.05	10.05	8.20	18.04	1423.76	3134.13	173.734
14	-1.29	100	70	10.05	10.05	9.77	19.54	1415.09	2831.20	144.870
15	-1.39	100	70	10.05	10.05	11.50	21.05	1407.78	2575.78	122.385
16	-1.49	100	70	10.05	10.05	13.40	22.55	1390.31	2338.79	103.717
17	-1.59	100	70	10.05	10.05	15.48	24.05	1338.79	2080.31	86.488
18	-1.69	100	70	10.05	10.05	17.73	25.56	1296.63	1868.79	73.124
19	-1.79	100	70	10.05	10.05	20.17	27.06	1261.52	1692.64	62.552
20	-1.89	100	70	10.05	10.05	22.79	28.56	1226.12	1536.60	53.797

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
21	-1.99	100	70	10.05	10.05	25.61	30.07	1193.14	1400.77	46.589
22	-2.09	100	70	10.05	10.05	28.63	31.57	1164.96	1284.71	40.694
23	-2.19	100	70	10.05	10.05	31.85	33.07	1140.62	1184.45	35.813
24	-2.29	100	70	10.05	10.05	35.28	34.58	1119.40	1097.04	31.728
25	-2.39	100	70	10.05	10.05	38.93	36.08	1100.74	1020.20	28.276
26	-2.49	100	70	10.05	10.05	42.80	37.58	1083.54	951.56	25.319
27	-2.59	100	70	10.05	10.05	46.89	39.09	1066.67	889.16	22.749
28	-2.69	100	70	10.05	10.05	51.21	40.59	1051.60	833.44	20.533
29	-2.79	100	70	10.05	10.05	55.78	42.09	1038.07	783.41	18.612
30	-2.89	100	70	10.05	10.05	60.58	43.60	1025.86	738.27	16.934
31	-2.99	100	70	10.05	10.05	65.63	45.10	1014.80	697.35	15.462
32	-3.08	100	70	10.05	10.05	70.93	46.60	1004.72	660.10	14.164
33	-3.18	100	70	10.05	10.05	76.49	48.11	995.52	626.06	13.014
34	-3.28	100	70	10.05	10.05	82.32	49.61	987.08	594.86	11.991
35	-3.38	100	70	10.05	10.05	88.41	51.11	979.32	566.16	11.077
36	-3.48	100	70	10.05	10.05	94.78	52.62	972.16	539.68	10.257
37	-3.58	100	70	10.05	10.05	101.43	54.12	965.54	515.19	9.519
38	-3.68	100	70	10.05	10.05	108.36	55.62	959.39	492.48	8.854
39	-3.78	100	70	10.05	10.05	115.58	57.13	953.68	471.36	8.251
40	-3.88	100	70	10.05	10.05	123.10	58.63	948.36	451.69	7.704
41	-3.98	100	70	10.05	10.05	130.91	60.13	943.40	433.33	7.206
42	-4.07	100	70	10.05	10.05	139.04	61.64	938.75	416.15	6.752

Fondazione



Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	-1.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-1.02	100	70	10.05	10.05	0.32	0.00	826.21	0.00	2571.952
3	-0.94	100	70	10.05	10.05	1.28	0.00	826.21	0.00	644.136
4	-0.86	100	70	10.05	10.05	2.88	0.00	826.21	0.00	286.794
5	-0.78	100	70	10.05	10.05	5.11	0.00	826.21	0.00	161.611
6	-0.70	100	70	10.05	10.05	7.97	0.00	826.21	0.00	103.617
7	0.00	100	70	10.05	10.05	-319.19	0.00	-826.21	0.00	2.588
8	0.10	100	70	10.05	10.05	-305.60	0.00	-826.21	0.00	2.704
9	0.20	100	70	10.05	10.05	-292.21	0.00	-826.21	0.00	2.827
10	0.30	100	70	10.05	10.05	-279.04	0.00	-826.21	0.00	2.961
11	0.40	100	70	10.05	10.05	-266.07	0.00	-826.21	0.00	3.105
12	0.50	100	70	10.05	10.05	-253.33	0.00	-826.21	0.00	3.261
13	0.60	100	70	10.05	10.05	-240.82	0.00	-826.21	0.00	3.431
14	0.70	100	70	10.05	10.05	-228.55	0.00	-826.21	0.00	3.615
15	0.80	100	70	10.05	10.05	-216.52	0.00	-826.21	0.00	3.816
16	0.90	100	70	10.05	10.05	-204.74	0.00	-826.21	0.00	4.035
17	1.00	100	70	10.05	10.05	-193.22	0.00	-826.21	0.00	4.276
18	1.10	100	70	10.05	10.05	-181.96	0.00	-826.21	0.00	4.541
19	1.20	100	70	10.05	10.05	-170.97	0.00	-826.21	0.00	4.832
20	1.30	100	70	10.05	10.05	-160.26	0.00	-826.21	0.00	5.155
21	1.40	100	70	10.05	10.05	-149.84	0.00	-826.21	0.00	5.514
22	1.50	100	70	10.05	10.05	-139.70	0.00	-826.21	0.00	5.914
23	1.60	100	70	10.05	10.05	-129.86	0.00	-826.21	0.00	6.362
24	1.70	100	70	10.05	10.05	-120.32	0.00	-826.21	0.00	6.867
25	1.80	100	70	10.05	10.05	-111.09	0.00	-826.21	0.00	7.437
26	1.90	100	70	10.05	10.05	-102.18	0.00	-826.21	0.00	8.085
27	2.00	100	70	10.05	10.05	-93.60	0.00	-826.21	0.00	8.827
28	2.10	100	70	10.05	10.05	-85.34	0.00	-826.21	0.00	9.681
29	2.20	100	70	10.05	10.05	-77.43	0.00	-826.21	0.00	10.671
30	2.30	100	70	10.05	10.05	-69.85	0.00	-826.21	0.00	11.828
31	2.40	100	70	10.05	10.05	-62.63	0.00	-826.21	0.00	13.192
32	2.50	100	70	10.05	10.05	-55.77	0.00	-826.21	0.00	14.816
33	2.60	100	70	10.05	10.05	-49.26	0.00	-826.21	0.00	16.771
34	2.70	100	70	10.05	10.05	-43.13	0.00	-826.21	0.00	19.155
35	2.80	100	70	10.05	10.05	-37.38	0.00	-826.21	0.00	22.103

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
36	2.90	100	70	10.05	10.05	-32.01	0.00	-826.21	0.00	25.810
37	3.00	100	70	10.05	10.05	-27.03	0.00	-826.21	0.00	30.562
38	3.10	100	70	10.05	10.05	-22.45	0.00	-826.21	0.00	36.796
39	3.20	100	70	10.05	10.05	-18.28	0.00	-826.21	0.00	45.202
40	3.30	100	70	10.05	10.05	-14.51	0.00	-826.21	0.00	56.926
41	3.40	100	70	10.05	10.05	-11.17	0.00	-826.21	0.00	73.988
42	3.50	100	70	10.05	10.05	-8.24	0.00	-826.21	0.00	100.214
43	3.60	100	70	10.05	10.05	-5.75	0.00	-826.21	0.00	143.608
44	3.70	100	70	10.05	10.05	-3.70	0.00	-826.21	0.00	223.302
45	3.80	100	70	10.05	10.05	-2.09	0.00	-826.21	0.00	395.072
46	3.90	100	70	10.05	10.05	-0.93	0.00	-826.21	0.00	884.656
47	4.00	100	70	10.05	10.05	-0.23	0.00	-826.21	0.00	3521.760
48	4.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	-1.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-1.02	100	70	10.05	10.05	0.57	0.00	826.21	0.00	1438.966
3	-0.94	100	70	10.05	10.05	2.28	0.00	826.21	0.00	361.626
4	-0.86	100	70	10.05	10.05	5.11	0.00	826.21	0.00	161.569
5	-0.78	100	70	10.05	10.05	9.04	0.00	826.21	0.00	91.364
6	-0.70	100	70	10.05	10.05	14.05	0.00	826.21	0.00	58.784
7	0.00	100	70	10.05	10.05	-299.89	0.00	-826.21	0.00	2.755
8	0.10	100	70	10.05	10.05	-294.79	0.00	-826.21	0.00	2.803
9	0.20	100	70	10.05	10.05	-289.13	0.00	-826.21	0.00	2.858
10	0.30	100	70	10.05	10.05	-282.93	0.00	-826.21	0.00	2.920
11	0.40	100	70	10.05	10.05	-276.24	0.00	-826.21	0.00	2.991
12	0.50	100	70	10.05	10.05	-269.09	0.00	-826.21	0.00	3.070
13	0.60	100	70	10.05	10.05	-261.50	0.00	-826.21	0.00	3.159
14	0.70	100	70	10.05	10.05	-253.53	0.00	-826.21	0.00	3.259
15	0.80	100	70	10.05	10.05	-245.20	0.00	-826.21	0.00	3.369
16	0.90	100	70	10.05	10.05	-236.55	0.00	-826.21	0.00	3.493
17	1.00	100	70	10.05	10.05	-227.62	0.00	-826.21	0.00	3.630
18	1.10	100	70	10.05	10.05	-218.43	0.00	-826.21	0.00	3.783
19	1.20	100	70	10.05	10.05	-209.03	0.00	-826.21	0.00	3.953
20	1.30	100	70	10.05	10.05	-199.44	0.00	-826.21	0.00	4.143
21	1.40	100	70	10.05	10.05	-189.71	0.00	-826.21	0.00	4.355
22	1.50	100	70	10.05	10.05	-179.87	0.00	-826.21	0.00	4.593
23	1.60	100	70	10.05	10.05	-169.95	0.00	-826.21	0.00	4.861
24	1.70	100	70	10.05	10.05	-160.00	0.00	-826.21	0.00	5.164
25	1.80	100	70	10.05	10.05	-150.03	0.00	-826.21	0.00	5.507
26	1.90	100	70	10.05	10.05	-140.10	0.00	-826.21	0.00	5.897
27	2.00	100	70	10.05	10.05	-130.23	0.00	-826.21	0.00	6.344
28	2.10	100	70	10.05	10.05	-120.46	0.00	-826.21	0.00	6.859
29	2.20	100	70	10.05	10.05	-110.83	0.00	-826.21	0.00	7.455
30	2.30	100	70	10.05	10.05	-101.36	0.00	-826.21	0.00	8.151
31	2.40	100	70	10.05	10.05	-92.10	0.00	-826.21	0.00	8.971
32	2.50	100	70	10.05	10.05	-83.08	0.00	-826.21	0.00	9.945
33	2.60	100	70	10.05	10.05	-74.34	0.00	-826.21	0.00	11.115
34	2.70	100	70	10.05	10.05	-65.90	0.00	-826.21	0.00	12.537
35	2.80	100	70	10.05	10.05	-57.81	0.00	-826.21	0.00	14.292
36	2.90	100	70	10.05	10.05	-50.10	0.00	-826.21	0.00	16.491
37	3.00	100	70	10.05	10.05	-42.81	0.00	-826.21	0.00	19.302
38	3.10	100	70	10.05	10.05	-35.96	0.00	-826.21	0.00	22.975
39	3.20	100	70	10.05	10.05	-29.60	0.00	-826.21	0.00	27.911
40	3.30	100	70	10.05	10.05	-23.76	0.00	-826.21	0.00	34.769
41	3.40	100	70	10.05	10.05	-18.48	0.00	-826.21	0.00	44.708
42	3.50	100	70	10.05	10.05	-13.79	0.00	-826.21	0.00	59.924
43	3.60	100	70	10.05	10.05	-9.72	0.00	-826.21	0.00	84.994
44	3.70	100	70	10.05	10.05	-6.31	0.00	-826.21	0.00	130.836
45	3.80	100	70	10.05	10.05	-3.60	0.00	-826.21	0.00	229.202
46	3.90	100	70	10.05	10.05	-1.63	0.00	-826.21	0.00	508.287
47	4.00	100	70	10.05	10.05	-0.41	0.00	-826.21	0.00	2004.318
48	4.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	-1.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	-1.02	100	70	10.05	10.05	0.49	0.00	826.21	0.00	1688.023
3	-0.94	100	70	10.05	10.05	1.95	0.00	826.21	0.00	424.495
4	-0.86	100	70	10.05	10.05	4.35	0.00	826.21	0.00	189.784
5	-0.78	100	70	10.05	10.05	7.69	0.00	826.21	0.00	107.391
6	-0.70	100	70	10.05	10.05	11.95	0.00	826.21	0.00	69.143
7	0.00	100	70	10.05	10.05	-475.64	0.00	-826.21	0.00	1.737
8	0.10	100	70	10.05	10.05	-461.67	0.00	-826.21	0.00	1.790
9	0.20	100	70	10.05	10.05	-447.38	0.00	-826.21	0.00	1.847
10	0.30	100	70	10.05	10.05	-432.81	0.00	-826.21	0.00	1.909
11	0.40	100	70	10.05	10.05	-417.98	0.00	-826.21	0.00	1.977
12	0.50	100	70	10.05	10.05	-402.94	0.00	-826.21	0.00	2.050
13	0.60	100	70	10.05	10.05	-387.71	0.00	-826.21	0.00	2.131

