

Regione Lombardia
Direzione Generale Infrastrutture e Mobilità



CODICE
COMMESSA

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D.P.R.
207/10

PROGRESSIVO
ELABORATO

CATEGORIA
OPERA

NUMERO
OPERA

REVISIONE

SCALA

L 5 8

D

f

0 0 9

I T

B 1

R 0

===

SARONNO CITY HUB

Progetto Definitivo

OPERA B1 - PERCORSO PEDONALE VIA LUINI/SANTUARIO
RELAZIONE DI CALCOLO

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1				
	0	mag 2023	prima emissione		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
PROCURATORE
Ing. Roberto Riva

Progettista



DOTT. ING.
ERBA LUCA
Sez. A Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 639

Collaborazione

TEKNE

VIA MARTIGNONI, 25 - 20124 MILANO
TEL +39 0269971 - FAX +39 02 6997272
ingegneria@teknespa.it

Lombardi

VIA GIOTTO, 36 - 20125 MILANO
TEL +39 02 28303324 - FAX +39 02 58303190

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

mod. 7.5 03 rev.01

1	INTRODUZIONE	3
2	NORMATIVE E RIFERIMENTI.....	8
2.1	Normative e riferimenti standard	8
2.2	Software di calcolo	9
3	MATERIALI.....	9
3.1	Acciaio per armatura lenta.....	9
3.2	Calcestruzzo per magrone	9
3.3	Calcestruzzo per opere di fondazione e cordoli micropali	10
3.4	Calcestruzzo per elevazioni (muri ed strutture scatolari sottopasso).....	10
3.5	Durabilità	11
3.5.1	Ambiente di riferimento.....	11
3.5.2	Copriferro di progetto.....	11
3.5.3	Limiti fessurativi.....	11
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	13
5	OPERA B1: MURI DI SOSTEGNO.....	14
5.1	Modello di calcolo e software di calcolo	14
5.1.1	Fasi di calcolo.....	14
5.1.2	Calcolo della spinta sul muro	14
5.1.3	Verifica a ribaltamento.....	16
5.1.4	Verifica a scorrimento.....	16
5.1.5	Verifica al carico limite	17
5.1.6	Verifica alla stabilità globale	17
5.1.7	Verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE).....	18
5.2	Carichi di progetto.....	20
5.2.1	Pesi propri strutturali.....	20
5.2.2	Carichi permanenti portati.....	20
5.2.3	Spinta del terreno	20
5.2.4	Spinta per azione sismica.....	20
5.2.5	Carico da vento su recinzione sommitale	20
5.2.6	Carico da traffico (Schema 5).....	22
5.3	Combinazioni di carico	23
5.4	Muro H=7.91 m	25
5.4.1	Geometria	25
5.4.2	Risultati principali	26
5.4.3	Verifica dei principali elementi strutturali	28
5.5	Muro H=5.85 m	37
5.5.1	Geometria	37
5.5.2	Risultati principali	38
5.5.3	Verifica dei principali elementi strutturali	40
5.6	Muro H=3.28 m	49
5.6.1	Geometria	49
5.6.2	Risultati principali	50
5.6.3	Verifica dei principali elementi strutturali	52
6	OPERA B1: STRUTTURA SCATOLARE PER ESTENSIONE GALLERIA ESISTENTE.....	61
6.1	Geometria.....	61
6.2	Modello di calcolo e software di calcolo	61

6.2.1	<i>Interazione terreno-struttura.....</i>	62
6.3	<i>Carichi di progetto.....</i>	64
6.3.1	<i>Pesi propri strutturali.....</i>	64
6.3.2	<i>Carichi permanenti portati.....</i>	64
6.3.3	<i>Spinta del terreno</i>	64
6.3.4	<i>Carico da traffico (Schema 5).....</i>	66
6.3.5	<i>Spinta orizzontale dovuta a carichi accidentali da traffico (schema 5).....</i>	66
6.3.6	<i>Azioni termiche</i>	66
6.3.7	<i>Ritiro.....</i>	66
6.3.8	<i>Spinta terreno per azione sismica.....</i>	67
6.3.9	<i>Forze inerziali dovute al sisma</i>	67
6.4	<i>Combinazioni di carico</i>	70
6.5	<i>Sollecitazioni.....</i>	73
6.6	<i>Verifiche strutturali</i>	78
6.6.1	<i>Armatatura minima</i>	78
6.6.2	<i>Armatatura effettivamente disposta</i>	79
6.6.3	<i>Verifiche a flessione SLU</i>	80
6.6.4	<i>Taglio – SLU.....</i>	85
6.6.5	<i>Verifiche a fessurazione</i>	90

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda l'intervento B1 di realizzazione della passerella Pedonale via Luini/Santuario.

La richiesta della Sovrintendenza è quella di realizzare un'opera sulla quale ricollocare, a termine lavori, gli attuali fregi ed i marmi esistenti sull'imbocco del sottopasso di via 1° Maggio e sul muro che delimita l'attuale sede ferroviaria soprastante.

PROGETTO AREA D'INTERVENTO



AREA COINVOLTA

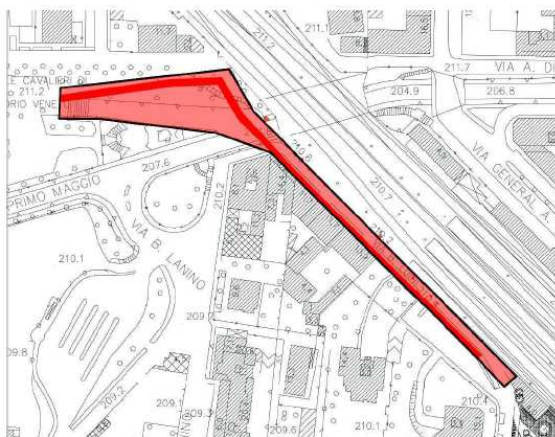


Figura 1-1 Stato di fatto e area coinvolta

Per effettuare l'allargamento della sede in affiancamento al sedime ferroviario e formare la passerella, si realizza un vero e proprio ampliamento dell'imbocco dell'attuale sottopasso esistente, di modo da poter realizzare al di sopra di esso, sul ritombamento in terreno, la passerella ciclo-pedonale, avente la larghezza di 250cm.

La passerella ha quindi una sede promiscua per pedoni e cicilisti.

La pista ciclo-pedonale proviene dalla Stazione verso la via al Santuario mantenendosi sulla destra della attuale sede stradale di via Luini, ed una volta realizzata l'estensione dell'imbocco, prosegue, sempre su terra, delimitata da un muro di sostegno parallelo all'esistente fino a ricongiungersi con l'attuale percorso pedonale sulla via che porta al Santuario.

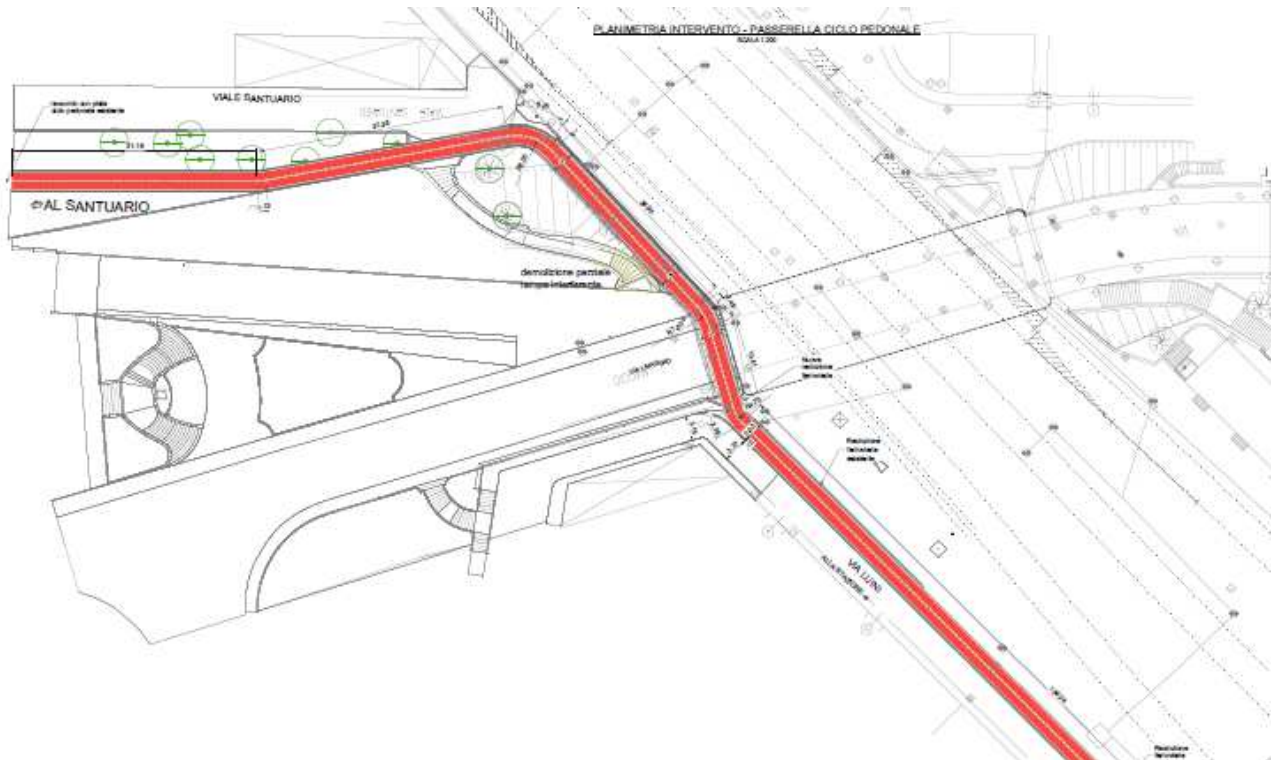


Figura 1-2 Tracciato planimetrico nuova pista ciclo-pedonale su via Luini

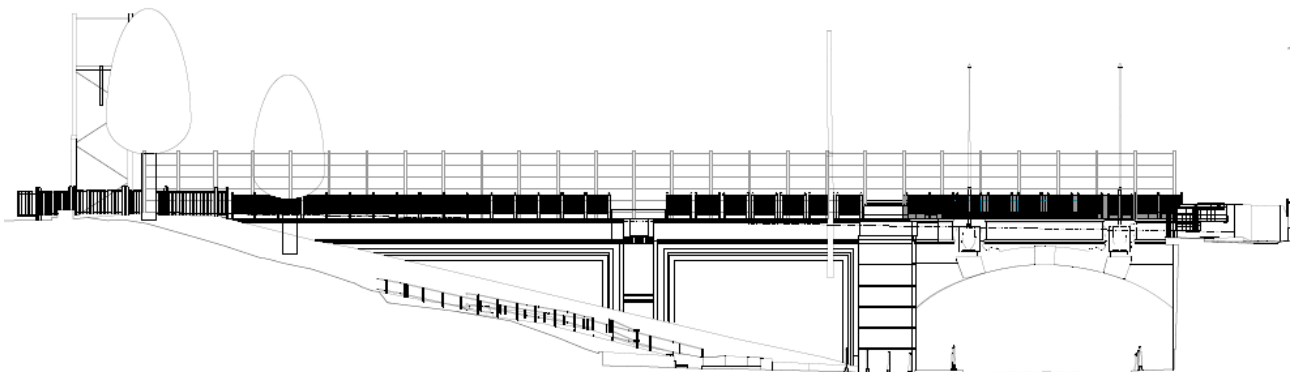
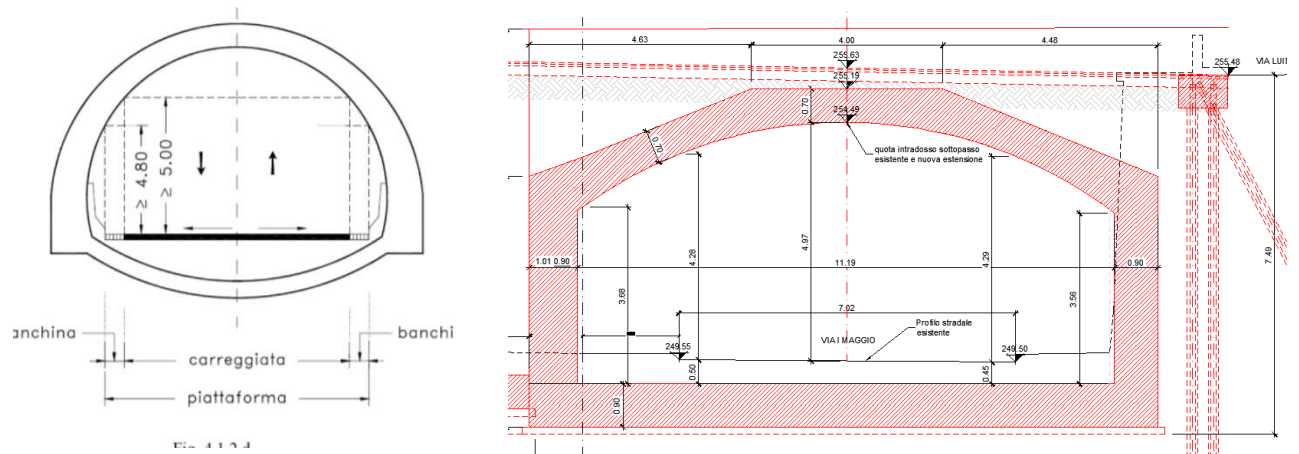


Figura 1-3 Vista di progetto nuovo intervento B1

Resta inteso che per poter ricollocare i fregi attuali, le opere debbano avere le stesse dimensioni di quelle attuali.

Si evidenziano inoltre i seguenti aspetti:

- Dal rilievo esistente, le attuali quote del sottopasso stradale non consentono di avere il franco di 5m tra quota asfalto ed intradosso copertura;



- Sarà necessario rilevare tutte le eventuali interferenze con i sottoservizi in via 1° Maggio, per poter eseguire l'estensione dell'imbocco del sottopasso

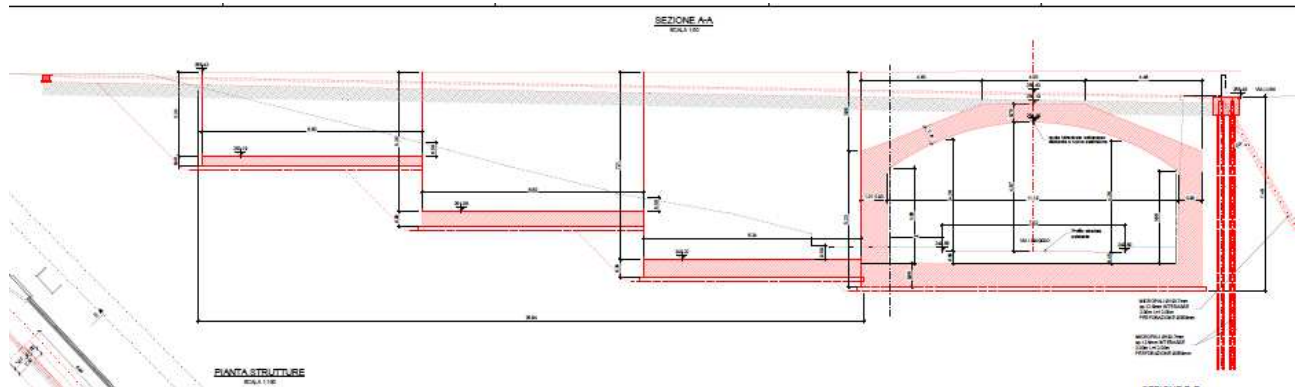


Figura 1-4 Vista di progetto nuovo intervento B1

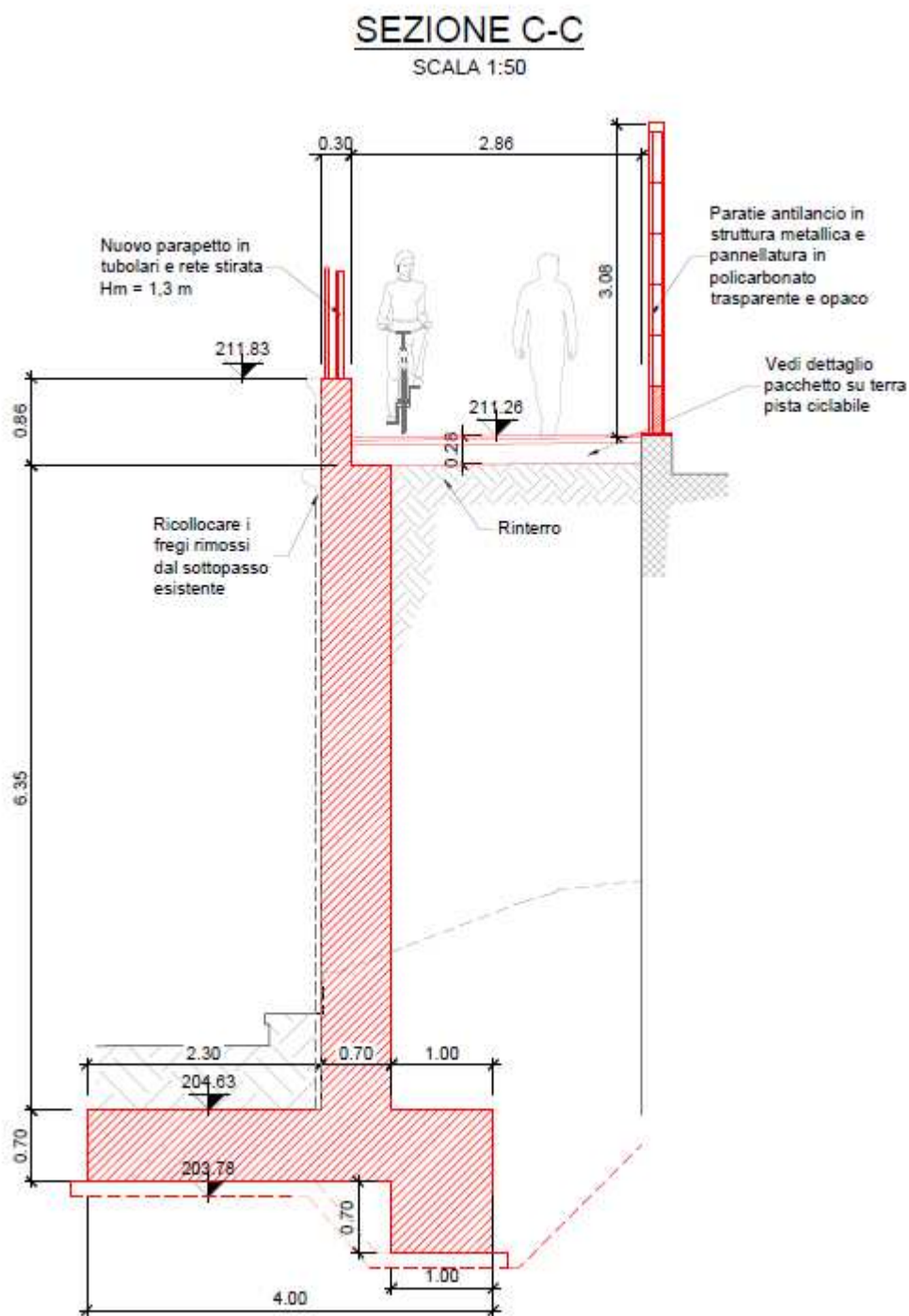


Figura 1-5 Sezione trasversale tipica Muro controterra intervento B1

Le fasi esecutive dell'opera che si intende realizzare sono così riassunte:

- 1) Esecuzione della berlinese di micropali (Microp. Verticali a quindonce doppia fila e micropali inclinati a fungere da tiranti passivi) a tergo del muro del sottopasso esistente, per poter procedere allo scavo per realizzazione del nuovo imbocco;
- 2) Scavi ed esecuzione del sottopasso e dei muri controterra
- 3) Ritombamento a tergo dei muri e sopra la copertura del nuovo sottopasso in allargamento;

- 4) Esecuzione della piattaforma stradale su terra per la pista ciclo-pedonale
- 5) Ricollocazione dei fregi e delle finiture (parapetti, decori, ecc....)