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
14	0.70	100	70	10.05	10.05	-372.33	0.00	-826.21	0.00	2.219
15	0.80	100	70	10.05	10.05	-356.84	0.00	-826.21	0.00	2.315
16	0.90	100	70	10.05	10.05	-341.26	0.00	-826.21	0.00	2.421
17	1.00	100	70	10.05	10.05	-325.63	0.00	-826.21	0.00	2.537
18	1.10	100	70	10.05	10.05	-309.98	0.00	-826.21	0.00	2.665
19	1.20	100	70	10.05	10.05	-294.36	0.00	-826.21	0.00	2.807
20	1.30	100	70	10.05	10.05	-278.78	0.00	-826.21	0.00	2.964
21	1.40	100	70	10.05	10.05	-263.29	0.00	-826.21	0.00	3.138
22	1.50	100	70	10.05	10.05	-247.92	0.00	-826.21	0.00	3.333
23	1.60	100	70	10.05	10.05	-232.70	0.00	-826.21	0.00	3.551
24	1.70	100	70	10.05	10.05	-217.66	0.00	-826.21	0.00	3.796
25	1.80	100	70	10.05	10.05	-202.84	0.00	-826.21	0.00	4.073
26	1.90	100	70	10.05	10.05	-188.28	0.00	-826.21	0.00	4.388
27	2.00	100	70	10.05	10.05	-174.01	0.00	-826.21	0.00	4.748
28	2.10	100	70	10.05	10.05	-160.05	0.00	-826.21	0.00	5.162
29	2.20	100	70	10.05	10.05	-146.45	0.00	-826.21	0.00	5.642
30	2.30	100	70	10.05	10.05	-133.23	0.00	-826.21	0.00	6.201
31	2.40	100	70	10.05	10.05	-120.44	0.00	-826.21	0.00	6.860
32	2.50	100	70	10.05	10.05	-108.10	0.00	-826.21	0.00	7.643
33	2.60	100	70	10.05	10.05	-96.25	0.00	-826.21	0.00	8.584
34	2.70	100	70	10.05	10.05	-84.93	0.00	-826.21	0.00	9.728
35	2.80	100	70	10.05	10.05	-74.16	0.00	-826.21	0.00	11.142
36	2.90	100	70	10.05	10.05	-63.97	0.00	-826.21	0.00	12.915
37	3.00	100	70	10.05	10.05	-54.41	0.00	-826.21	0.00	15.184
38	3.10	100	70	10.05	10.05	-45.51	0.00	-826.21	0.00	18.154
39	3.20	100	70	10.05	10.05	-37.30	0.00	-826.21	0.00	22.150
40	3.30	100	70	10.05	10.05	-29.81	0.00	-826.21	0.00	27.714
41	3.40	100	70	10.05	10.05	-23.08	0.00	-826.21	0.00	35.795
42	3.50	100	70	10.05	10.05	-17.14	0.00	-826.21	0.00	48.196
43	3.60	100	70	10.05	10.05	-12.03	0.00	-826.21	0.00	68.687
44	3.70	100	70	10.05	10.05	-7.77	0.00	-826.21	0.00	106.293
45	3.80	100	70	10.05	10.05	-4.41	0.00	-826.21	0.00	187.369
46	3.90	100	70	10.05	10.05	-1.97	0.00	-826.21	0.00	418.982
47	4.00	100	70	10.05	10.05	-0.49	0.00	-826.21	0.00	1673.139
48	4.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotgθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	0.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000
2	-0.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.73	0.22	1222.838
3	-0.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.97	0.51	526.398
4	-0.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.21	0.86	308.436
5	-0.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.44	1.29	206.574
6	-0.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.68	1.79	149.332
7	-0.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.92	2.35	113.506
8	-0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.16	2.99	89.436
9	-0.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.40	3.69	72.417
10	-0.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.63	4.47	59.906
11	-1.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.87	5.31	50.424
12	-1.09	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.11	6.23	43.056
13	-1.19	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.35	7.21	37.211
14	-1.29	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.58	8.27	32.494
15	-1.39	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.82	9.39	28.630
16	-1.49	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.06	10.58	25.423
17	-1.59	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.30	11.85	22.732
18	-1.69	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.54	13.18	20.450
19	-1.79	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.77	14.58	18.499
20	-1.89	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.01	16.06	16.817
21	-1.99	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.25	17.60	15.356
22	-2.09	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.49	19.21	14.080
23	-2.19	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.73	20.89	12.958

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
24	-2.29	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.96	22.64	11.966
25	-2.39	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.20	24.47	11.085
26	-2.49	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.44	26.36	10.298
27	-2.59	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.68	28.32	9.593
28	-2.69	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.91	30.35	8.959
29	-2.79	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.15	32.45	8.387
30	-2.89	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.39	34.62	7.868
31	-2.99	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.63	36.86	7.396
32	-3.08	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.87	39.17	6.966
33	-3.18	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.10	41.55	6.573
34	-3.28	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.34	44.00	6.212
35	-3.38	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.58	46.52	5.881
36	-3.48	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.82	49.11	5.576
37	-3.58	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.06	51.77	5.294
38	-3.68	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.29	54.50	5.033
39	-3.78	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.53	57.30	4.791
40	-3.88	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.77	60.16	4.567
41	-3.98	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	275.01	63.10	4.358
42	-4.07	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	275.25	66.11	4.163

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	0.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000
2	-0.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.76	1.18	224.837
3	-0.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.02	2.42	110.003
4	-0.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.29	3.71	71.807
5	-0.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.56	5.05	52.768
6	-0.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.82	6.45	41.382
7	-0.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.09	7.90	33.818
8	-0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.36	9.40	28.437
9	-0.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.62	10.96	24.420
10	-0.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.89	12.57	21.312
11	-1.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.16	14.23	18.838
12	-1.09	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.42	15.95	16.826
13	-1.19	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.69	17.73	15.159
14	-1.29	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.95	19.55	13.757
15	-1.39	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.22	21.43	12.563
16	-1.49	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.49	23.36	11.535
17	-1.59	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.75	25.35	10.641
18	-1.69	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.02	27.39	9.858
19	-1.79	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.29	29.48	9.167
20	-1.89	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.55	31.63	8.553
21	-1.99	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.82	33.83	8.004
22	-2.09	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.09	36.09	7.512
23	-2.19	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.35	38.40	7.067
24	-2.29	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.62	40.76	6.664
25	-2.39	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.88	43.18	6.297
26	-2.49	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.15	45.65	5.962
27	-2.59	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.42	48.17	5.655
28	-2.69	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.68	50.75	5.373
29	-2.79	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.95	53.38	5.114
30	-2.89	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.22	56.06	4.874
31	-2.99	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.48	58.80	4.651
32	-3.08	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.75	61.59	4.445
33	-3.18	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.02	64.44	4.252
34	-3.28	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.28	67.34	4.073
35	-3.38	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.55	70.29	3.906
36	-3.48	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.81	73.30	3.749
37	-3.58	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	275.08	76.36	3.603
38	-3.68	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	275.35	79.47	3.465
39	-3.78	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	275.61	82.64	3.335
40	-3.88	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	275.88	85.86	3.213
41	-3.98	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	276.15	89.13	3.098
42	-4.07	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	276.41	92.46	2.989

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	0.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000
2	-0.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.70	0.96	277.966
3	-0.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.91	1.97	135.249
4	-0.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.12	3.03	87.828
5	-0.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.33	4.15	64.222
6	-0.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.54	5.32	50.128
7	-0.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.75	6.54	40.780
8	-0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	266.96	7.82	34.144
9	-0.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.17	9.15	29.199
10	-0.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.38	10.53	25.380
11	-1.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.59	11.97	22.348
12	-1.09	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	267.80	13.47	19.887
13	-1.19	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.00	15.01	17.853

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
14	-1.29	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.21	16.61	16.147
15	-1.39	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.42	18.26	14.696
16	-1.49	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.63	19.97	13.451
17	-1.59	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	268.84	21.73	12.371
18	-1.69	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.05	23.55	11.426
19	-1.79	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.26	25.41	10.595
20	-1.89	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.47	27.34	9.858
21	-1.99	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.68	29.31	9.201
22	-2.09	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	269.89	31.34	8.612
23	-2.19	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.10	33.42	8.081
24	-2.29	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.31	35.56	7.602
25	-2.39	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.52	37.75	7.166
26	-2.49	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.73	39.99	6.769
27	-2.59	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	270.94	42.29	6.407
28	-2.69	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.15	44.64	6.074
29	-2.79	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.36	47.05	5.768
30	-2.89	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.56	49.50	5.486
31	-2.99	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.77	52.02	5.225
32	-3.08	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	271.98	54.58	4.983
33	-3.18	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.19	57.20	4.759
34	-3.28	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.40	59.87	4.550
35	-3.38	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.61	62.60	4.355
36	-3.48	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	272.82	65.38	4.173
37	-3.58	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.03	68.22	4.002
38	-3.68	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.24	71.10	3.843
39	-3.78	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.45	74.04	3.693
40	-3.88	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.66	77.04	3.552
41	-3.98	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	273.87	80.09	3.420
42	-4.07	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	274.08	83.19	3.295

Fondazione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	-1.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000
2	-1.02	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-8.02	33.088
3	-0.94	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-16.00	16.588
4	-0.86	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-23.94	11.089
5	-0.78	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-31.84	8.339
6	-0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-39.69	6.689
7	0.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-136.91	1.939
8	0.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-134.91	1.968
9	0.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-132.85	1.998
10	0.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-130.72	2.031
11	0.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-128.52	2.066
12	0.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-126.25	2.103
13	0.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-123.92	2.142
14	0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-121.52	2.185
15	0.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-119.05	2.230
16	0.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-116.52	2.279
17	1.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-113.92	2.331
18	1.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-111.25	2.387
19	1.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-108.51	2.447
20	1.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-105.71	2.512
21	1.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-102.84	2.582
22	1.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-99.90	2.658
23	1.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-96.90	2.740
24	1.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-93.83	2.830
25	1.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-90.69	2.927
26	1.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-87.48	3.035
27	2.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-84.21	3.153
28	2.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-80.87	3.283
29	2.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-77.47	3.427
30	2.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-73.99	3.588
31	2.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-70.45	3.768
32	2.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-66.84	3.972
33	2.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-63.17	4.203
34	2.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-59.43	4.467
35	2.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-55.62	4.773
36	2.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-51.74	5.131
37	3.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-47.80	5.554
38	3.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-43.79	6.063
39	3.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-39.71	6.685
40	3.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-35.57	7.464
41	3.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-31.36	8.467
42	3.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-27.08	9.804
43	3.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-22.73	11.678
44	3.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-18.32	14.491
45	3.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-13.84	19.181
46	3.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-9.29	28.564
47	4.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-4.68	56.719

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
48	4.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	-1.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000
2	-1.02	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-14.32	18.544
3	-0.94	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-28.41	9.345
4	-0.86	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-42.28	6.280
5	-0.78	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-55.92	4.748
6	-0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-69.34	3.829
7	0.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-48.03	5.528
8	0.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-53.87	4.928
9	0.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-59.36	4.472
10	0.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-64.50	4.116
11	0.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-69.30	3.831
12	0.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-73.74	3.601
13	0.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-77.83	3.411
14	0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-81.56	3.255
15	0.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-84.95	3.125
16	0.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-87.99	3.017
17	1.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-90.68	2.928
18	1.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-93.01	2.854
19	1.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-95.00	2.795
20	1.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-96.63	2.747
21	1.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-97.91	2.711
22	1.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-98.85	2.686
23	1.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-99.43	2.670
24	1.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-99.66	2.664
25	1.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-99.54	2.667
26	1.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-99.07	2.680
27	2.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-98.25	2.702
28	2.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-97.08	2.735
29	2.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-95.56	2.778
30	2.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-93.69	2.834
31	2.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-91.46	2.903
32	2.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-88.89	2.987
33	2.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-85.96	3.088
34	2.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-82.69	3.211
35	2.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-79.06	3.358
36	2.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-75.08	3.536
37	3.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-70.75	3.752
38	3.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-66.08	4.018
39	3.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-61.05	4.349
40	3.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-55.67	4.769
41	3.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-49.94	5.317
42	3.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-43.85	6.054
43	3.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-37.42	7.095
44	3.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-30.64	8.665
45	3.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-23.51	11.295
46	3.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-16.02	16.572
47	4.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-8.19	32.433
48	4.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	-1.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000
2	-1.02	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-12.20	21.761
3	-0.94	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-24.19	10.977
4	-0.86	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-35.96	7.384
5	-0.78	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-47.51	5.588
6	-0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-58.85	4.511
7	0.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-138.00	1.924
8	0.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-141.35	1.878
9	0.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-144.37	1.839
10	0.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-147.06	1.805
11	0.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-149.41	1.777
12	0.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-151.42	1.753
13	0.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-153.09	1.734
14	0.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-154.43	1.719
15	0.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-155.43	1.708
16	0.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-156.10	1.701
17	1.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-156.43	1.697
18	1.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-156.42	1.697
19	1.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-156.07	1.701
20	1.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-155.39	1.709
21	1.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-154.38	1.720
22	1.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-153.02	1.735
23	1.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-151.34	1.754
24	1.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-149.31	1.778
25	1.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-146.95	1.807

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	s [cm]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
26	1.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-144.25	1.841
27	2.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-141.21	1.880
28	2.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-137.84	1.926
29	2.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-134.13	1.979
30	2.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-130.09	2.041
31	2.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-125.71	2.112
32	2.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-120.99	2.194
33	2.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-115.94	2.290
34	2.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-110.55	2.402
35	2.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-104.82	2.533
36	2.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-98.76	2.688
37	3.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-92.36	2.874
38	3.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-85.63	3.101
39	3.20	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-78.56	3.380
40	3.30	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-71.15	3.732
41	3.40	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-63.40	4.187
42	3.50	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-55.32	4.799
43	3.60	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-46.90	5.660
44	3.70	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-38.15	6.959
45	3.80	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-29.06	9.136
46	3.90	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-19.63	13.522
47	4.00	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	-9.88	26.882
48	4.10	100	70	0.00	0.00	--	0.00	0.00	265.49	0.00	100.000

Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sfuerzo normale agente, espressa in [kN]
σ _c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ _{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ _{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Combinazione n° 10 - SLER

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	18260	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	1176817	[kPa]

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ _c [kPa]	σ _{fi} [kPa]	σ _{fs} [kPa]
1	0.00	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0	0	0
2	-0.10	100	70	10.05	10.05	0.01	1.71	2	34	36
3	-0.20	100	70	10.05	10.05	0.03	3.42	5	65	75
4	-0.30	100	70	10.05	10.05	0.08	5.12	8	93	117
5	-0.40	100	70	10.05	10.05	0.16	6.83	11	117	164
6	-0.50	100	70	10.05	10.05	0.28	8.54	15	136	215
7	-0.60	100	70	10.05	10.05	0.43	10.25	19	149	272
8	-0.70	100	70	10.05	10.05	0.64	11.95	24	156	335
9	-0.80	100	70	10.05	10.05	0.89	13.66	29	156	405
10	-0.90	100	70	10.05	10.05	1.19	15.37	34	148	484
11	-1.00	100	70	10.05	10.05	1.56	17.08	41	131	571
12	-1.09	100	70	10.05	10.05	2.00	18.79	48	105	667
13	-1.19	100	70	10.05	10.05	2.51	20.49	56	69	773
14	-1.29	100	70	10.05	10.05	3.09	22.20	65	13	894
15	-1.39	100	70	10.05	10.05	3.76	23.91	76	78	1035
16	-1.49	100	70	10.05	10.05	4.52	25.62	89	222	1201
17	-1.59	100	70	10.05	10.05	5.37	27.33	105	445	1397
18	-1.69	100	70	10.05	10.05	6.32	29.03	124	780	1628
19	-1.79	100	70	10.05	10.05	7.37	30.74	147	1267	1898
20	-1.89	100	70	10.05	10.05	8.53	32.45	175	1946	2208
21	-1.99	100	70	10.05	10.05	9.81	34.16	206	2852	2557
22	-2.09	100	70	10.05	10.05	11.21	35.86	242	4004	2940
23	-2.19	100	70	10.05	10.05	12.73	37.57	282	5415	3355
24	-2.29	100	70	10.05	10.05	14.39	39.28	325	7088	3799
25	-2.39	100	70	10.05	10.05	16.18	40.99	373	9026	4271
26	-2.49	100	70	10.05	10.05	18.11	42.70	424	11230	4769