2 NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e riferimenti standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è fatto in accordo alle principali Normative vigenti:

- | | | |
|------|----------------------------|--|
| [1] | Legge 05/11/1971, n.1086 | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2] | Legge 02/02/1974, n.64 | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche |
| [3] | D.M. 17/01/2018 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| [4] | Circ. Min. 21 gennaio 2019 | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018 |
| [5] | UNI EN 1990 | Basis of structural design |
| [6] | UNI EN 1991-1-1:2002 | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads |
| [7] | UNI EN 1991-1-4 | Actions on structures - General actions - Wind actions |
| [8] | UNI EN 1991-1-5 | Actions on structures - General actions - Thermal actions |
| [9] | UNI EN 1992-1-1 | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures |
| [10] | UNI EN 1992-1-2 | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design |
| [11] | UNI EN 1993-1-1 | Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici |
| [12] | UNI EN 1993-1-8 | Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti |
| [13] | UNI EN 1998-1 | Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings |

2.2 Software di calcolo

- | | |
|--|---|
| <p>[1] MIDAS Gen 2021</p> <p>sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea)</p> | <p>Il programma, codice di calcolo ad elementi finiti in campo statico e dinamico lineare/non lineare, consente l'analisi strutturale per fasi con proprietà reologiche non omogenee, la modellazione della precompressione tramite tracciato cavi 3D, il calcolo degli effetti dei carichi mobili tramite linee/superfici d'influenza, l'analisi di tutte le componenti di tensione locale nelle sezioni</p> |
| <p>[2] VCASLU</p> | <p>Programma per la verifica a pressoflessione delle sezioni in c.a. e c.a.p.</p> |
| <p>[3] MAX16</p> | <p>Software per analisi dei muri. sviluppato dalla società ATZEC Informatica</p> |

3 MATERIALI

Si elencano di seguito le caratteristiche dei materiali strutturali previsti per la realizzazione degli elementi strutturali dell'opera.

3.1 Acciaio per armatura lenta

B450C

Classe acciaio	f_{tk}	540 N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450 N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3 N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk}/f_{yk}	≥ 1.15 -
Modulo di elasticità	E_s	210000 N/mm ²

3.2 Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo	C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	15.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45 N/mm ²

3.3 Calcestruzzo per opere di fondazione e cordoli micropali

Classe di resistenza		C25/30	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.90	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.90	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clt di calcolo	f_{bd}	2.69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447	N/mm ²

3.4 Calcestruzzo per elevazioni (muri ed strutture scatolari sottopasso)

Classe di resistenza		C30/37	
Classe di esposizione		XC2	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	30.71	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	38.71	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	17.40	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.06	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.82	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.53	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.37	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.63	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clt di calcolo	f_{bd}	3.09	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33019	N/mm ²

3.5 Durabilità

3.5.1 Ambiente di riferimento

In fase progettuale, si ritiene che le condizioni ambientali alle quali la struttura in esame possa essere sottoposta siano:

- Soletta di fondazione e muri di sostegno **XC2**
- Struttura Scatolare **XC2**

3.5.2 Copriferro di progetto

Si considerano i seguenti valori minimi di copriferro (c_{min}) previsti da norma:

- Solettoni di fondazione, fondazioni armate c_{min} 40 mm
- Opere in elevazione - scatolare c_{min} 40 mm

3.5.3 Limiti fessurativi

Allo stato limite di apertura delle fessure, i limiti fessurativi vengono prescritti nel paragrafo delle NTC 2018.

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata nella seguente tabella:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

In particolare, il valore limite di apertura della fessura calcolato, per la combinazione di azioni prescelta, al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

- w_1 0,2 mm
- w_2 0,3 mm
- w_3 0,4 mm

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto di seguito:

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive

$$\delta_f \leq w_1$$

- per strutture in condizioni ambientali ordinarie

$$\delta_f \leq w_2$$

Tabella 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Calcestruzzo in fondazione:

- classe di esposizione: XC2;
- condizione ambientale: ordinaria.

Calcestruzzo in elevazione:

- classe di esposizione: XC4;
- condizione ambientale: aggressiva.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

I parametri geotecnici assunti nel dimensionamento strutturale delle opere sono quelli di riferimento per l'Opera B4 (non essendoci sondaggi nell'area dell'opera in esame).

Di seguito si riportano i parametri del terreno (desunti dalla "RELAZIONE GEOTECNICA PRELIMINARE, Tecnoin", sondaggio DPSH3).

Strato n.	Profondità (m)	Descrizione stratigrafica	Angolo di attrito terreni granulari (°)	Coesione C (kPa) terreni coesivi
1	Da 0,00 (pc) a -1.6 ÷ -2.5	Asfalto seguito da sabbia con ghiaia (S1, S2) e ghiaia con ciottoli (S3 e S4) con resistenze DPSH molto basse	24° ÷ 30°	non determinabile
2	Da -1.6 ÷ -2.5 a -3.20	S1 e S2= sabbia limosa con ghiaia e ciottoli; S3 e S4 = ghiaia con sabbia e ciottoli	>35°	non determinabile
3	da -3.20 a -20	Alternanza di sabbia limosa a tratti argillosa con ghiaia e ciottoli e ghiaia con sabbia limosa e ciottoli; la densità diminuisce da -15 (S1 e S2)	30° ÷ 35°	non determinabile

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	ϕ'	ϕ	c'	S_u	Modulo Elastico	E_u	E_{vc}	E_{ur}	A_h	A_v	\exp	P_a	R_{ur}/R_{vc}	R_{vc}	K_u	K_{vc}	K_{ur}
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	kPa	kPa			kPa	kPa				kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	Strato 1	19	19	30		0		Constant		15000	24000									
2	Strato 2	20	20	35		0		Constant		28000	44800									
3	Strato 3	20	20	35		0		Constant		35000	56000									

Di seguito si riportano i parametri di resistenza del terreno:

Simbologia

n°	Indice del terreno
Descr	Descrizione terreno
g	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
g_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
f	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
d	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [MPa]
ca	Adesione terra-muro espressa in [MPa]
H	Spessore dello strato espresso in [m]

n°	Descr	H	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
		[m]	[kN/mc]	[kN/mc]	[°]	[°]	[MPa]	[MPa]
1	Terreno ST1	2	19,00	19,00	30.0	20.000	0,000	0,000
2	Terreno ST2	1	20,00	20,00	35.0	20.000	0,000	0,000
3	Terreno ST3	10	20,00	20,00	35.0	20.000	0,000	0,000

5 OPERA B1: MURI DI SOSTEGNO

5.1 Modello di calcolo e software di calcolo

Per l'analisi strutturale dei muri, ci si è avvalsi del Software di calcolo MAX16 della Società ATZEC Informatica.

Le principali opzioni secondo cui il programma opera l'analisi del muro sono le seguenti:

5.1.1 Fasi di calcolo

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali

5.1.2 Calcolo della spinta sul muro

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare, si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

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 r 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 (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. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parte pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $q = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, q assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat} - \gamma_w)) * (k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di q .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{IH} = k_h W \quad F_{IV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

La spinta viene calcolata come **spinta attiva**.

5.1.3 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

5.1.4 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 deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

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

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

5.1.5 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$Q_u = c N_c d_c i_c + q N_q d_q i_q + 0.5 \gamma B N_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione

c coesione del terreno in fondazione;

ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione;

γ peso di volume del terreno in fondazione;

B larghezza della fondazione;

D profondità del piano di posa;

q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I vari fattori che compaiono nella formula sono dati da:

$$A = e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_q = A \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

I fattori d e i che compaiono nella formula sono rispettivamente i fattori di profondità ed i fattori di inclinazione del carico espressi dalle seguenti relazioni:

Fattori di profondità

$$d_q = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \phi = 0$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p} \quad \text{per } \phi > 0$$

Fattori di inclinazione

Indicando con θ l'angolo che la risultante dei carichi forma con la verticale (espresso in gradi) e con ϕ l'angolo d'attrito del terreno di posa abbiamo:

$$i_c = i_q = (1 - \frac{\theta^\circ}{90})^2$$

$$i_\gamma = (1 - \frac{\phi^\circ}{\phi^\circ})^2 \quad \text{per } \phi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \phi = 0$$

5.1.6 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

5.1.7 Verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Condizioni ambientali Ordinarie
Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure NTC 2018 - CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.
Calcolo momento fessurazione Apertura
Resistenza a trazione per Flessione
Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$
 $w_2=0.30$
 $w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

5.2 Carichi di progetto

5.2.1 Pesi propri strutturali

Il peso proprio della struttura è calcolato sulla base del volume della struttura, assumendo come peso specifico del calcestruzzo $\gamma=25 \text{ KN/m}^3$

5.2.2 Carichi permanenti portati

Peso degli elementi portati:

- peso proprio pacchetto di finitura pista ciclabile ($h=0.28\text{m}$): $20 \text{ KN/m}^3 \times 0.28 \text{ m} = 5.60 \text{ kN/m}^2$
- peso proprio cordolo barriera di sicurezza ($h = 0.86 \text{ m}$, $b = 0.3 \text{ m}$):
 $25 \text{ KN/m}^3 \times 0.86 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} = 6.45 \text{ kN/m}$
- peso proprio barriera di sicurezza: 1.00 kN/m

5.2.3 Spinta del terreno

La spinta del terreno ha andamento triangolare e dipende dall'altezza del muro.

5.2.4 Spinta per azione sismica

Si adottano i seguenti parametri:

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	$[\text{m/s}^2]$		0.041	0.020
Accelerazione al suolo	a_g/g	$[\%]$		0.004	0.002
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F_0			2.654	2.541
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	T_c^*			0.285	0.180
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	S_s		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	S_t		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	k_h [%]	k_v [%]
Ultimo	0.380	0.238	0.119
Ultimo - Ribaltamento	0.570	0.357	0.179
Esercizio	0.470	0.144	0.072

5.2.5 Carico da vento su recinzione sommitale

L'azione del vento è valutata secondo l'espressione (vedi Par.3.3 delle NTC2018):

$$p = q_b \times C_E \times C_p \times C_d$$

Zona di riferimento	1 (Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia , Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia eccetto Trieste)
Velocità di riferimento ($a_s < 1500 \text{mslm}$)	$v_b = 25 \text{m/s}$
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1.25 \times 25^2 = 391 \text{ N/m}^2 = 0.391 \text{ kN/m}^2$
Classe di rugosità del terreno	B
Categoria di esposizione del sito	IV ($k_r = 0.22$, $z_0 = 0.30 \text{m}$, $z_{\min} = 8.0 \text{m}$)

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	500m 750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	K_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Considerando l'altezza di riferimento per il calcolo dell'azione del vento della struttura pari a 4 m, si desume un coefficiente di esposizione (c_e) pari a 1.63.

I coefficienti di forma saranno definiti per ciascuna opera/elemento in progetto nei relativi documenti di calcolo, in funzione dell'effettiva tipologia di struttura.

Cautelativamente si adotta un coefficiente dinamico (c_d) pari a 1.00.

Calcolato il valore della pressione del vento $p = 0.638 \text{ kN/m}^2$, considerando un $c_p = 1.6$ che tenga conto del rapporto tra area piena ed area netta della recinzione in grigliato soprastante, si ha:

Forza trasversale in testa muro: $F_x = 0.638 \times 1.5 \times 1.6 = 1.53 \text{ kN/m}$

Momento flettente in testa muro: $M_y = 1.53 \times 1.5/2 = 1.15 \text{ kNm/m}$

5.2.6 Carico da traffico (Schema 5)

Si considera il carico verticale costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0 \text{ kN/m}^2$.



Schema di carico 5

Tale schema di carico è caratterizzato da i seguenti valori ψ di combinazione:

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0

5.3 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione statica SLU:

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

- Combinazione statica rara SLE:

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

- Combinazione statica frequente SLE:

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

- Combinazione statica quasi permanente SLE:

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

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle precedenti espressioni con G_1 si indica il peso proprio degli elementi strutturali, con G_2 il carico permanente portato, con Q_{ki} si indicano le azioni accidentali sulla struttura.

Seguendo le prescrizioni contenute nelle Norme tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) per le verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione.

Il calcolo della struttura in esame è condotto in accordo con quanto previsto dalle NTC2018:

- *Combinazione 1 (STR): A1+M1+R3*
- *Combinazione 2 (GEO): A2+M2+R2*
- *Combinazione 3 (EQU): A1+M1+R3*

i cui coefficienti parziali adottati per le azioni (A), per i materiali (M) e per le resistenze complessive dei sistemi (R) sono riassunti nelle tabelle seguenti (tra parentesi si indicano i coefficienti per azioni da traffico)

Carico	Tipo	Coefficiente γ_F	A1 STR/EQU	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.30	1.00
Carichi permanenti portati compiutamente definiti	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2} (A)$	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.30	1.00
Carichi variabili	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50 (1.35)	1.30 (1.15)

Tabella B: Coefficienti parziali per le azioni (A)

Materiale	Proprietà meccanica		Gruppo M1	Gruppo M2
Calcestruzzo	Resistenza a compressione / trazione / taglio	f_{ck}, f_{ctk}, v_k	$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_c = 1.50$
Acciaio in barre per c.a.	Tensione di snervamento	f_{yk}	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.15$
Terreno	Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'} = 1.00$	$\gamma_{\phi'} = 1.25$
	Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'} = 1.00$	$\gamma_{c'} = 1.25$
	Resistenza non drenata	c_{uk}	$\gamma_{cu} = 1.00$	$\gamma_{cu} = 1.40$
	Peso dell'unità di volume	γ_T	$\gamma_\gamma = 1.00$	$\gamma_\gamma = 1.00$

Tabella C: Coefficienti parziali per i parametri nominali di resistenza (M)

Verifica	Combinazioni statiche			Combinazioni sismiche		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Capacità portante	--	--	1.40	--	--	1.20
Scorrimento	--	--	1.10	--	--	1.00
Resistenza terreno a valle	--	--	1.40	--	--	1.20
Ribaltamento	--	--	1.15	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

Tabella D: Coefficienti parziali per le resistenze globali (R)

5.4 Muro H=7.91 m

5.4.1 Geometria

Di seguito si riporta la geometria di calcolo del muro:

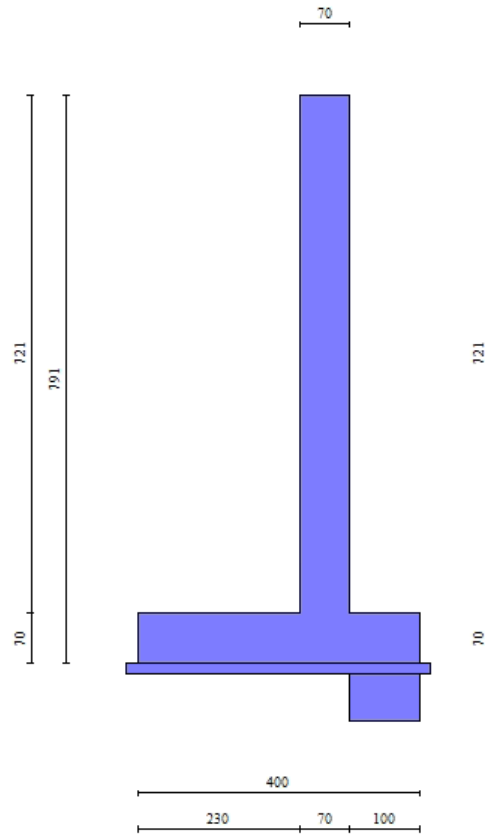


Figura 5-1 Sezione quotata muro.