Paramento

Combinazione n° 11 - SLEF

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 1569089 [kPa]

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	0.00	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0	0	0
2	-0.10	100	70	10.05	10.05	0.00	1.71	2	35	36
3	-0.20	100	70	10.05	10.05	0.02	3.42	5	68	73
4	-0.30	100	70	10.05	10.05	0.05	5.12	8	98	112
5	-0.40	100	70	10.05	10.05	0.10	6.83	10	126	154
6	-0.50	100	70	10.05	10.05	0.18	8.54	14	150	201
7	-0.60	100	70	10.05	10.05	0.29	10.25	17	170	251
8	-0.70	100	70	10.05	10.05	0.44	11.95	21	184	307
9	-0.80	100	70	10.05	10.05	0.63	13.66	26	192	369
10	-0.90	100	70	10.05	10.05	0.87	15.37	31	194	438
11	-1.00	100	70	10.05	10.05	1.16	17.08	36	188	514
12	-1.09	100	70	10.05	10.05	1.51	18.79	43	173	598
13	-1.19	100	70	10.05	10.05	1.93	20.49	50	150	692
14	-1.29	100	70	10.05	10.05	2.41	22.20	58	117	795
15	-1.39	100	70	10.05	10.05	2.97	23.91	66	73	909
16	-1.49	100	70	10.05	10.05	3.61	25.62	76	7	1039
17	-1.59	100	70	10.05	10.05	4.34	27.33	88	99	1190
18	-1.69	100	70	10.05	10.05	5.15	29.03	102	263	1367
19	-1.79	100	70	10.05	10.05	6.07	30.74	119	512	1577
20	-1.89	100	70	10.05	10.05	7.08	32.45	140	883	1824
21	-1.99	100	70	10.05	10.05	8.20	34.16	164	1416	2112
22	-2.09	100	70	10.05	10.05	9.43	35.86	193	2153	2441
23	-2.19	100	70	10.05	10.05	10.78	37.57	227	3129	2810
24	-2.29	100	70	10.05	10.05	12.26	39.28	264	4363	3215
25	-2.39	100	70	10.05	10.05	13.86	40.99	306	5867	3652
26	-2.49	100	70	10.05	10.05	15.59	42.70	352	7645	4118
27	-2.59	100	70	10.05	10.05	17.47	44.40	402	9696	4612
28	-2.69	100	70	10.05	10.05	19.48	46.11	456	12021	5133
29	-2.79	100	70	10.05	10.05	21.65	47.82	513	14624	5681
30	-2.89	100	70	10.05	10.05	23.97	49.53	575	17507	6258
31	-2.99	100	70	10.05	10.05	26.46	51.23	640	20674	6863
32	-3.08	100	70	10.05	10.05	29.11	52.94	709	24130	7498
33	-3.18	100	70	10.05	10.05	31.92	54.65	783	27883	8163
34	-3.28	100	70	10.05	10.05	34.92	56.36	861	31938	8861
35	-3.38	100	70	10.05	10.05	38.10	58.07	943	36302	9591
36	-3.48	100	70	10.05	10.05	41.46	59.77	1030	40984	10356
37	-3.58	100	70	10.05	10.05	45.02	61.48	1122	45990	11156
38	-3.68	100	70	10.05	10.05	48.77	63.19	1219	51329	11992
39	-3.78	100	70	10.05	10.05	52.73	64.90	1320	57009	12865
40	-3.88	100	70	10.05	10.05	56.89	66.60	1427	63038	13778
41	-3.98	100	70	10.05	10.05	61.27	68.31	1539	69425	14729
42	-4.07	100	70	10.05	10.05	65.87	70.02	1657	76177	15722

Fondazione

Combinazione n° 11 - SLEF

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 1569089 [kPa]

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	-1.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0	0	0
2	-1.02	100	70	10.05	10.05	0.29	0.00	7	474	54
3	-0.94	100	70	10.05	10.05	1.14	0.00	28	1893	218
4	-0.86	100	70	10.05	10.05	2.57	0.00	64	4255	489
5	-0.78	100	70	10.05	10.05	4.56	0.00	114	7555	869
6	-0.70	100	70	10.05	10.05	7.12	0.00	177	11792	1356
7	0.00	100	70	10.05	10.05	-75.77	0.00	1889	14436	125527
8	0.10	100	70	10.05	10.05	-73.16	0.00	1824	13938	121196
9	0.20	100	70	10.05	10.05	-70.53	0.00	1758	13438	116845
10	0.30	100	70	10.05	10.05	-67.90	0.00	1693	12936	112480
11	0.40	100	70	10.05	10.05	-65.26	0.00	1627	12433	108108
12	0.50	100	70	10.05	10.05	-62.62	0.00	1561	11930	103735
13	0.60	100	70	10.05	10.05	-59.98	0.00	1495	11428	99367
14	0.70	100	70	10.05	10.05	-57.35	0.00	1430	10927	95011
15	0.80	100	70	10.05	10.05	-54.73	0.00	1365	10428	90674
16	0.90	100	70	10.05	10.05	-52.13	0.00	1300	9932	86361
17	1.00	100	70	10.05	10.05	-49.55	0.00	1235	9440	82080
18	1.10	100	70	10.05	10.05	-46.98	0.00	1171	8952	77836

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
19	1.20	100	70	10.05	10.05	-44.45	0.00	1108	8469	73636
20	1.30	100	70	10.05	10.05	-41.95	0.00	1046	7991	69487
21	1.40	100	70	10.05	10.05	-39.48	0.00	984	7521	65395
22	1.50	100	70	10.05	10.05	-37.04	0.00	924	7058	61367
23	1.60	100	70	10.05	10.05	-34.65	0.00	864	6602	57408
24	1.70	100	70	10.05	10.05	-32.31	0.00	806	6156	53526
25	1.80	100	70	10.05	10.05	-30.02	0.00	748	5719	49726
26	1.90	100	70	10.05	10.05	-27.78	0.00	693	5292	46016
27	2.00	100	70	10.05	10.05	-25.59	0.00	638	4876	42401
28	2.10	100	70	10.05	10.05	-23.47	0.00	585	4472	38888
29	2.20	100	70	10.05	10.05	-21.42	0.00	534	4081	35484
30	2.30	100	70	10.05	10.05	-19.43	0.00	485	3703	32195
31	2.40	100	70	10.05	10.05	-17.52	0.00	437	3338	29028
32	2.50	100	70	10.05	10.05	-15.69	0.00	391	2989	25988
33	2.60	100	70	10.05	10.05	-13.93	0.00	347	2655	23083
34	2.70	100	70	10.05	10.05	-12.26	0.00	306	2337	20318
35	2.80	100	70	10.05	10.05	-10.68	0.00	266	2036	17701
36	2.90	100	70	10.05	10.05	-9.20	0.00	229	1752	15237
37	3.00	100	70	10.05	10.05	-7.81	0.00	195	1487	12933
38	3.10	100	70	10.05	10.05	-6.52	0.00	162	1242	10796
39	3.20	100	70	10.05	10.05	-5.33	0.00	133	1016	8832
40	3.30	100	70	10.05	10.05	-4.25	0.00	106	810	7047
41	3.40	100	70	10.05	10.05	-3.29	0.00	82	627	5448
42	3.50	100	70	10.05	10.05	-2.44	0.00	61	465	4041
43	3.60	100	70	10.05	10.05	-1.71	0.00	43	326	2833
44	3.70	100	70	10.05	10.05	-1.10	0.00	28	211	1830
45	3.80	100	70	10.05	10.05	-0.63	0.00	16	120	1039
46	3.90	100	70	10.05	10.05	-0.28	0.00	7	54	466
47	4.00	100	70	10.05	10.05	-0.07	0.00	2	14	118
48	4.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0	0	0

Combinazioni SLEQ

Paramento

Combinazione n° 12 - SLEQ

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13280 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 1569089 [kPa]

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	0.00	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0	0	0
2	-0.10	100	70	10.05	10.05	0.00	1.71	2	35	35
3	-0.20	100	70	10.05	10.05	0.01	3.42	5	69	71
4	-0.30	100	70	10.05	10.05	0.02	5.12	7	102	109
5	-0.40	100	70	10.05	10.05	0.06	6.83	10	132	148
6	-0.50	100	70	10.05	10.05	0.11	8.54	13	160	191
7	-0.60	100	70	10.05	10.05	0.19	10.25	16	183	238
8	-0.70	100	70	10.05	10.05	0.31	11.95	20	202	289
9	-0.80	100	70	10.05	10.05	0.46	13.66	24	216	345
10	-0.90	100	70	10.05	10.05	0.65	15.37	28	224	407
11	-1.00	100	70	10.05	10.05	0.89	17.08	33	225	476
12	-1.09	100	70	10.05	10.05	1.19	18.79	39	219	553
13	-1.19	100	70	10.05	10.05	1.54	20.49	45	204	638
14	-1.29	100	70	10.05	10.05	1.96	22.20	52	181	731
15	-1.39	100	70	10.05	10.05	2.45	23.91	60	147	835
16	-1.49	100	70	10.05	10.05	3.01	25.62	69	103	949
17	-1.59	100	70	10.05	10.05	3.65	27.33	79	44	1076
18	-1.69	100	70	10.05	10.05	4.38	29.03	90	51	1224
19	-1.79	100	70	10.05	10.05	5.20	30.74	104	197	1397
20	-1.89	100	70	10.05	10.05	6.11	32.45	120	420	1601
21	-1.99	100	70	10.05	10.05	7.13	34.16	140	753	1842
22	-2.09	100	70	10.05	10.05	8.25	35.86	164	1237	2123
23	-2.19	100	70	10.05	10.05	9.48	37.57	192	1916	2448
24	-2.29	100	70	10.05	10.05	10.84	39.28	225	2830	2815
25	-2.39	100	70	10.05	10.05	12.31	40.99	263	4006	3220
26	-2.49	100	70	10.05	10.05	13.91	42.70	304	5458	3660
27	-2.59	100	70	10.05	10.05	15.65	44.40	350	7191	4131
28	-2.69	100	70	10.05	10.05	17.53	46.11	400	9207	4630
29	-2.79	100	70	10.05	10.05	19.55	47.82	454	11504	5156
30	-2.89	100	70	10.05	10.05	21.72	49.53	512	14084	5710
31	-2.99	100	70	10.05	10.05	24.04	51.23	573	16949	6292
32	-3.08	100	70	10.05	10.05	26.53	52.94	639	20101	6902
33	-3.18	100	70	10.05	10.05	29.18	54.65	709	23546	7541
34	-3.28	100	70	10.05	10.05	32.00	56.36	782	27289	8211
35	-3.38	100	70	10.05	10.05	35.00	58.07	861	31336	8913
36	-3.48	100	70	10.05	10.05	38.17	59.77	943	35695	9647
37	-3.58	100	70	10.05	10.05	41.54	61.48	1031	40372	10415

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
38	-3.68	100	70	10.05	10.05	45.10	63.19	1123	45374	11218
39	-3.78	100	70	10.05	10.05	48.85	64.90	1219	50710	12057
40	-3.88	100	70	10.05	10.05	52.81	66.60	1321	56387	12933
41	-3.98	100	70	10.05	10.05	56.98	68.31	1428	62415	13848
42	-4.07	100	70	10.05	10.05	61.36	70.02	1540	68800	14802

Fondazione

Combinazione n° 12 - SLEQ

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 13280 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 1569089 [kPa]

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	-1.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0	0	0
2	-1.02	100	70	10.05	10.05	0.28	0.00	7	464	53
3	-0.94	100	70	10.05	10.05	1.12	0.00	28	1853	213
4	-0.86	100	70	10.05	10.05	2.51	0.00	63	4166	479
5	-0.78	100	70	10.05	10.05	4.47	0.00	111	7397	851
6	-0.70	100	70	10.05	10.05	6.97	0.00	174	11544	1328
7	0.00	100	70	10.05	10.05	-71.01	0.00	1770	13528	117630
8	0.10	100	70	10.05	10.05	-68.59	0.00	1710	13068	113628
9	0.20	100	70	10.05	10.05	-66.16	0.00	1649	12605	109602
10	0.30	100	70	10.05	10.05	-63.72	0.00	1589	12140	105557
11	0.40	100	70	10.05	10.05	-61.27	0.00	1528	11673	101500
12	0.50	100	70	10.05	10.05	-58.82	0.00	1466	11206	97437
13	0.60	100	70	10.05	10.05	-56.36	0.00	1405	10739	93375
14	0.70	100	70	10.05	10.05	-53.92	0.00	1344	10272	89320
15	0.80	100	70	10.05	10.05	-51.48	0.00	1283	9807	85277
16	0.90	100	70	10.05	10.05	-49.05	0.00	1223	9345	81253
17	1.00	100	70	10.05	10.05	-46.63	0.00	1163	8885	77255
18	1.10	100	70	10.05	10.05	-44.24	0.00	1103	8429	73289
19	1.20	100	70	10.05	10.05	-41.87	0.00	1044	7977	69360
20	1.30	100	70	10.05	10.05	-39.52	0.00	985	7530	65476
21	1.40	100	70	10.05	10.05	-37.21	0.00	928	7089	61641
22	1.50	100	70	10.05	10.05	-34.93	0.00	871	6655	57864
23	1.60	100	70	10.05	10.05	-32.69	0.00	815	6228	54149
24	1.70	100	70	10.05	10.05	-30.49	0.00	760	5808	50504
25	1.80	100	70	10.05	10.05	-28.33	0.00	706	5398	46934
26	1.90	100	70	10.05	10.05	-26.23	0.00	654	4997	43445
27	2.00	100	70	10.05	10.05	-24.17	0.00	603	4605	40045
28	2.10	100	70	10.05	10.05	-22.18	0.00	553	4225	36738
29	2.20	100	70	10.05	10.05	-20.24	0.00	505	3856	33532
30	2.30	100	70	10.05	10.05	-18.37	0.00	458	3500	30433
31	2.40	100	70	10.05	10.05	-16.57	0.00	413	3157	27446
32	2.50	100	70	10.05	10.05	-14.84	0.00	370	2827	24579
33	2.60	100	70	10.05	10.05	-13.18	0.00	329	2511	21837
34	2.70	100	70	10.05	10.05	-11.61	0.00	289	2211	19227
35	2.80	100	70	10.05	10.05	-10.11	0.00	252	1927	16754
36	2.90	100	70	10.05	10.05	-8.71	0.00	217	1659	14426
37	3.00	100	70	10.05	10.05	-7.39	0.00	184	1409	12248
38	3.10	100	70	10.05	10.05	-6.17	0.00	154	1176	10226
39	3.20	100	70	10.05	10.05	-5.05	0.00	126	962	8367
40	3.30	100	70	10.05	10.05	-4.03	0.00	101	768	6678
41	3.40	100	70	10.05	10.05	-3.12	0.00	78	594	5164
42	3.50	100	70	10.05	10.05	-2.31	0.00	58	441	3831
43	3.60	100	70	10.05	10.05	-1.62	0.00	40	309	2687
44	3.70	100	70	10.05	10.05	-1.05	0.00	26	200	1736
45	3.80	100	70	10.05	10.05	-0.60	0.00	15	113	986
46	3.90	100	70	10.05	10.05	-0.27	0.00	7	51	442
47	4.00	100	70	10.05	10.05	-0.07	0.00	2	13	112
48	4.10	100	70	10.05	10.05	0.00	0.00	0	0	0

Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n° indice sezione
Y ordinata sezione espressa in [m]
B larghezza sezione espressa in [cm]
H altezza sezione espressa in [cm]
Afi area ferri zona tesa espressa in [cmq]
Aeff area efficace espressa in [cmq]
M momento agente espressa in [kNm]
Mpf momento di formazione/apertura fessure espressa in [kNm]
 ε deformazione espressa in %
Sm spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLER

Paramento

Combinazione n° 10 - SLER

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	0.00	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000
2	-0.10	100	70	10.05	1450.00	0.01	276.05	0.000000	0.00	0.000
3	-0.20	100	70	10.05	1450.00	0.03	276.26	0.000000	0.00	0.000
4	-0.30	100	70	10.05	1450.00	0.08	276.48	0.000000	0.00	0.000
5	-0.40	100	70	10.05	1450.00	0.16	276.67	0.000000	0.00	0.000
6	-0.50	100	70	10.05	1450.00	0.28	276.88	0.000000	0.00	0.000
7	-0.60	100	70	10.05	1450.00	0.43	277.09	0.000000	0.00	0.000
8	-0.70	100	70	10.05	1450.00	0.64	277.29	0.000000	0.00	0.000
9	-0.80	100	70	10.05	1450.00	0.89	277.51	0.000000	0.00	0.000
10	-0.90	100	70	10.05	1450.00	1.19	277.72	0.000000	0.00	0.000
11	-1.00	100	70	10.05	1450.00	1.56	277.94	0.000000	0.00	0.000
12	-1.09	100	70	10.05	1450.00	2.00	278.14	0.000000	0.00	0.000
13	-1.19	100	70	10.05	1450.00	2.51	278.34	0.000000	0.00	0.000
14	-1.29	100	70	10.05	1450.00	3.09	278.54	0.000000	0.00	0.000
15	-1.39	100	70	10.05	1450.00	3.76	278.75	0.000000	0.00	0.000
16	-1.49	100	70	10.05	1450.00	4.52	278.97	0.000000	0.00	0.000
17	-1.59	100	70	10.05	1450.00	5.37	279.17	0.000000	0.00	0.000
18	-1.69	100	70	10.05	1450.00	6.32	279.39	0.000000	0.00	0.000
19	-1.79	100	70	10.05	1450.00	7.37	279.58	0.000000	0.00	0.000
20	-1.89	100	70	10.05	1450.00	8.53	279.81	0.000000	0.00	0.000
21	-1.99	100	70	10.05	1450.00	9.81	280.01	0.000000	0.00	0.000
22	-2.09	100	70	10.05	1450.00	11.21	280.22	0.000000	0.00	0.000
23	-2.19	100	70	10.05	1450.00	12.73	280.43	0.000000	0.00	0.000
24	-2.29	100	70	10.05	1450.00	14.39	280.63	0.000000	0.00	0.000
25	-2.39	100	70	10.05	1450.00	16.18	280.84	0.000000	0.00	0.000
26	-2.49	100	70	10.05	1450.00	18.11	281.05	0.000000	0.00	0.000
27	-2.59	100	70	10.05	1450.00	20.19	281.25	0.000000	0.00	0.000
28	-2.69	100	70	10.05	1450.00	22.42	281.47	0.000000	0.00	0.000
29	-2.79	100	70	10.05	1450.00	24.81	281.68	0.000000	0.00	0.000
30	-2.89	100	70	10.05	1450.00	27.36	281.88	0.000000	0.00	0.000
31	-2.99	100	70	10.05	1450.00	30.08	282.09	0.000000	0.00	0.000
32	-3.08	100	70	10.05	1450.00	32.97	282.30	0.000000	0.00	0.000
33	-3.18	100	70	10.05	1450.00	36.05	282.50	0.000000	0.00	0.000
34	-3.28	100	70	10.05	1450.00	39.30	282.71	0.000000	0.00	0.000
35	-3.38	100	70	10.05	1450.00	42.75	282.92	0.000000	0.00	0.000
36	-3.48	100	70	10.05	1450.00	46.39	283.13	0.000000	0.00	0.000
37	-3.58	100	70	10.05	1450.00	50.23	283.34	0.000000	0.00	0.000
38	-3.68	100	70	10.05	1450.00	54.28	283.55	0.000000	0.00	0.000
39	-3.78	100	70	10.05	1450.00	58.54	283.75	0.000000	0.00	0.000
40	-3.88	100	70	10.05	1450.00	63.02	283.96	0.000000	0.00	0.000
41	-3.98	100	70	10.05	1450.00	67.71	284.17	0.000000	0.00	0.000
42	-4.07	100	70	10.05	1450.00	72.64	284.38	0.000000	0.00	0.000