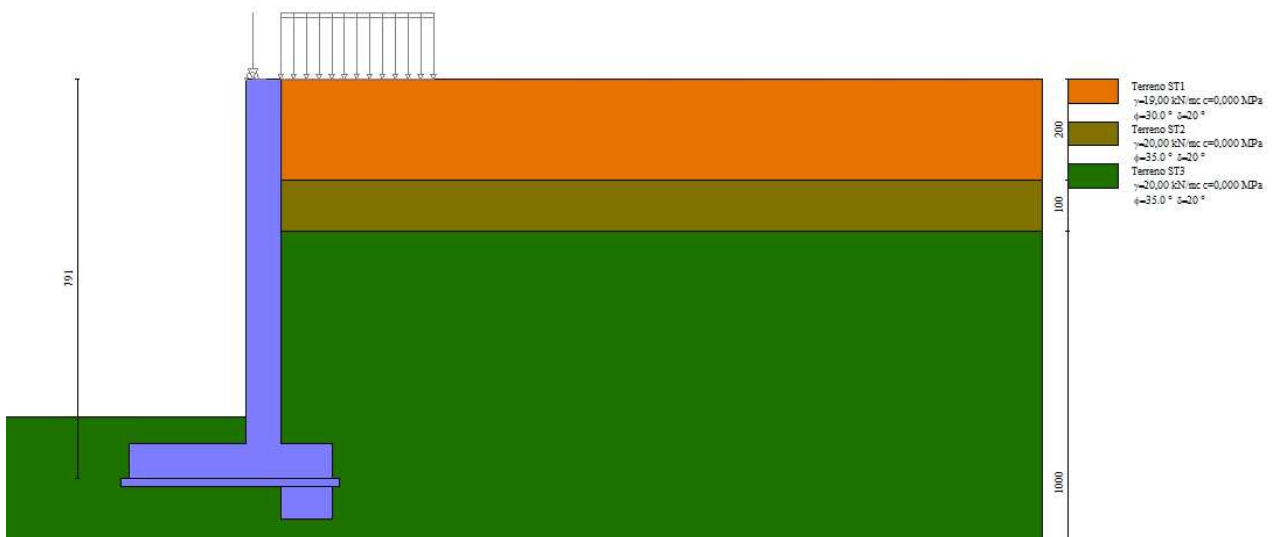


Figura 5-2 carichi sul muro e sul terrapieno

5.4.2 Risultati principali

Il programma analizza 21 combinazioni di carico (15 tra SLU e SLV), sia statiche che sismiche.

I minimi coefficienti di sicurezza, per le verifiche a ribaltamento, scorrimento, stabilità e capacità portante, sono i seguenti:

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.121		3.564	
2 - STR (A1-M1-R3)		1.119		3.637	
3 - STR (A1-M1-R3)	H	1.352		4.996	
4 - STR (A1-M1-R3)		1.335		3.937	
5 - STR (A1-M1-R3)		1.200		3.995	
6 - STR (A1-M1-R3)		1.256		4.146	
7 - STR (A1-M1-R3)		1.335		3.936	
8 - STR (A1-M1-R3)		1.199		3.970	
9 - STR (A1-M1-R3)		1.255		4.276	
10 - GEO (A2-M2-R2)					1.674
11 - GEO (A2-M2-R2)					1.677
12 - GEO (A2-M2-R2)	H				2.090
13 - EQU (A1-M1-R3)			2.558		
14 - EQU (A1-M1-R3)			2.589		
15 - EQU (A1-M1-R3)	H		3.265		

Di seguito si riportano le sollecitazioni di involucro:

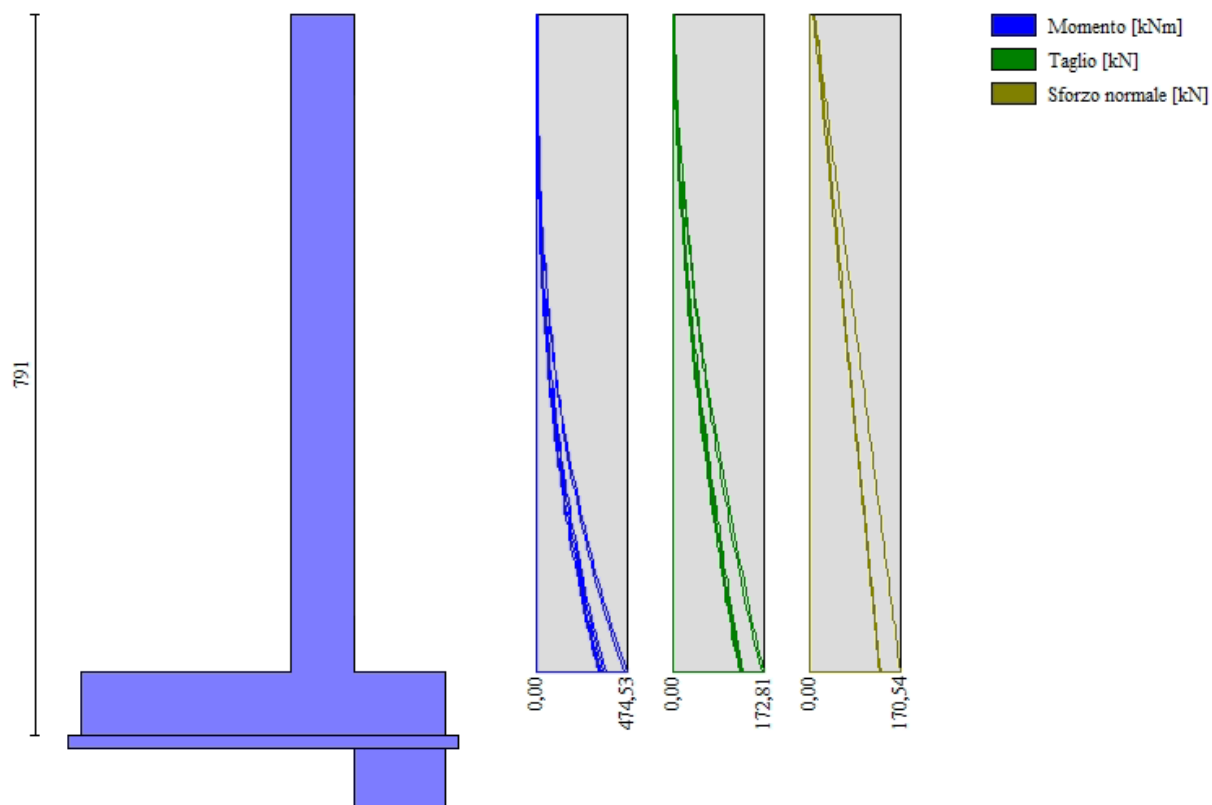


Figura 5-3 Involuppo Sollecitazioni paramento

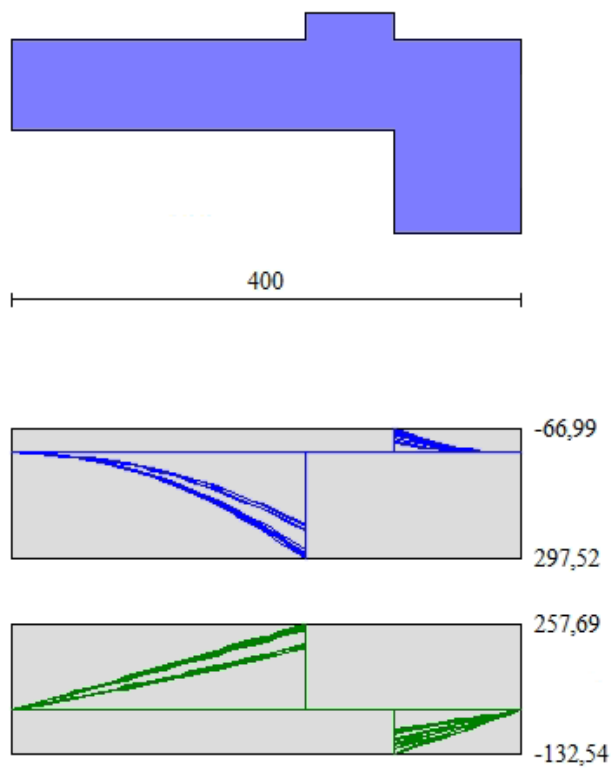


Figura 5-4 Involuppo Sollecitazioni fondazione

5.4.3 Verifica dei principali elementi strutturali

Verifica a flessione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]
100	70	22.62	22.62

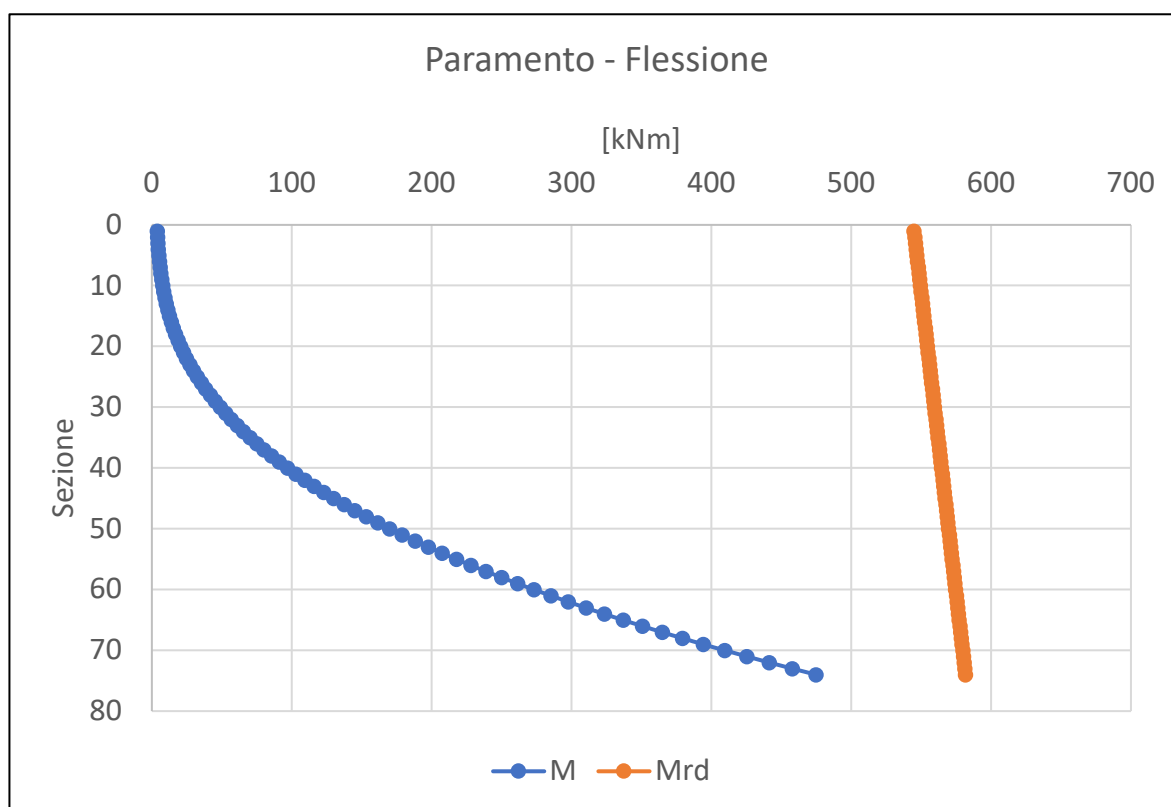


Figura 5-5 Verifica a flessione Paramento

Verifica a flessione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]
100	70	22.62	22.62

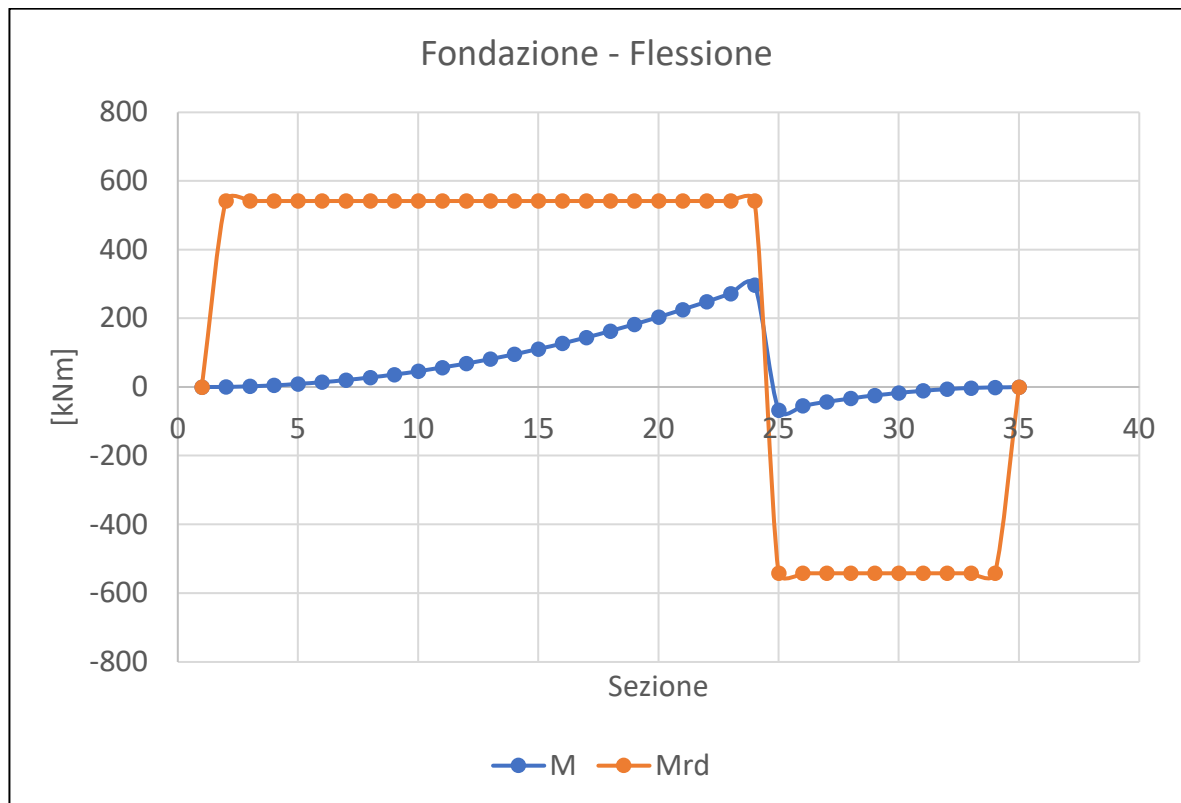


Figura 5-6 Verifica a flessione Fondazione

Verifica a flessione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
<i>[cm]</i>	<i>[cm]</i>	<i>[cmq]</i>	<i>[cmq]</i>
100	100	22.62	22.62