Fondazione

Combinazione n° 10 - SLER

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	-1.10	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000
2	-1.02	100	70	10.05	1450.00	0.30	275.85	0.000000	0.00	0.000
3	-0.94	100	70	10.05	1450.00	1.18	275.85	0.000000	0.00	0.000
4	-0.86	100	70	10.05	1450.00	2.65	275.85	0.000000	0.00	0.000
5	-0.78	100	70	10.05	1450.00	4.71	275.85	0.000000	0.00	0.000
6	-0.70	100	70	10.05	1450.00	7.34	275.85	0.000000	0.00	0.000
7	0.00	100	70	10.05	1450.00	-83.03	-275.85	0.000000	0.00	0.000
8	0.10	100	70	10.05	1450.00	-80.12	-275.85	0.000000	0.00	0.000
9	0.20	100	70	10.05	1450.00	-77.20	-275.85	0.000000	0.00	0.000
10	0.30	100	70	10.05	1450.00	-74.27	-275.85	0.000000	0.00	0.000
11	0.40	100	70	10.05	1450.00	-71.34	-275.85	0.000000	0.00	0.000
12	0.50	100	70	10.05	1450.00	-68.42	-275.85	0.000000	0.00	0.000
13	0.60	100	70	10.05	1450.00	-65.50	-275.85	0.000000	0.00	0.000
14	0.70	100	70	10.05	1450.00	-62.60	-275.85	0.000000	0.00	0.000
15	0.80	100	70	10.05	1450.00	-59.71	-275.85	0.000000	0.00	0.000
16	0.90	100	70	10.05	1450.00	-56.84	-275.85	0.000000	0.00	0.000
17	1.00	100	70	10.05	1450.00	-54.00	-275.85	0.000000	0.00	0.000

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
18	1.10	100	70	10.05	1450.00	-51.18	-275.85	0.000000	0.00	0.000
19	1.20	100	70	10.05	1450.00	-48.40	-275.85	0.000000	0.00	0.000
20	1.30	100	70	10.05	1450.00	-45.65	-275.85	0.000000	0.00	0.000
21	1.40	100	70	10.05	1450.00	-42.94	-275.85	0.000000	0.00	0.000
22	1.50	100	70	10.05	1450.00	-40.28	-275.85	0.000000	0.00	0.000
23	1.60	100	70	10.05	1450.00	-37.66	-275.85	0.000000	0.00	0.000
24	1.70	100	70	10.05	1450.00	-35.10	-275.85	0.000000	0.00	0.000
25	1.80	100	70	10.05	1450.00	-32.60	-275.85	0.000000	0.00	0.000
26	1.90	100	70	10.05	1450.00	-30.15	-275.85	0.000000	0.00	0.000
27	2.00	100	70	10.05	1450.00	-27.77	-275.85	0.000000	0.00	0.000
28	2.10	100	70	10.05	1450.00	-25.46	-275.85	0.000000	0.00	0.000
29	2.20	100	70	10.05	1450.00	-23.23	-275.85	0.000000	0.00	0.000
30	2.30	100	70	10.05	1450.00	-21.07	-275.85	0.000000	0.00	0.000
31	2.40	100	70	10.05	1450.00	-18.99	-275.85	0.000000	0.00	0.000
32	2.50	100	70	10.05	1450.00	-16.99	-275.85	0.000000	0.00	0.000
33	2.60	100	70	10.05	1450.00	-15.09	-275.85	0.000000	0.00	0.000
34	2.70	100	70	10.05	1450.00	-13.28	-275.85	0.000000	0.00	0.000
35	2.80	100	70	10.05	1450.00	-11.56	-275.85	0.000000	0.00	0.000
36	2.90	100	70	10.05	1450.00	-9.95	-275.85	0.000000	0.00	0.000
37	3.00	100	70	10.05	1450.00	-8.44	-275.85	0.000000	0.00	0.000
38	3.10	100	70	10.05	1450.00	-7.04	-275.85	0.000000	0.00	0.000
39	3.20	100	70	10.05	1450.00	-5.76	-275.85	0.000000	0.00	0.000
40	3.30	100	70	10.05	1450.00	-4.60	-275.85	0.000000	0.00	0.000
41	3.40	100	70	10.05	1450.00	-3.55	-275.85	0.000000	0.00	0.000
42	3.50	100	70	10.05	1450.00	-2.63	-275.85	0.000000	0.00	0.000
43	3.60	100	70	10.05	1450.00	-1.85	-275.85	0.000000	0.00	0.000
44	3.70	100	70	10.05	1450.00	-1.19	-275.85	0.000000	0.00	0.000
45	3.80	100	70	10.05	1450.00	-0.68	-275.85	0.000000	0.00	0.000
46	3.90	100	70	10.05	1450.00	-0.30	-275.85	0.000000	0.00	0.000
47	4.00	100	70	10.05	1450.00	-0.08	-275.85	0.000000	0.00	0.000
48	4.10	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000

Combinazioni SLEF

Paramento

Combinazione n° 11 - SLEF

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	0.00	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000
2	-0.10	100	70	10.05	1450.00	0.00	276.05	0.000000	0.00	0.000
3	-0.20	100	70	10.05	1450.00	0.02	276.26	0.000000	0.00	0.000
4	-0.30	100	70	10.05	1450.00	0.05	276.48	0.000000	0.00	0.000
5	-0.40	100	70	10.05	1450.00	0.10	276.68	0.000000	0.00	0.000
6	-0.50	100	70	10.05	1450.00	0.18	276.89	0.000000	0.00	0.000
7	-0.60	100	70	10.05	1450.00	0.29	277.10	0.000000	0.00	0.000
8	-0.70	100	70	10.05	1450.00	0.44	277.31	0.000000	0.00	0.000
9	-0.80	100	70	10.05	1450.00	0.63	277.52	0.000000	0.00	0.000
10	-0.90	100	70	10.05	1450.00	0.87	277.72	0.000000	0.00	0.000
11	-1.00	100	70	10.05	1450.00	1.16	277.93	0.000000	0.00	0.000
12	-1.09	100	70	10.05	1450.00	1.51	278.13	0.000000	0.00	0.000
13	-1.19	100	70	10.05	1450.00	1.93	278.34	0.000000	0.00	0.000
14	-1.29	100	70	10.05	1450.00	2.41	278.55	0.000000	0.00	0.000
15	-1.39	100	70	10.05	1450.00	2.97	278.77	0.000000	0.00	0.000
16	-1.49	100	70	10.05	1450.00	3.61	278.97	0.000000	0.00	0.000
17	-1.59	100	70	10.05	1450.00	4.34	279.18	0.000000	0.00	0.000
18	-1.69	100	70	10.05	1450.00	5.15	279.38	0.000000	0.00	0.000
19	-1.79	100	70	10.05	1450.00	6.07	279.59	0.000000	0.00	0.000
20	-1.89	100	70	10.05	1450.00	7.08	279.80	0.000000	0.00	0.000
21	-1.99	100	70	10.05	1450.00	8.20	280.01	0.000000	0.00	0.000
22	-2.09	100	70	10.05	1450.00	9.43	280.21	0.000000	0.00	0.000
23	-2.19	100	70	10.05	1450.00	10.78	280.43	0.000000	0.00	0.000
24	-2.29	100	70	10.05	1450.00	12.26	280.64	0.000000	0.00	0.000
25	-2.39	100	70	10.05	1450.00	13.86	280.84	0.000000	0.00	0.000
26	-2.49	100	70	10.05	1450.00	15.59	281.05	0.000000	0.00	0.000
27	-2.59	100	70	10.05	1450.00	17.47	281.25	0.000000	0.00	0.000
28	-2.69	100	70	10.05	1450.00	19.48	281.47	0.000000	0.00	0.000
29	-2.79	100	70	10.05	1450.00	21.65	281.68	0.000000	0.00	0.000
30	-2.89	100	70	10.05	1450.00	23.97	281.88	0.000000	0.00	0.000
31	-2.99	100	70	10.05	1450.00	26.46	282.08	0.000000	0.00	0.000
32	-3.08	100	70	10.05	1450.00	29.11	282.30	0.000000	0.00	0.000
33	-3.18	100	70	10.05	1450.00	31.92	282.52	0.000000	0.00	0.000
34	-3.28	100	70	10.05	1450.00	34.92	282.71	0.000000	0.00	0.000
35	-3.38	100	70	10.05	1450.00	38.10	282.92	0.000000	0.00	0.000
36	-3.48	100	70	10.05	1450.00	41.46	283.13	0.000000	0.00	0.000
37	-3.58	100	70	10.05	1450.00	45.02	283.34	0.000000	0.00	0.000
38	-3.68	100	70	10.05	1450.00	48.77	283.54	0.000000	0.00	0.000

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
39	-3.78	100	70	10.05	1450.00	52.73	283.76	0.000000	0.00	0.000
40	-3.88	100	70	10.05	1450.00	56.89	283.96	0.000000	0.00	0.000
41	-3.98	100	70	10.05	1450.00	61.27	284.17	0.000000	0.00	0.000
42	-4.07	100	70	10.05	1450.00	65.87	284.38	0.000000	0.00	0.000