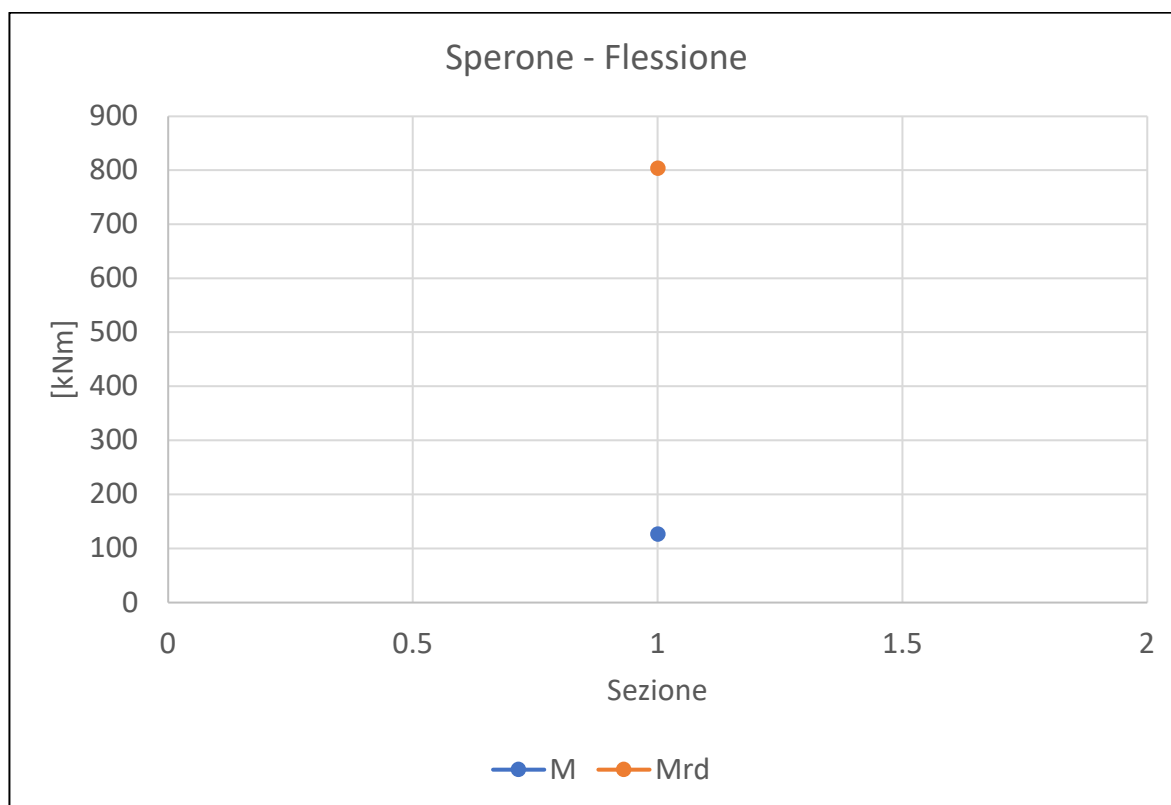


Figura 5-7 Verifica a flessione Sperone

Verifica a taglio – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	70	0	--

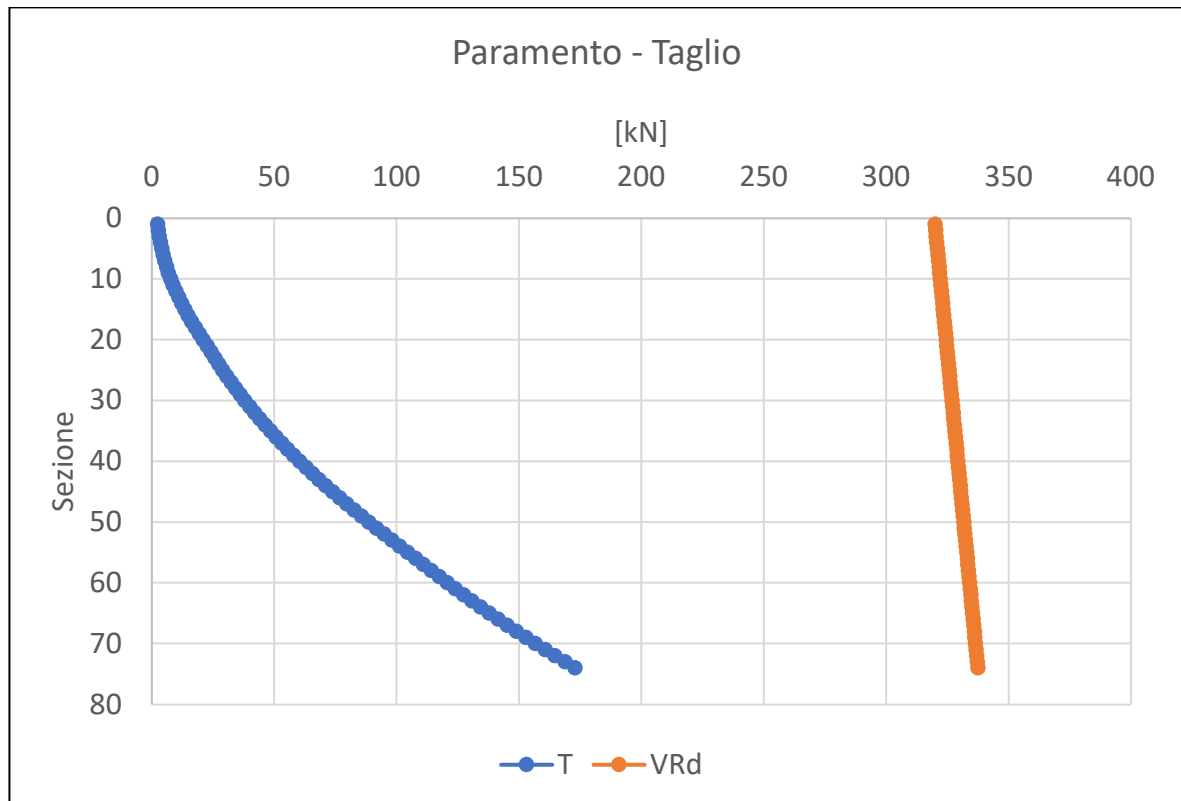


Figura 5-8 Verifica a taglio Paramento

Verifica a taglio – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	70	0	--

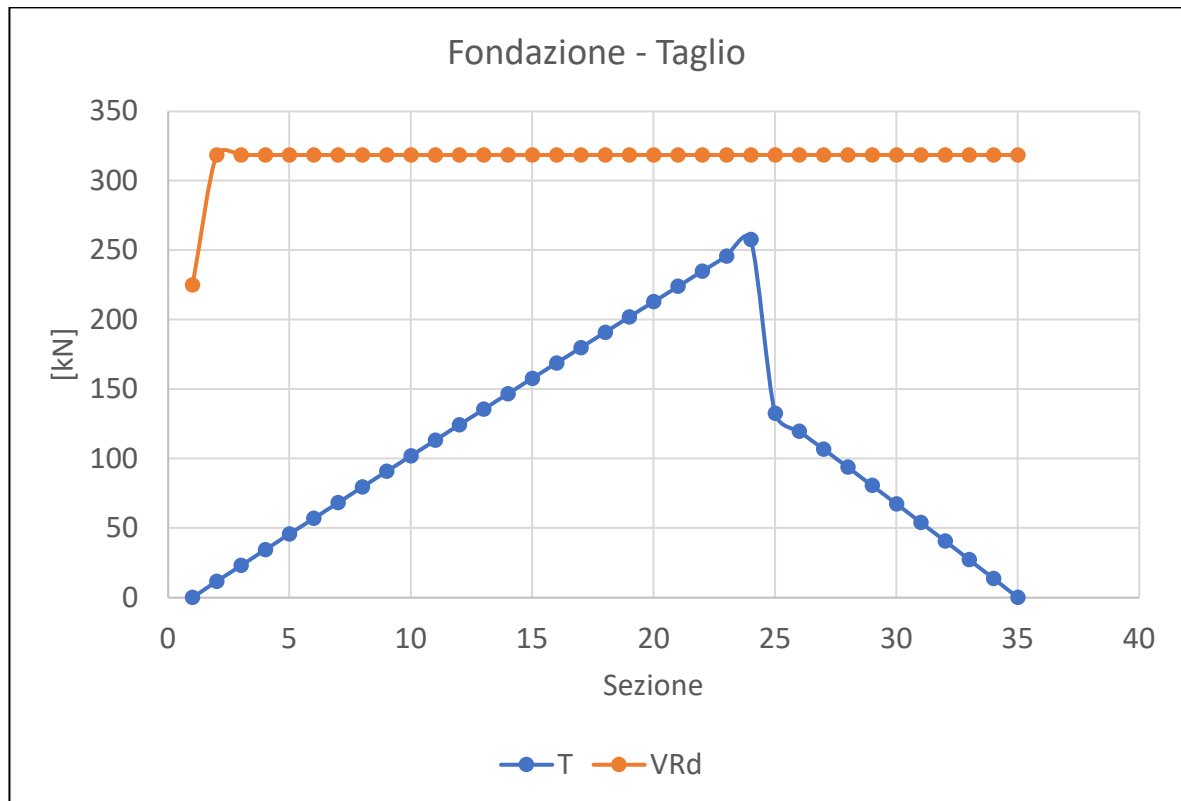


Figura 5-9 Verifica a taglio Fondazione

Verifica a taglio – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	100	0	--

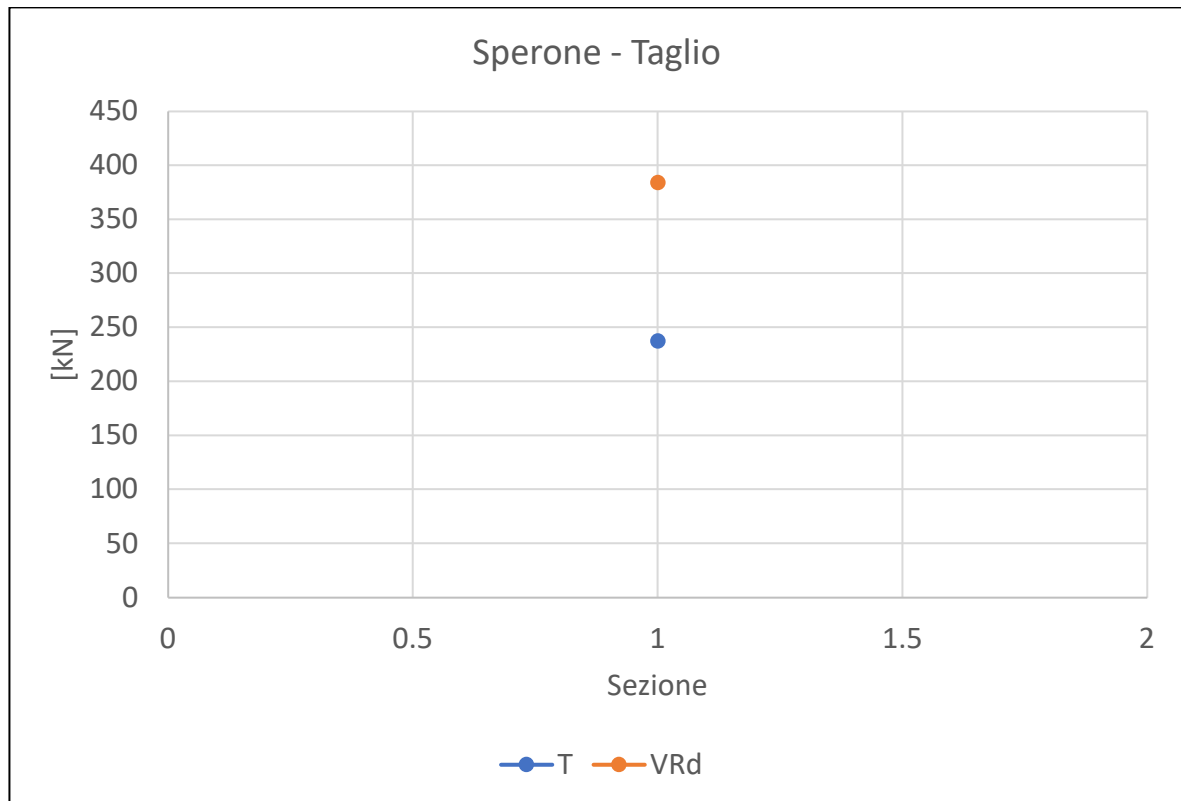


Figura 5-10 Verifica a taglio Sperone

Verifica a fessurazione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	70	22.62

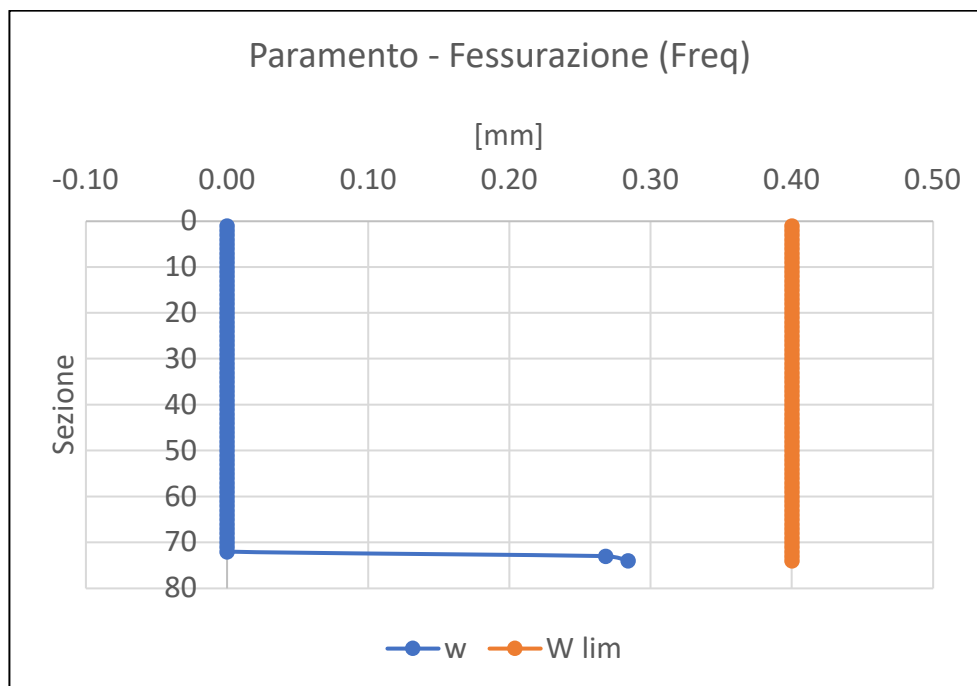


Figura 5-11 Verifica a fessurazione Freq Paramento

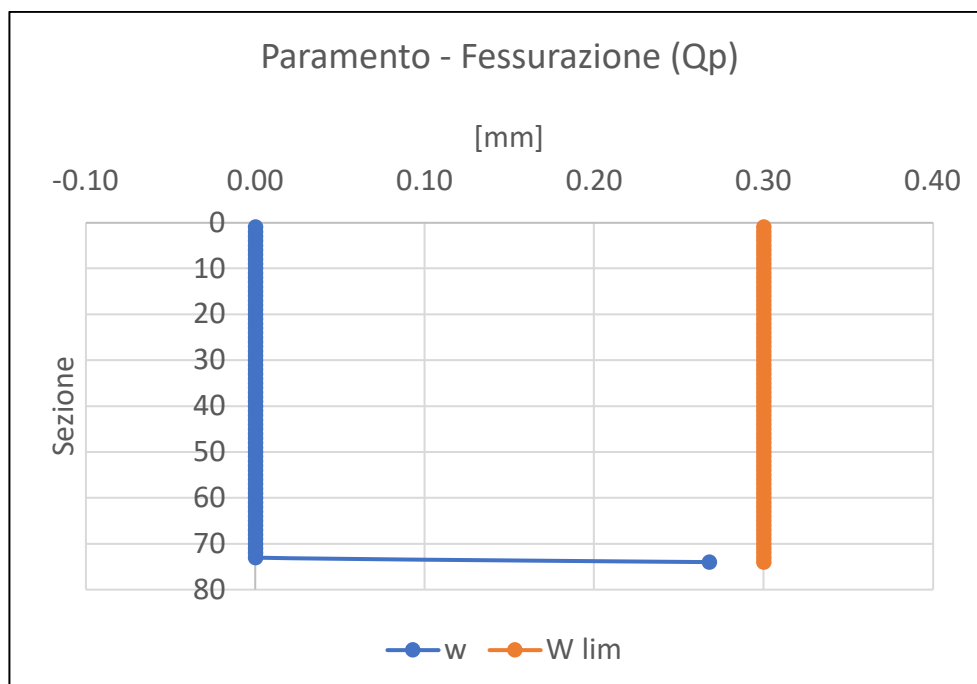


Figura 5-12 Verifica a fessurazione Qp Paramento

Verifica a fessurazione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	70	22.62

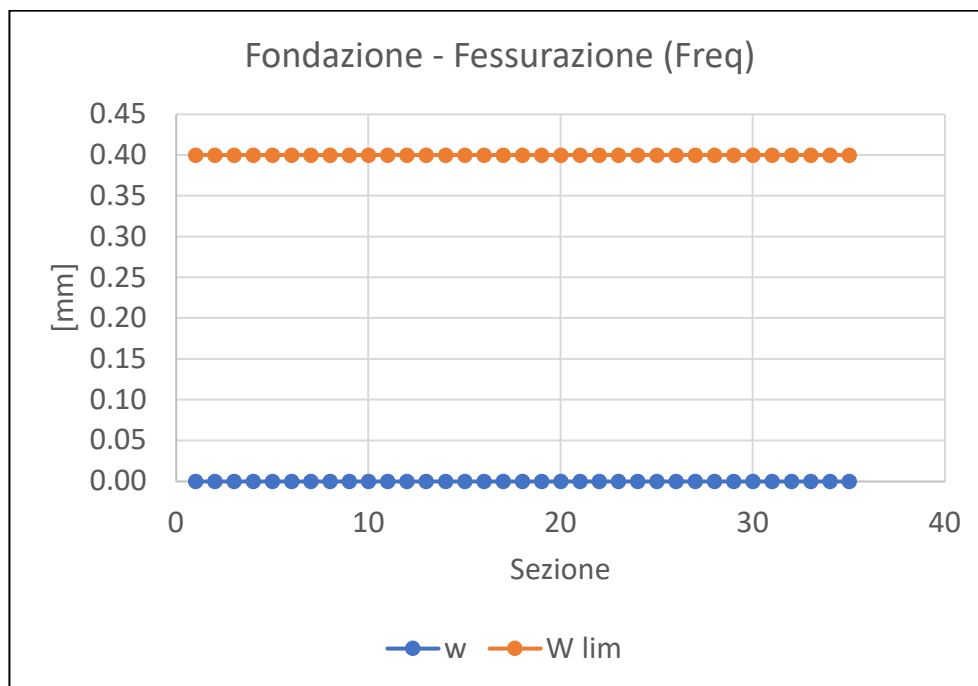


Figura 5-13 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

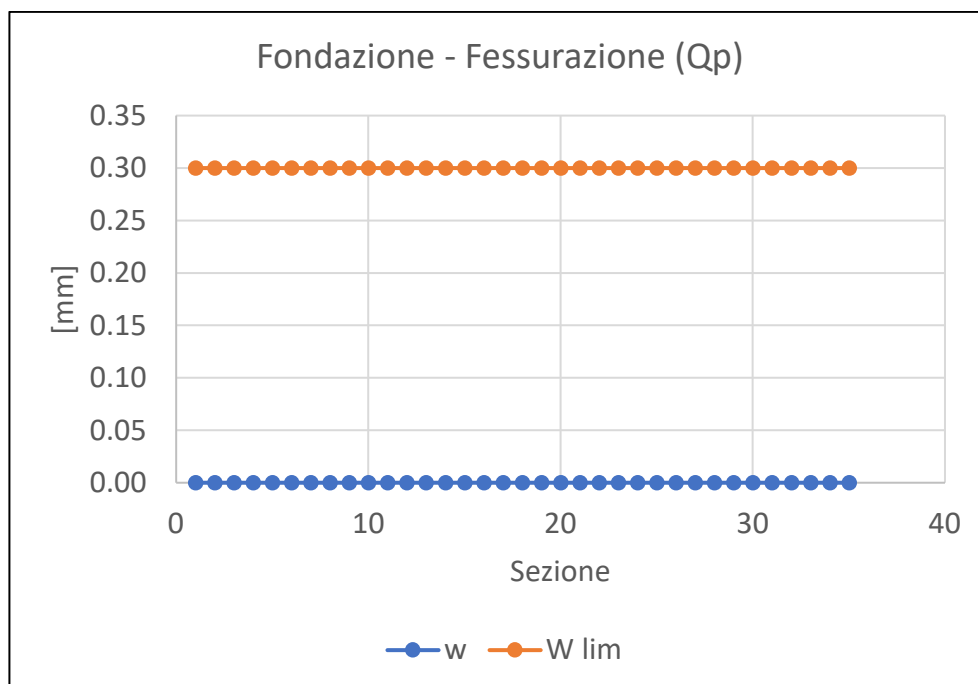


Figura 5-14 Verifica a fessurazione Qp Fondazione

Verifica a fessurazione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	100	22.62