Fondazione

Combinazione n° 11 - SLEF

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	-1.10	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000
2	-1.02	100	70	10.05	1450.00	0.29	275.85	0.000000	0.00	0.000
3	-0.94	100	70	10.05	1450.00	1.14	275.85	0.000000	0.00	0.000
4	-0.86	100	70	10.05	1450.00	2.57	275.85	0.000000	0.00	0.000
5	-0.78	100	70	10.05	1450.00	4.56	275.85	0.000000	0.00	0.000
6	-0.70	100	70	10.05	1450.00	7.12	275.85	0.000000	0.00	0.000
7	0.00	100	70	10.05	1450.00	-75.77	-275.85	0.000000	0.00	0.000
8	0.10	100	70	10.05	1450.00	-73.16	-275.85	0.000000	0.00	0.000
9	0.20	100	70	10.05	1450.00	-70.53	-275.85	0.000000	0.00	0.000
10	0.30	100	70	10.05	1450.00	-67.90	-275.85	0.000000	0.00	0.000
11	0.40	100	70	10.05	1450.00	-65.26	-275.85	0.000000	0.00	0.000
12	0.50	100	70	10.05	1450.00	-62.62	-275.85	0.000000	0.00	0.000
13	0.60	100	70	10.05	1450.00	-59.98	-275.85	0.000000	0.00	0.000
14	0.70	100	70	10.05	1450.00	-57.35	-275.85	0.000000	0.00	0.000
15	0.80	100	70	10.05	1450.00	-54.73	-275.85	0.000000	0.00	0.000
16	0.90	100	70	10.05	1450.00	-52.13	-275.85	0.000000	0.00	0.000
17	1.00	100	70	10.05	1450.00	-49.55	-275.85	0.000000	0.00	0.000
18	1.10	100	70	10.05	1450.00	-46.98	-275.85	0.000000	0.00	0.000
19	1.20	100	70	10.05	1450.00	-44.45	-275.85	0.000000	0.00	0.000
20	1.30	100	70	10.05	1450.00	-41.95	-275.85	0.000000	0.00	0.000
21	1.40	100	70	10.05	1450.00	-39.48	-275.85	0.000000	0.00	0.000
22	1.50	100	70	10.05	1450.00	-37.04	-275.85	0.000000	0.00	0.000
23	1.60	100	70	10.05	1450.00	-34.65	-275.85	0.000000	0.00	0.000
24	1.70	100	70	10.05	1450.00	-32.31	-275.85	0.000000	0.00	0.000
25	1.80	100	70	10.05	1450.00	-30.02	-275.85	0.000000	0.00	0.000
26	1.90	100	70	10.05	1450.00	-27.78	-275.85	0.000000	0.00	0.000
27	2.00	100	70	10.05	1450.00	-25.59	-275.85	0.000000	0.00	0.000
28	2.10	100	70	10.05	1450.00	-23.47	-275.85	0.000000	0.00	0.000
29	2.20	100	70	10.05	1450.00	-21.42	-275.85	0.000000	0.00	0.000
30	2.30	100	70	10.05	1450.00	-19.43	-275.85	0.000000	0.00	0.000
31	2.40	100	70	10.05	1450.00	-17.52	-275.85	0.000000	0.00	0.000
32	2.50	100	70	10.05	1450.00	-15.69	-275.85	0.000000	0.00	0.000
33	2.60	100	70	10.05	1450.00	-13.93	-275.85	0.000000	0.00	0.000
34	2.70	100	70	10.05	1450.00	-12.26	-275.85	0.000000	0.00	0.000
35	2.80	100	70	10.05	1450.00	-10.68	-275.85	0.000000	0.00	0.000
36	2.90	100	70	10.05	1450.00	-9.20	-275.85	0.000000	0.00	0.000
37	3.00	100	70	10.05	1450.00	-7.81	-275.85	0.000000	0.00	0.000
38	3.10	100	70	10.05	1450.00	-6.52	-275.85	0.000000	0.00	0.000
39	3.20	100	70	10.05	1450.00	-5.33	-275.85	0.000000	0.00	0.000
40	3.30	100	70	10.05	1450.00	-4.25	-275.85	0.000000	0.00	0.000
41	3.40	100	70	10.05	1450.00	-3.29	-275.85	0.000000	0.00	0.000
42	3.50	100	70	10.05	1450.00	-2.44	-275.85	0.000000	0.00	0.000
43	3.60	100	70	10.05	1450.00	-1.71	-275.85	0.000000	0.00	0.000
44	3.70	100	70	10.05	1450.00	-1.10	-275.85	0.000000	0.00	0.000
45	3.80	100	70	10.05	1450.00	-0.63	-275.85	0.000000	0.00	0.000
46	3.90	100	70	10.05	1450.00	-0.28	-275.85	0.000000	0.00	0.000
47	4.00	100	70	10.05	1450.00	-0.07	-275.85	0.000000	0.00	0.000
48	4.10	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000

Combinazioni SLEQ

Paramento

Combinazione n° 12 - SLEQ

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	0.00	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000
2	-0.10	100	70	10.05	1450.00	0.00	276.05	0.000000	0.00	0.000
3	-0.20	100	70	10.05	1450.00	0.01	276.26	0.000000	0.00	0.000
4	-0.30	100	70	10.05	1450.00	0.02	276.47	0.000000	0.00	0.000
5	-0.40	100	70	10.05	1450.00	0.06	276.68	0.000000	0.00	0.000

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
6	-0.50	100	70	10.05	1450.00	0.11	276.89	0.000000	0.00	0.000
7	-0.60	100	70	10.05	1450.00	0.19	277.10	0.000000	0.00	0.000
8	-0.70	100	70	10.05	1450.00	0.31	277.31	0.000000	0.00	0.000
9	-0.80	100	70	10.05	1450.00	0.46	277.52	0.000000	0.00	0.000
10	-0.90	100	70	10.05	1450.00	0.65	277.71	0.000000	0.00	0.000
11	-1.00	100	70	10.05	1450.00	0.89	277.93	0.000000	0.00	0.000
12	-1.09	100	70	10.05	1450.00	1.19	278.13	0.000000	0.00	0.000
13	-1.19	100	70	10.05	1450.00	1.54	278.34	0.000000	0.00	0.000
14	-1.29	100	70	10.05	1450.00	1.96	278.56	0.000000	0.00	0.000
15	-1.39	100	70	10.05	1450.00	2.45	278.76	0.000000	0.00	0.000
16	-1.49	100	70	10.05	1450.00	3.01	278.97	0.000000	0.00	0.000
17	-1.59	100	70	10.05	1450.00	3.65	279.18	0.000000	0.00	0.000
18	-1.69	100	70	10.05	1450.00	4.38	279.39	0.000000	0.00	0.000
19	-1.79	100	70	10.05	1450.00	5.20	279.59	0.000000	0.00	0.000
20	-1.89	100	70	10.05	1450.00	6.11	279.80	0.000000	0.00	0.000
21	-1.99	100	70	10.05	1450.00	7.13	280.01	0.000000	0.00	0.000
22	-2.09	100	70	10.05	1450.00	8.25	280.22	0.000000	0.00	0.000
23	-2.19	100	70	10.05	1450.00	9.48	280.43	0.000000	0.00	0.000
24	-2.29	100	70	10.05	1450.00	10.84	280.64	0.000000	0.00	0.000
25	-2.39	100	70	10.05	1450.00	12.31	280.85	0.000000	0.00	0.000
26	-2.49	100	70	10.05	1450.00	13.91	281.05	0.000000	0.00	0.000
27	-2.59	100	70	10.05	1450.00	15.65	281.26	0.000000	0.00	0.000
28	-2.69	100	70	10.05	1450.00	17.53	281.47	0.000000	0.00	0.000
29	-2.79	100	70	10.05	1450.00	19.55	281.67	0.000000	0.00	0.000
30	-2.89	100	70	10.05	1450.00	21.72	281.88	0.000000	0.00	0.000
31	-2.99	100	70	10.05	1450.00	24.04	282.08	0.000000	0.00	0.000
32	-3.08	100	70	10.05	1450.00	26.53	282.31	0.000000	0.00	0.000
33	-3.18	100	70	10.05	1450.00	29.18	282.51	0.000000	0.00	0.000
34	-3.28	100	70	10.05	1450.00	32.00	282.72	0.000000	0.00	0.000
35	-3.38	100	70	10.05	1450.00	35.00	282.92	0.000000	0.00	0.000
36	-3.48	100	70	10.05	1450.00	38.17	283.13	0.000000	0.00	0.000
37	-3.58	100	70	10.05	1450.00	41.54	283.34	0.000000	0.00	0.000
38	-3.68	100	70	10.05	1450.00	45.10	283.55	0.000000	0.00	0.000
39	-3.78	100	70	10.05	1450.00	48.85	283.76	0.000000	0.00	0.000
40	-3.88	100	70	10.05	1450.00	52.81	283.96	0.000000	0.00	0.000
41	-3.98	100	70	10.05	1450.00	56.98	284.17	0.000000	0.00	0.000
42	-4.07	100	70	10.05	1450.00	61.36	284.39	0.000000	0.00	0.000