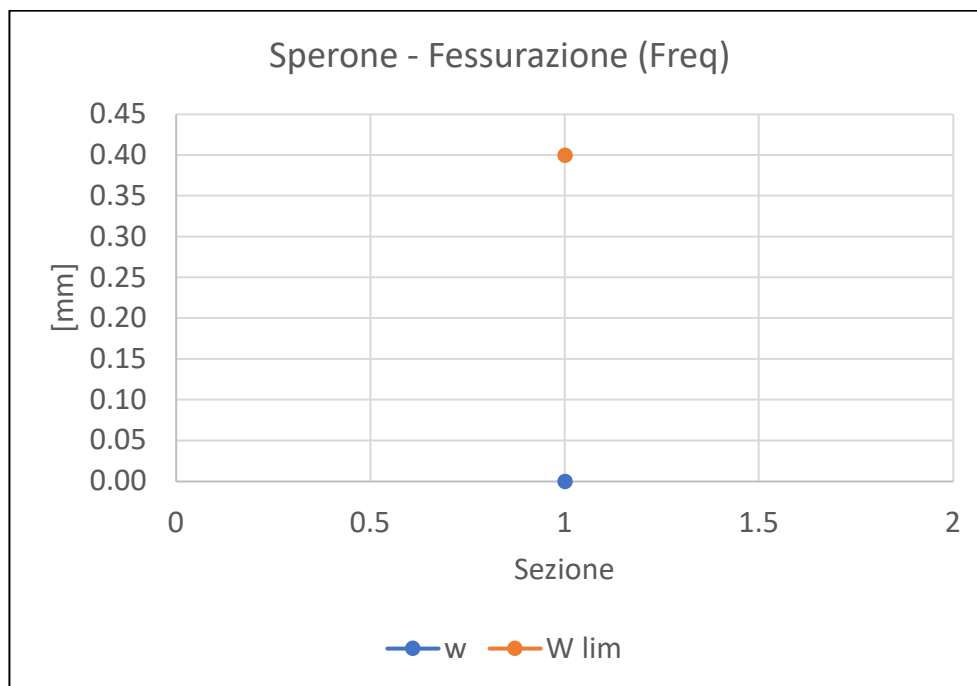


Figura 5-15 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

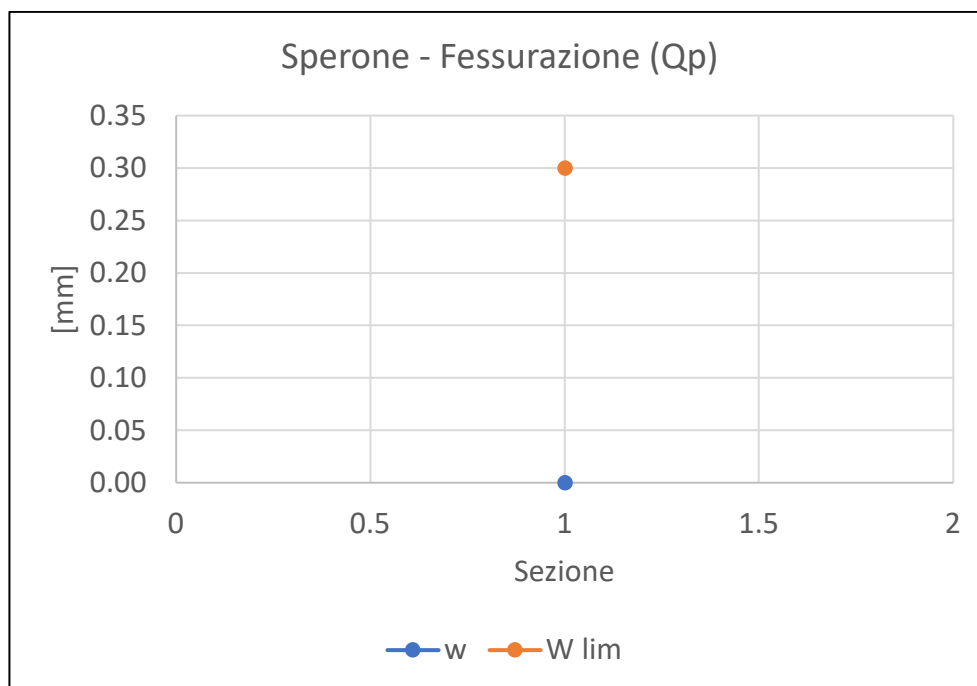


Figura 5-16 Verifica a fessurazione Qp Fondazione

5.5 Muro H=5.85 m

5.5.1 Geometria

Di seguito si riporta la geometria di calcolo del muro:

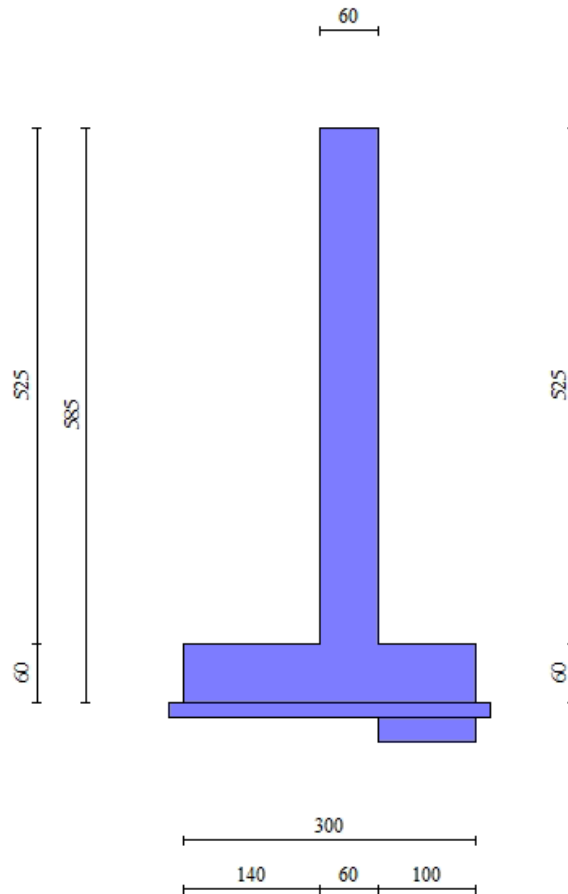


Figura 5-17 Sezione quotata muro.



Figura 5-18 carichi sul muro e sul terrapieno

5.5.2 Risultati principali

Il programma analizza 21 combinazioni di carico (15 tra SLU e SLV), sia statiche che sismiche.

I minimi coefficienti di sicurezza, per le verifiche a ribaltamento, scorrimento, stabilità e capacità portante, sono i seguenti:

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.164		8.089	
2 - STR (A1-M1-R3)		1.165		8.308	
3 - STR (A1-M1-R3)	H	1.428		12.695	
4 - STR (A1-M1-R3)		1.400		9.335	
5 - STR (A1-M1-R3)		1.260		9.075	
6 - STR (A1-M1-R3)		1.304		8.367	
7 - STR (A1-M1-R3)		1.405		9.669	
8 - STR (A1-M1-R3)		1.263		9.371	
9 - STR (A1-M1-R3)		1.308		8.595	
10 - GEO (A2-M2-R2)					2.573
11 - GEO (A2-M2-R2)					2.594
12 - GEO (A2-M2-R2)	H				3.240
13 - EQU (A1-M1-R3)			2.549		
14 - EQU (A1-M1-R3)			2.588		
15 - EQU (A1-M1-R3)	H		3.392		

Di seguito si riportano le sollecitazioni di involucro:

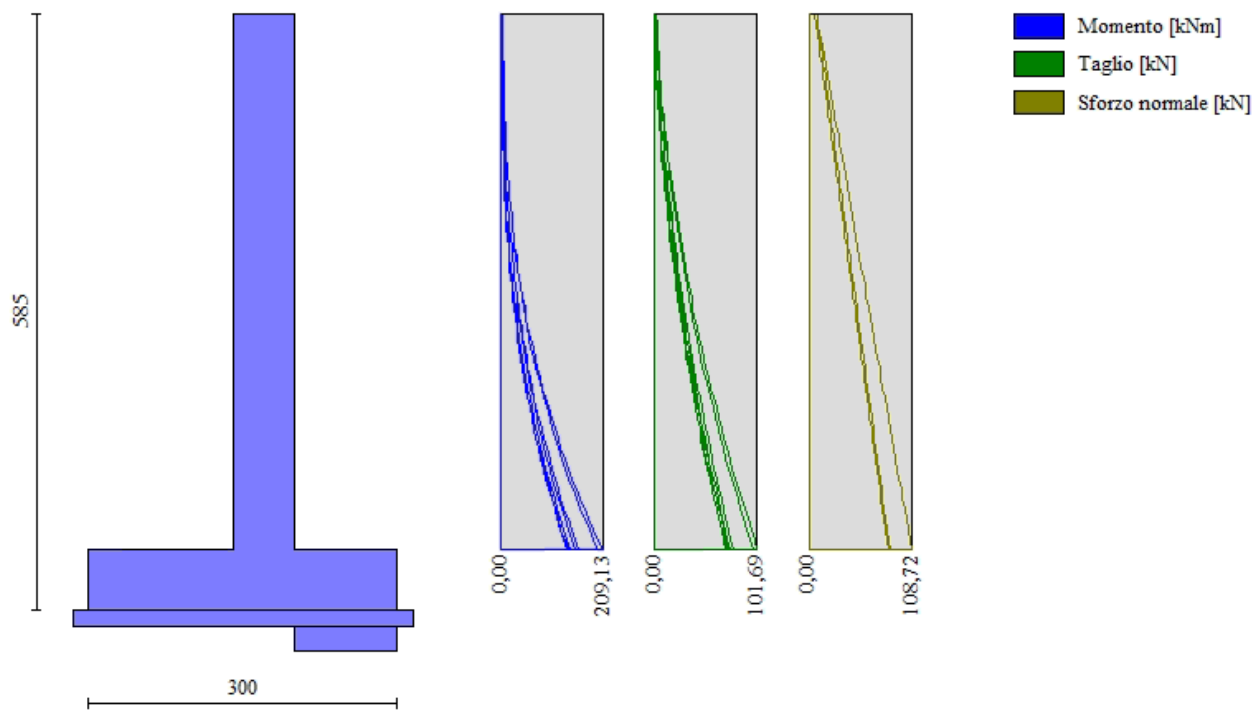


Figura 5-19 Involuppo Sollecitazioni paramento

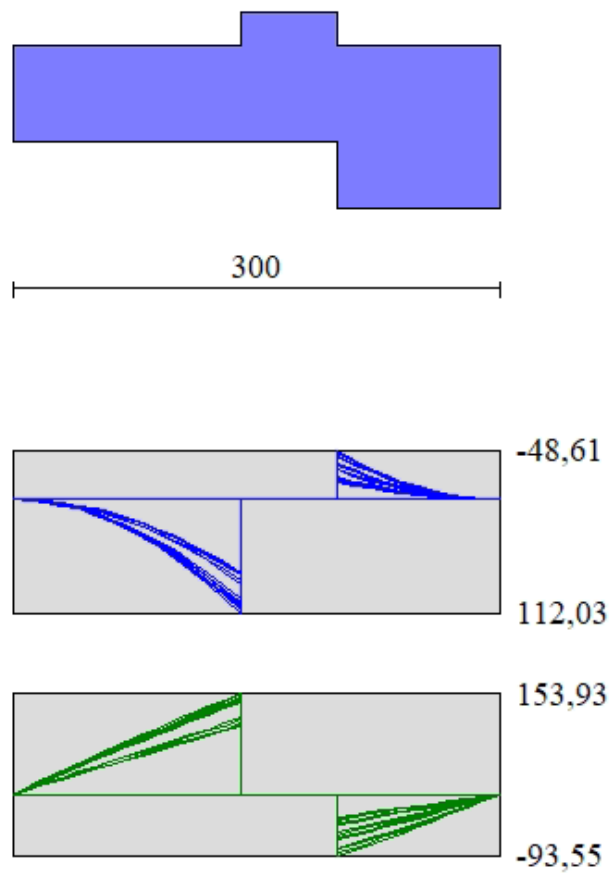


Figura 5-20 Involuppo Sollecitazioni fondazione

5.5.3 Verifica dei principali elementi strutturali

Verifica a flessione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]
100	60	15.71	15.71

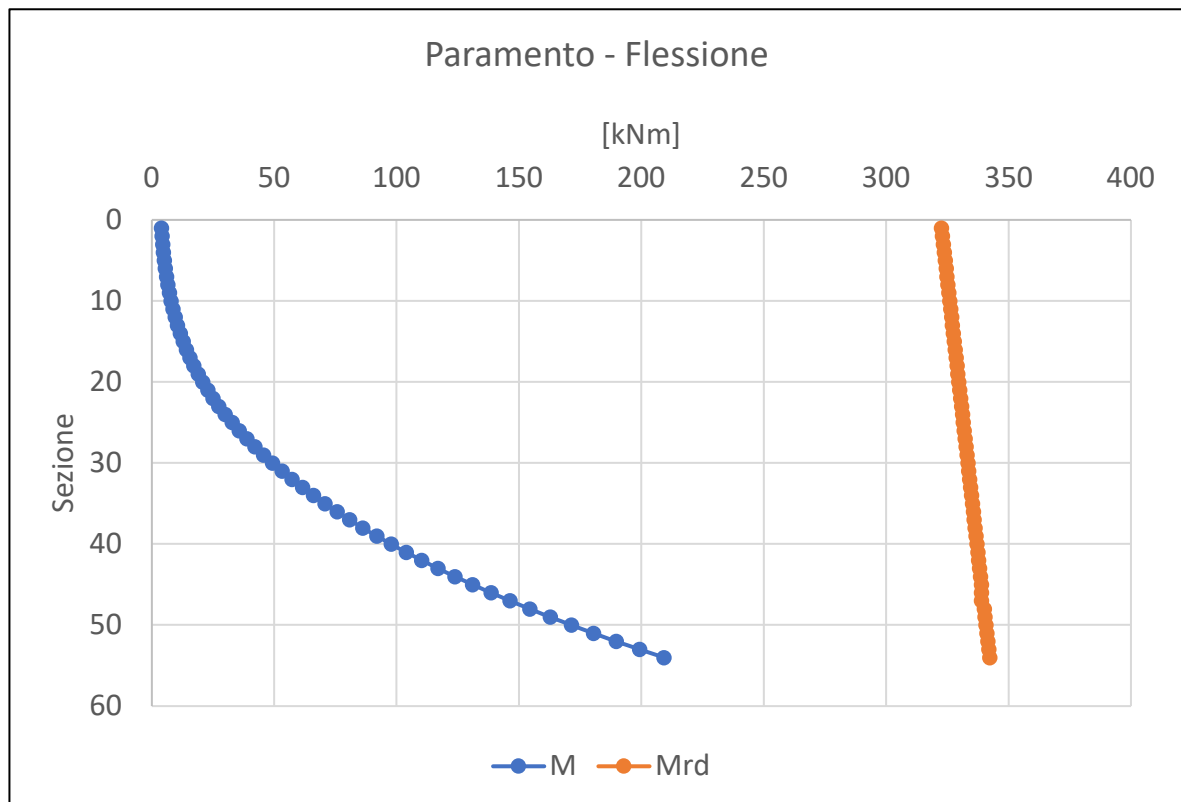


Figura 5-21 Verifica a flessione Paramento

Verifica a flessione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]
100	60	15.71	15.71

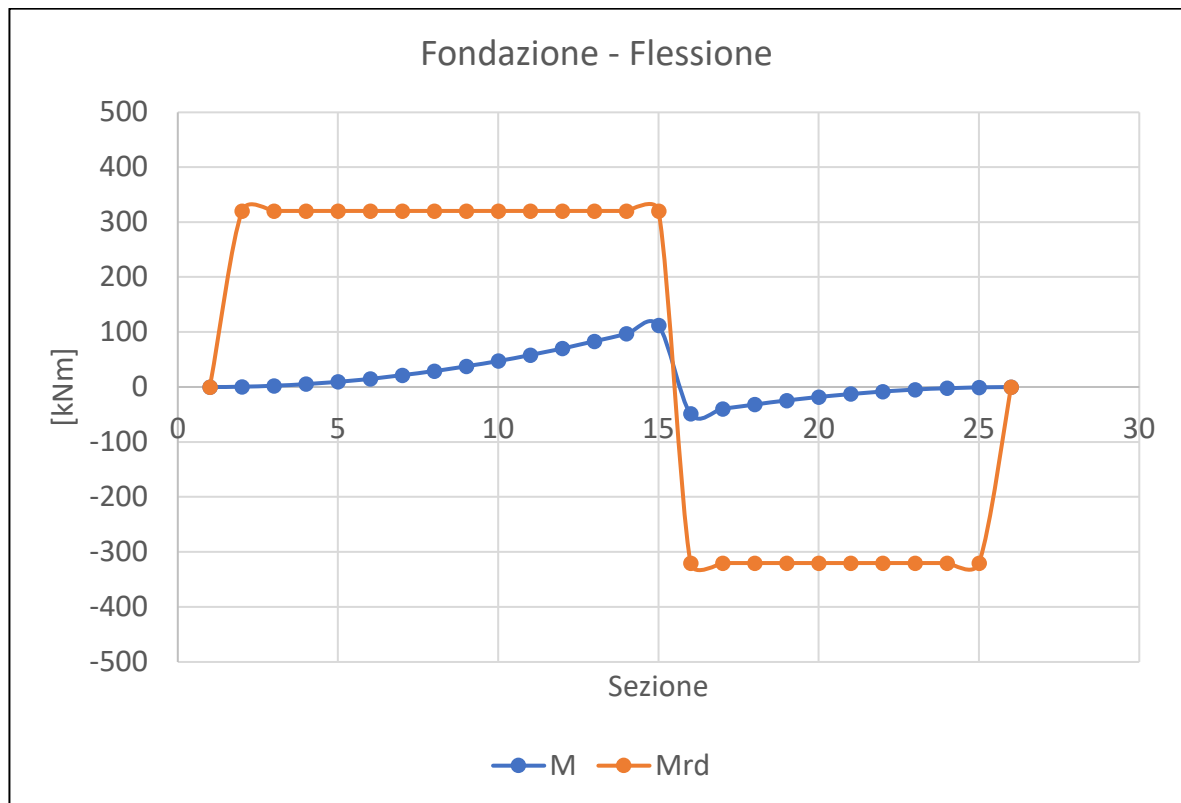


Figura 5-22 Verifica a flessione Fondazione

Verifica a flessione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
<i>[cm]</i>	<i>[cm]</i>	<i>[cmq]</i>	<i>[cmq]</i>
100	100	15.71	15.71

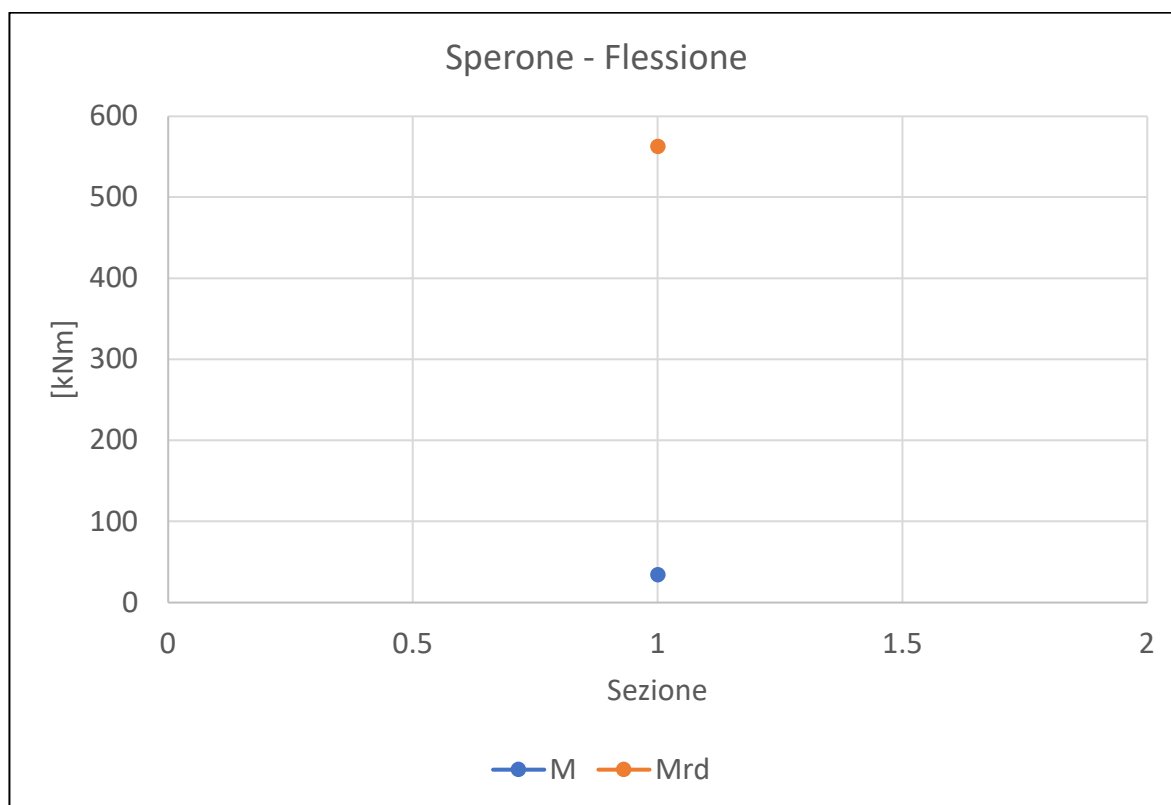


Figura 5-23 Verifica a flessione Sperone

Verifica a taglio – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	60	0	--

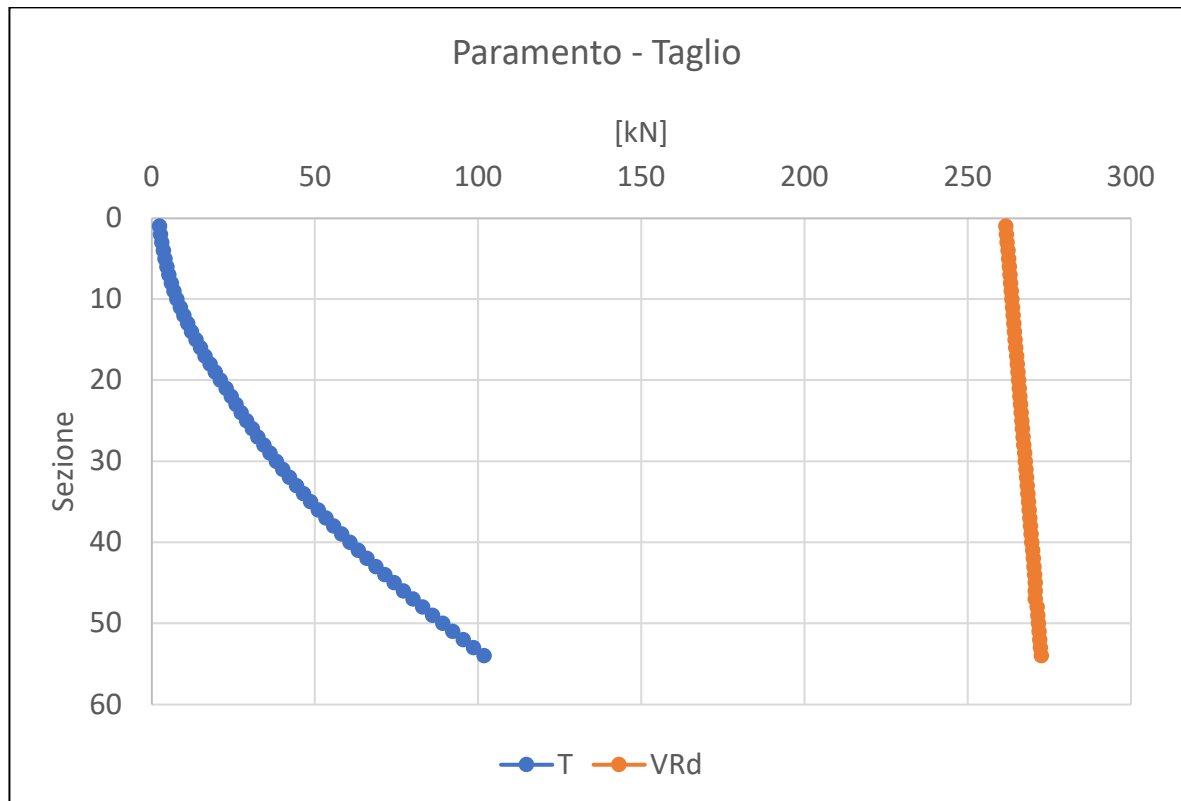


Figura 5-24 Verifica a taglio Paramento

Verifica a taglio – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	60	0	--

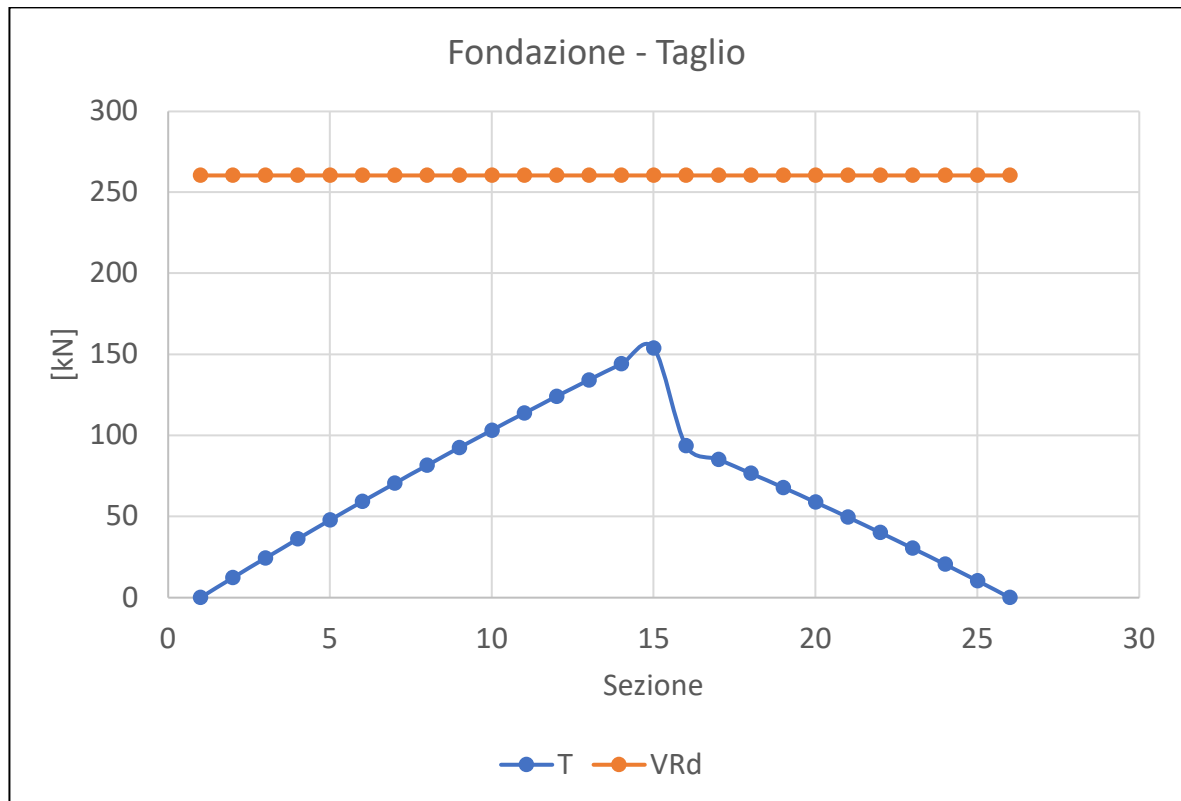


Figura 5-25 Verifica a taglio Fondazione

Verifica a taglio – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	100	0	--

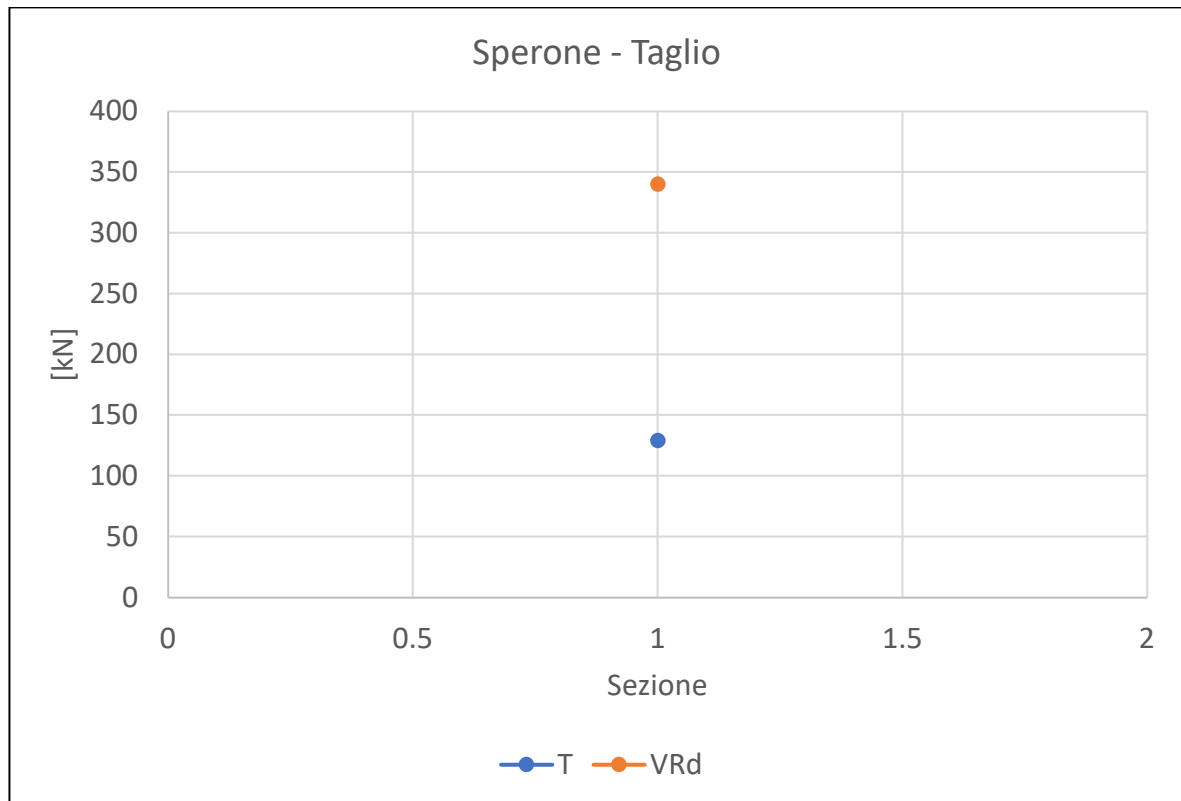


Figura 5-26 Verifica a taglio Sperone

Verifica a fessurazione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	60	15.71

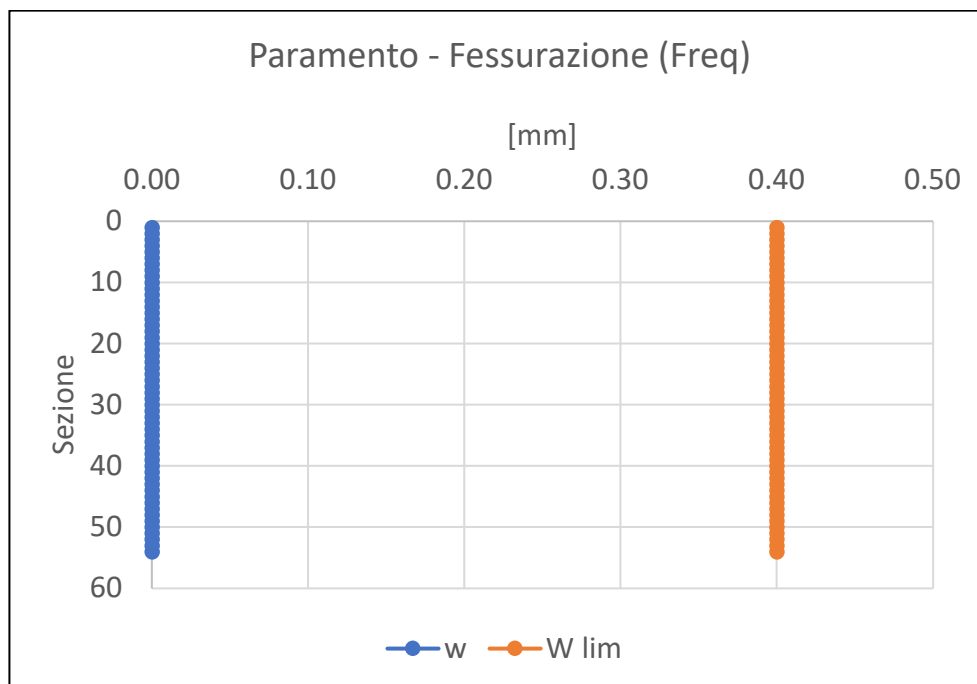


Figura 5-27 Verifica a fessurazione Freq Paramento

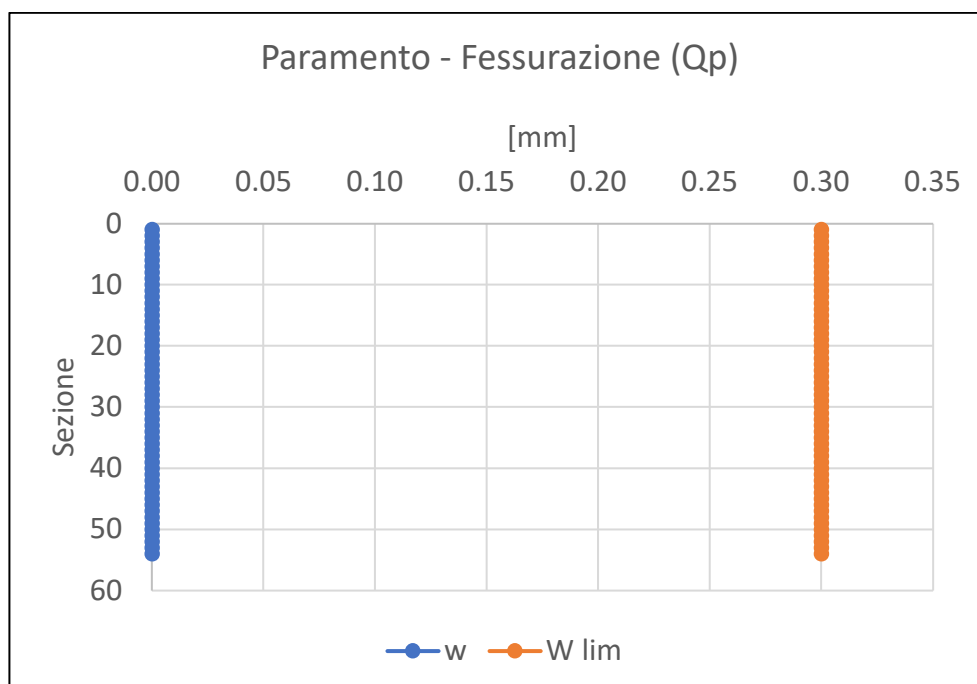


Figura 5-28 Verifica a fessurazione Qp Paramento

Verifica a fessurazione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	60	15.71