Fondazione

Combinazione n° 12 - SLEQ

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	-1.10	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000
2	-1.02	100	70	10.05	1450.00	0.28	275.85	0.000000	0.00	0.000
3	-0.94	100	70	10.05	1450.00	1.12	275.85	0.000000	0.00	0.000
4	-0.86	100	70	10.05	1450.00	2.51	275.85	0.000000	0.00	0.000
5	-0.78	100	70	10.05	1450.00	4.47	275.85	0.000000	0.00	0.000
6	-0.70	100	70	10.05	1450.00	6.97	275.85	0.000000	0.00	0.000
7	0.00	100	70	10.05	1450.00	-71.01	-275.85	0.000000	0.00	0.000
8	0.10	100	70	10.05	1450.00	-68.59	-275.85	0.000000	0.00	0.000
9	0.20	100	70	10.05	1450.00	-66.16	-275.85	0.000000	0.00	0.000
10	0.30	100	70	10.05	1450.00	-63.72	-275.85	0.000000	0.00	0.000
11	0.40	100	70	10.05	1450.00	-61.27	-275.85	0.000000	0.00	0.000
12	0.50	100	70	10.05	1450.00	-58.82	-275.85	0.000000	0.00	0.000
13	0.60	100	70	10.05	1450.00	-56.36	-275.85	0.000000	0.00	0.000
14	0.70	100	70	10.05	1450.00	-53.92	-275.85	0.000000	0.00	0.000
15	0.80	100	70	10.05	1450.00	-51.48	-275.85	0.000000	0.00	0.000
16	0.90	100	70	10.05	1450.00	-49.05	-275.85	0.000000	0.00	0.000
17	1.00	100	70	10.05	1450.00	-46.63	-275.85	0.000000	0.00	0.000
18	1.10	100	70	10.05	1450.00	-44.24	-275.85	0.000000	0.00	0.000
19	1.20	100	70	10.05	1450.00	-41.87	-275.85	0.000000	0.00	0.000
20	1.30	100	70	10.05	1450.00	-39.52	-275.85	0.000000	0.00	0.000
21	1.40	100	70	10.05	1450.00	-37.21	-275.85	0.000000	0.00	0.000
22	1.50	100	70	10.05	1450.00	-34.93	-275.85	0.000000	0.00	0.000
23	1.60	100	70	10.05	1450.00	-32.69	-275.85	0.000000	0.00	0.000
24	1.70	100	70	10.05	1450.00	-30.49	-275.85	0.000000	0.00	0.000
25	1.80	100	70	10.05	1450.00	-28.33	-275.85	0.000000	0.00	0.000
26	1.90	100	70	10.05	1450.00	-26.23	-275.85	0.000000	0.00	0.000
27	2.00	100	70	10.05	1450.00	-24.17	-275.85	0.000000	0.00	0.000
28	2.10	100	70	10.05	1450.00	-22.18	-275.85	0.000000	0.00	0.000
29	2.20	100	70	10.05	1450.00	-20.24	-275.85	0.000000	0.00	0.000
30	2.30	100	70	10.05	1450.00	-18.37	-275.85	0.000000	0.00	0.000
31	2.40	100	70	10.05	1450.00	-16.57	-275.85	0.000000	0.00	0.000
32	2.50	100	70	10.05	1450.00	-14.84	-275.85	0.000000	0.00	0.000
33	2.60	100	70	10.05	1450.00	-13.18	-275.85	0.000000	0.00	0.000
34	2.70	100	70	10.05	1450.00	-11.61	-275.85	0.000000	0.00	0.000
35	2.80	100	70	10.05	1450.00	-10.11	-275.85	0.000000	0.00	0.000
36	2.90	100	70	10.05	1450.00	-8.71	-275.85	0.000000	0.00	0.000

n°	Y [m]	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
37	3.00	100	70	10.05	1450.00	-7.39	-275.85	0.000000	0.00	0.000
38	3.10	100	70	10.05	1450.00	-6.17	-275.85	0.000000	0.00	0.000
39	3.20	100	70	10.05	1450.00	-5.05	-275.85	0.000000	0.00	0.000
40	3.30	100	70	10.05	1450.00	-4.03	-275.85	0.000000	0.00	0.000
41	3.40	100	70	10.05	1450.00	-3.12	-275.85	0.000000	0.00	0.000
42	3.50	100	70	10.05	1450.00	-2.31	-275.85	0.000000	0.00	0.000
43	3.60	100	70	10.05	1450.00	-1.62	-275.85	0.000000	0.00	0.000
44	3.70	100	70	10.05	1450.00	-1.05	-275.85	0.000000	0.00	0.000
45	3.80	100	70	10.05	1450.00	-0.60	-275.85	0.000000	0.00	0.000
46	3.90	100	70	10.05	1450.00	-0.27	-275.85	0.000000	0.00	0.000
47	4.00	100	70	10.05	1450.00	-0.07	-275.85	0.000000	0.00	0.000
48	4.10	100	70	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000

11.4.2 Incidenza armature

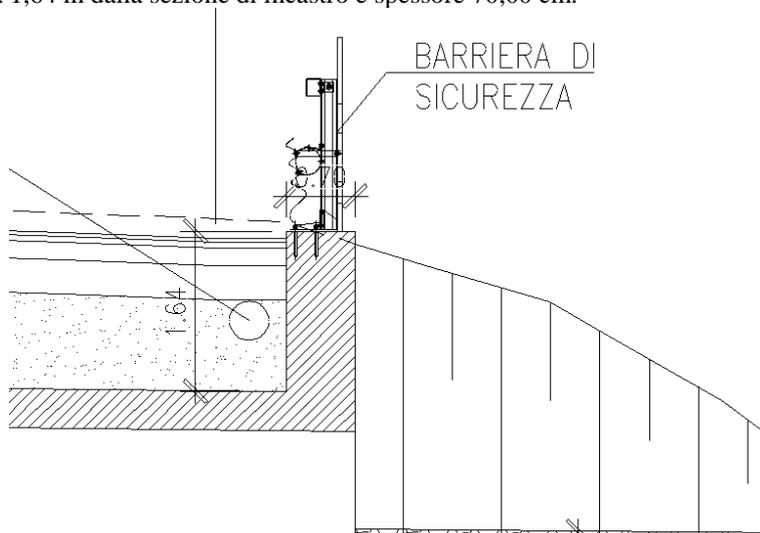
INCIDENZA (Kg/m ³)	
Fondazione	50
Paramento	50

ARMATURA MURO	
Fondazione	Ø16/20 Lato Monte Ø16/20 Lato Valle
Paramento	Ø16/20 Lato Monte Ø16/20 Lato Valle 9 Φ8/mq

12 MURETTO PORTA BARRIERA

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

Il muro ha altezza pari a 1,64 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.

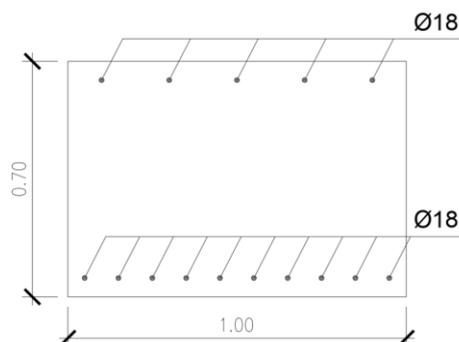
La forza di collisione è applicata sulla barriera a 1,25m al di sopra della superficie di marcia, pertanto il muretto verrà schematizzato come una mensola alla cui estremità sarà applicata la forza d’urto e il momento di trasporto della stessa.

La larghezza di diffusione del carico è determinata considerando una distribuzione a 45° dal punto di applicazione della forza rispetto all'incastro pertanto avendo $h=1.64$ m da cui risulta una larghezza di diffusione pari a 2.8 m e di conseguenza una forza applicata alla sezione in oggetto pari a $500/2.8 = 179$ kN/m. Il momento generato dalla forza d'urto in testa al muretto è pari a $M_u = 500$ kN * $1,25$ m / 2.8 m = 223 kNm/m

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

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

Si riportano le sollecitazioni di verifica:



Parametri Generali		
H	1.64	m
γ	19.00	kN/mc
Φ	23.33	
K_0	0.60	

Azioni Spinta Statica		
S	15.43	kN
br	0.55	m
M_S	8.44	kNm
V_S	15.43	kN

Azioni Spinta Wood		
ag/g	0.199	
S_s	1.195	
S_t	1.000	
β_m	1.000	
α	0.238	
ΔS	12.15	kN
br	0.82	m
$M_{\Delta S}$	9.96	kNm
$V_{\Delta S}$	12.15	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	32.80	kN
br	0.82	m
M_q	26.90	kNm
V_q	32.80	kN

Azioni di Progetto		
$M_{SLU/SLV}$	551.40	kNm
$V_{SLU/SLV}$	226.80	kN
$M_{SLE,RA}$	35.33	kNm
$V_{SLE,RA}$	48.23	kN
$M_{SLE,FR}$	28.61	kNm
$V_{SLE,FR}$	40.03	kN
$M_{SLE,QP}$	8.44	kNm
$V_{SLE,QP}$	15.43	kN

M_{SLU}	53.00	kNm
M_{ECC}	551.40	kNm
M_{SLV}	18.40	kNm
V_{SLU}	72.35	kN
V_{ECC}	226.80	kN
V_{SLV}	27.58	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	551.4	φ16/20	1005.31	640	608.0	1.10
	Lato Terreno				φ20/20	1570.80			

Verifiche elementi non armati a taglio

Elemento	Geometrie			Armatura long. tesa			Solllecitazioni di Calcolo		TAGLIO RESISTENTE ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO						FS
	b_w (mm)	H (mm)	d (mm)	n	φ (mm)	A_s (mm ²)	V_{ed} (kN)	ρ_t	k	f_{ct} (Mpa)	V_{min}	V_{edmin} (kN)	V_{act} (kN)		
Cordolo	1000	700	640	10	18	2543.4	226.80	0.004	1.56	33.2	0.39	251.24	282.92	1.25	

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}	$\Delta s_{,max}$	w_f	w_l	FS
	[-]	[kN]	[kNm]	mm				mm	[mm]	[mm]	
Quasi permanente	Cordolo	28.7	8.4	150.0	0.02	0.0000	18.0	353.8	0.012	0.200	N.F.
Frequente	Cordolo	28.7	28.6	150.0	0.02	0.0001	18.0	353.8	0.038	0.300	N.F.