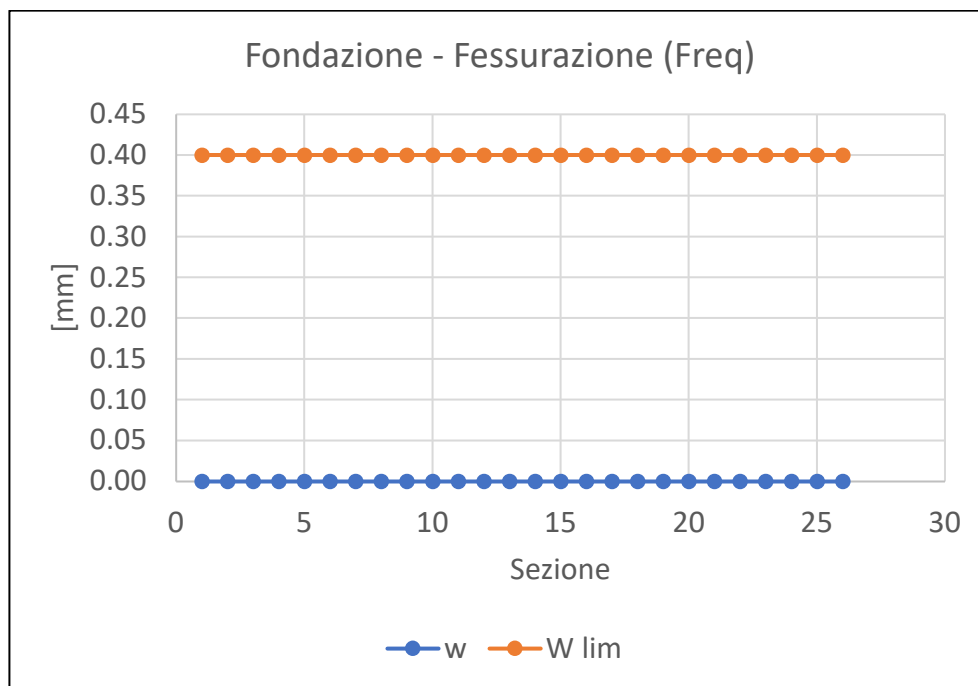


Figura 5-29 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

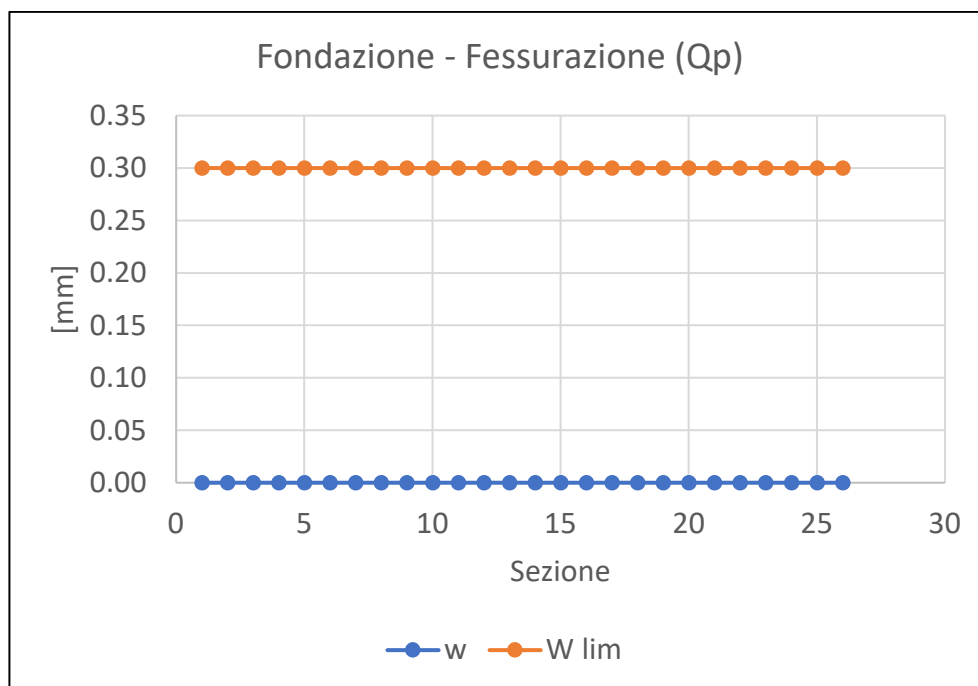


Figura 5-30 Verifica a fessurazione Qp Fondazione

Verifica a fessurazione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	100	15.71

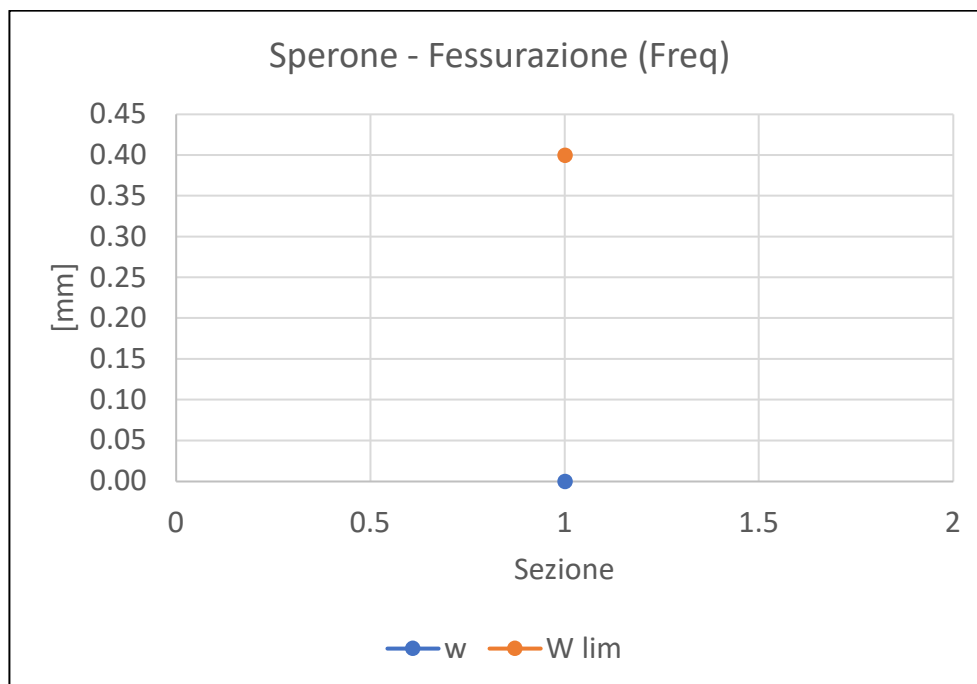


Figura 5-31 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

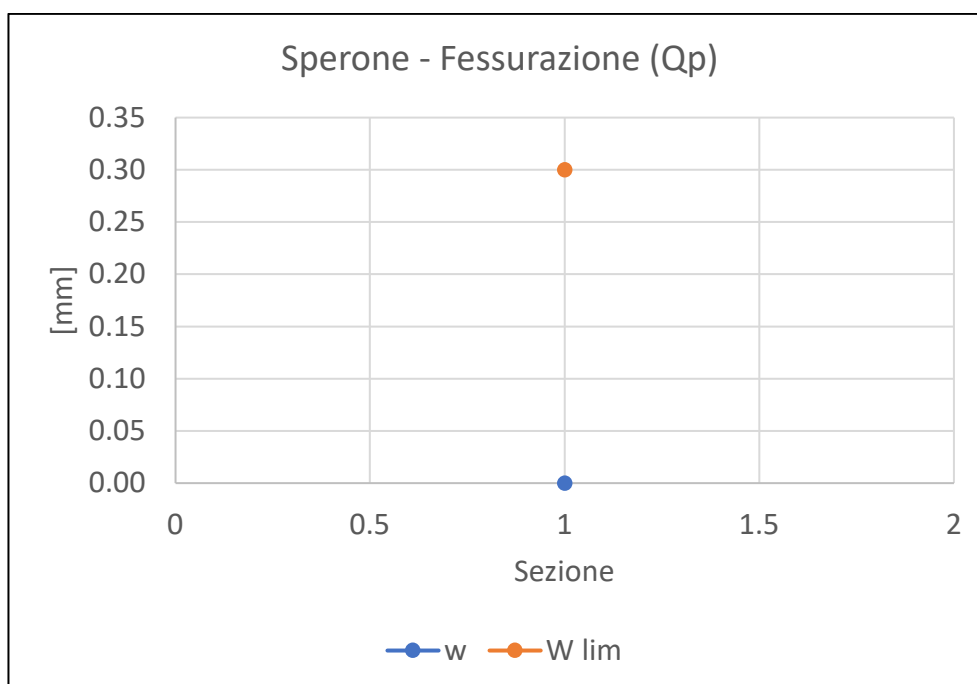


Figura 5-32 Verifica a fessurazione Qp Fondazione

5.6 Muro H=3.28 m

5.6.1 Geometria

Di seguito si riporta la geometria di calcolo del muro:

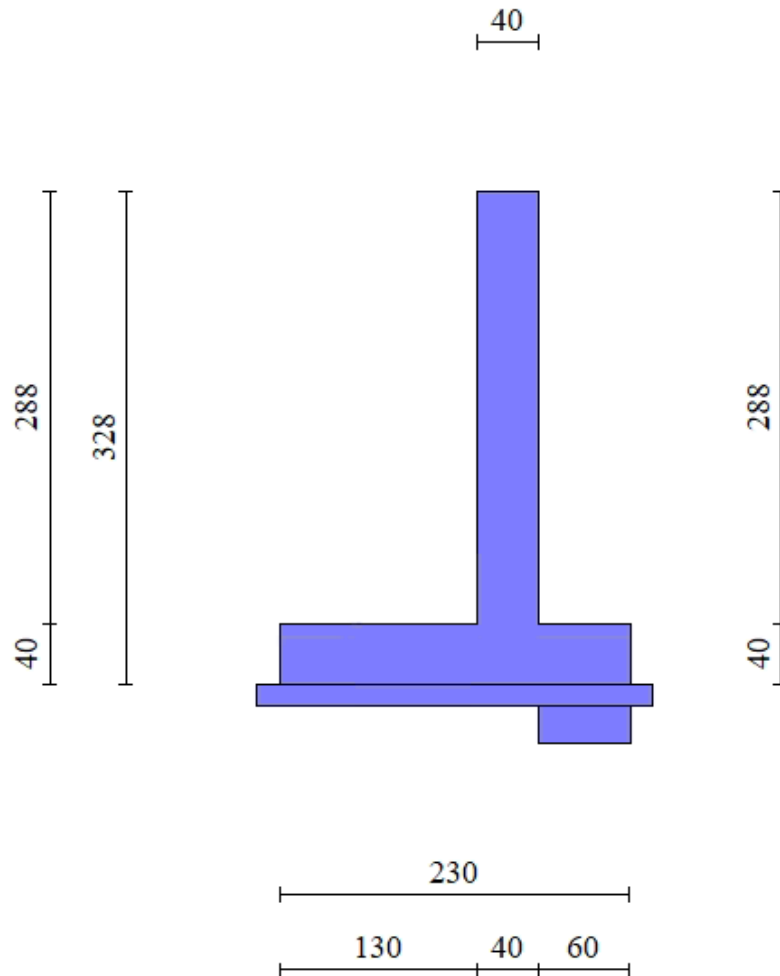


Figura 5-33 Sezione quotata muro.

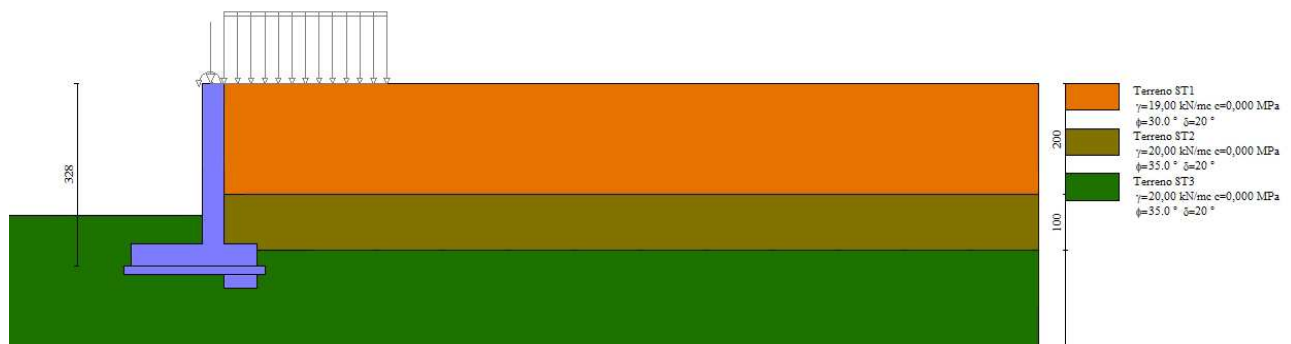


Figura 5-34 carichi sul muro e sul terrapieno

5.6.2 Risultati principali

Il programma analizza 21 combinazioni di carico (15 tra SLU e SLV), sia statiche che sismiche.

I minimi coefficienti di sicurezza, per le verifiche a ribaltamento, scorrimento, stabilità e capacità portante, sono i seguenti:

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.171		6.270	
2 - STR (A1-M1-R3)		1.201		6.744	
3 - STR (A1-M1-R3)	H	1.540		8.475	
4 - STR (A1-M1-R3)		1.393		6.044	
5 - STR (A1-M1-R3)		1.246		5.990	
6 - STR (A1-M1-R3)		1.317		6.324	
7 - STR (A1-M1-R3)		1.436		6.438	
8 - STR (A1-M1-R3)		1.281		6.406	
9 - STR (A1-M1-R3)		1.356		6.768	
10 - GEO (A2-M2-R2)					2.072
11 - GEO (A2-M2-R2)					2.141
12 - GEO (A2-M2-R2)	H				2.720
13 - EQU (A1-M1-R3)			3.477		
14 - EQU (A1-M1-R3)			3.468		
15 - EQU (A1-M1-R3)	H		5.140		

Di seguito si riportano le sollecitazioni di involucro:

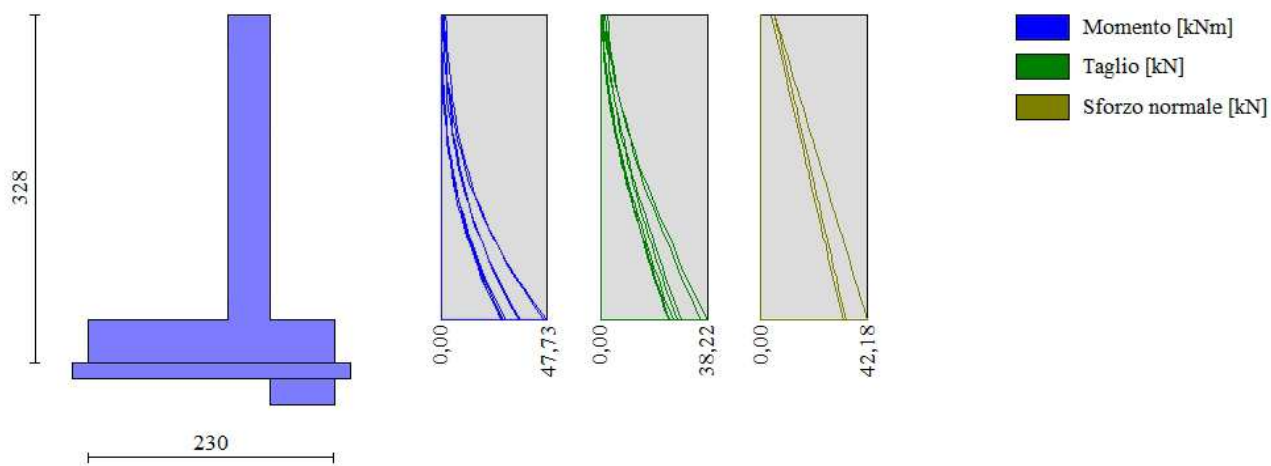


Figura 5-35 Involuppo Sollecitazioni paramento

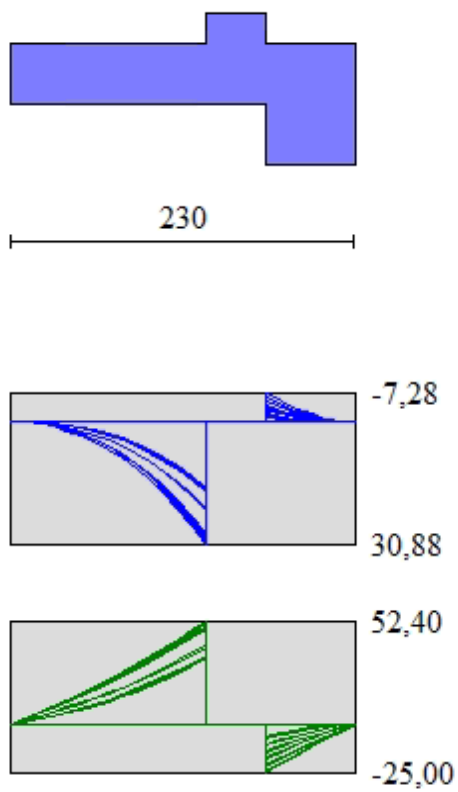


Figura 5-36 Involuppo Sollecitazioni fondazione

5.6.3 Verifica dei principali elementi strutturali

Verifica a flessione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]
100	40	12.57	12.57

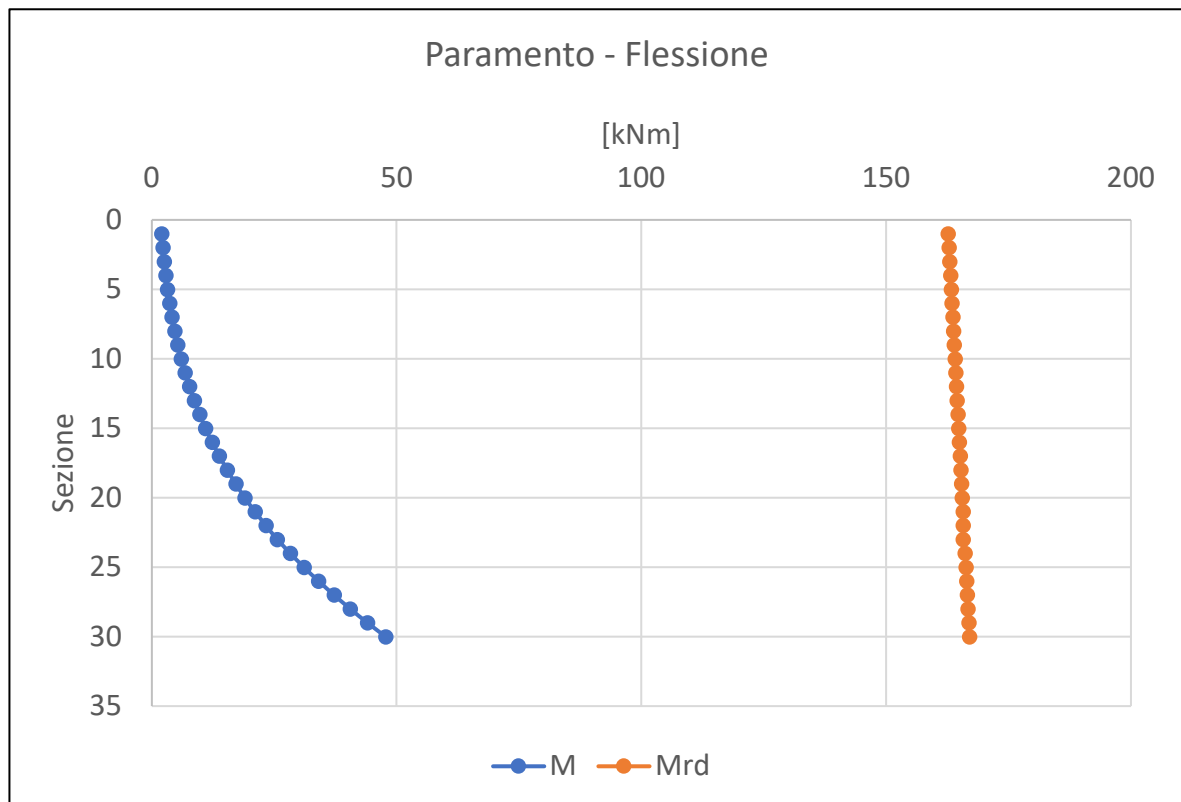


Figura 5-37 Verifica a flessione Paramento

Verifica a flessione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
[cm]	[cm]	[cmq]	[cmq]
100	40	12.57	12.57

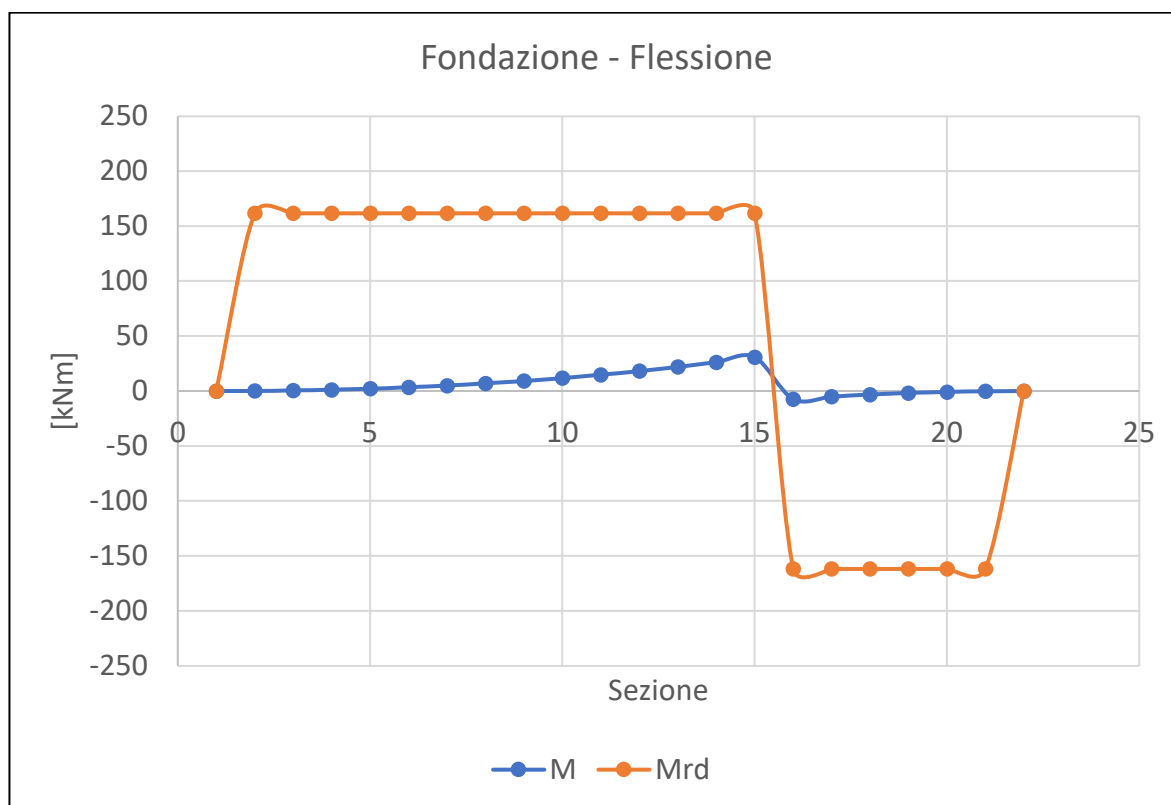


Figura 5-38 Verifica a flessione Fondazione

Verifica a flessione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Afi	Afs
<i>[cm]</i>	<i>[cm]</i>	<i>[cmq]</i>	<i>[cmq]</i>
100	60	12.57	12.57

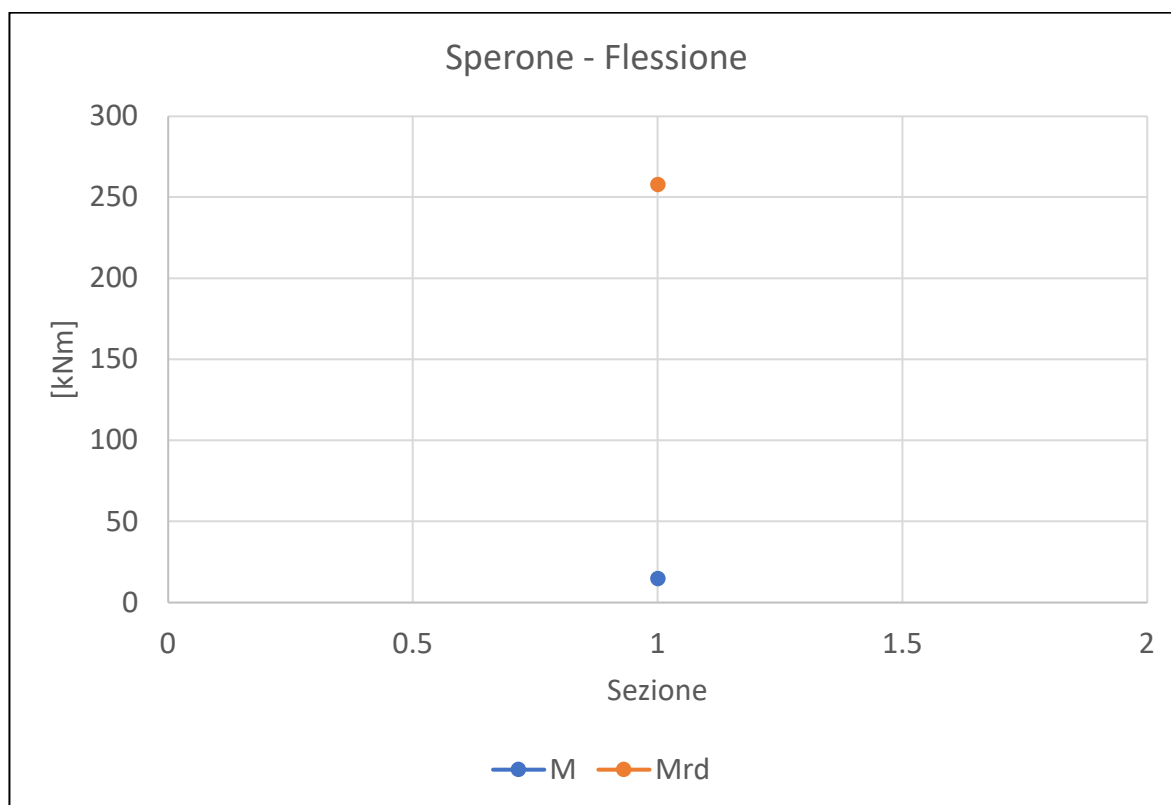


Figura 5-39 Verifica a flessione Sperone

Verifica a taglio – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	40	0	--

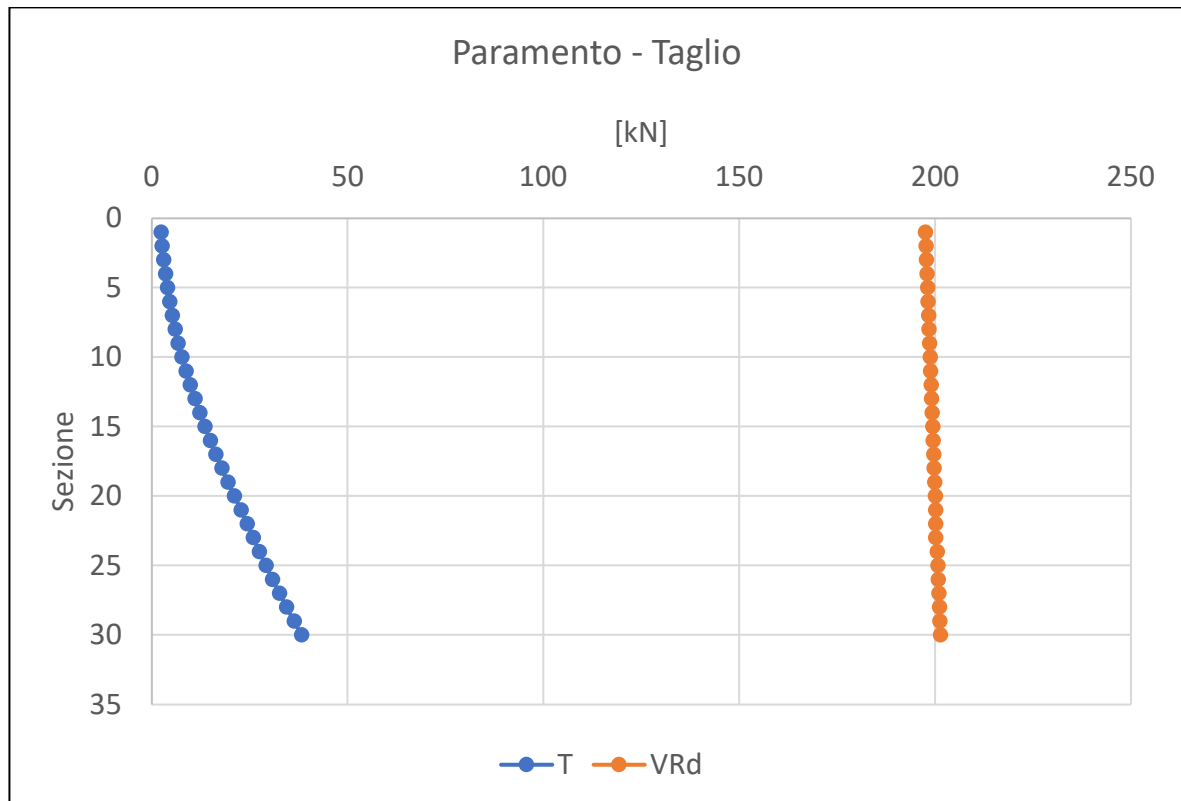


Figura 5-40 Verifica a taglio Paramento

Verifica a taglio – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	40	0	--

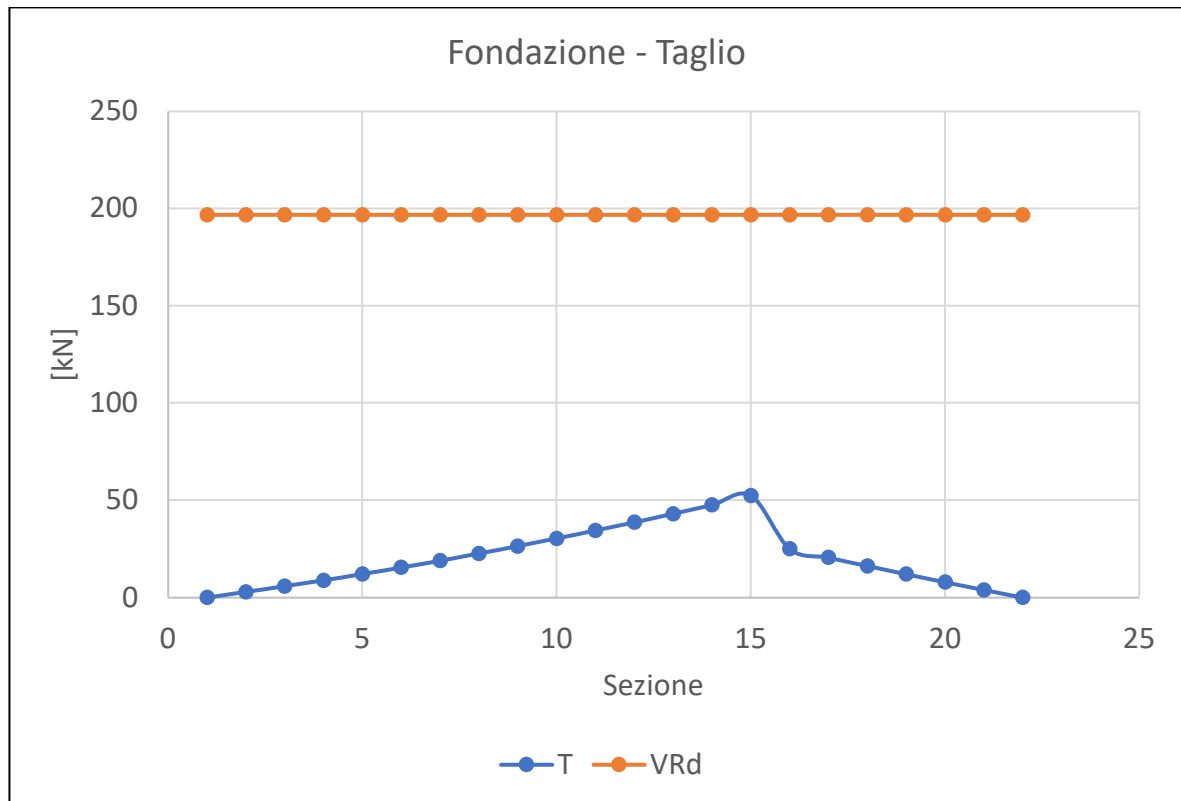


Figura 5-41 Verifica a taglio Fondazione

Verifica a taglio – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	A_{sw}	cotθ
[cm]	[cm]	[cmq]	
100	60	0	--

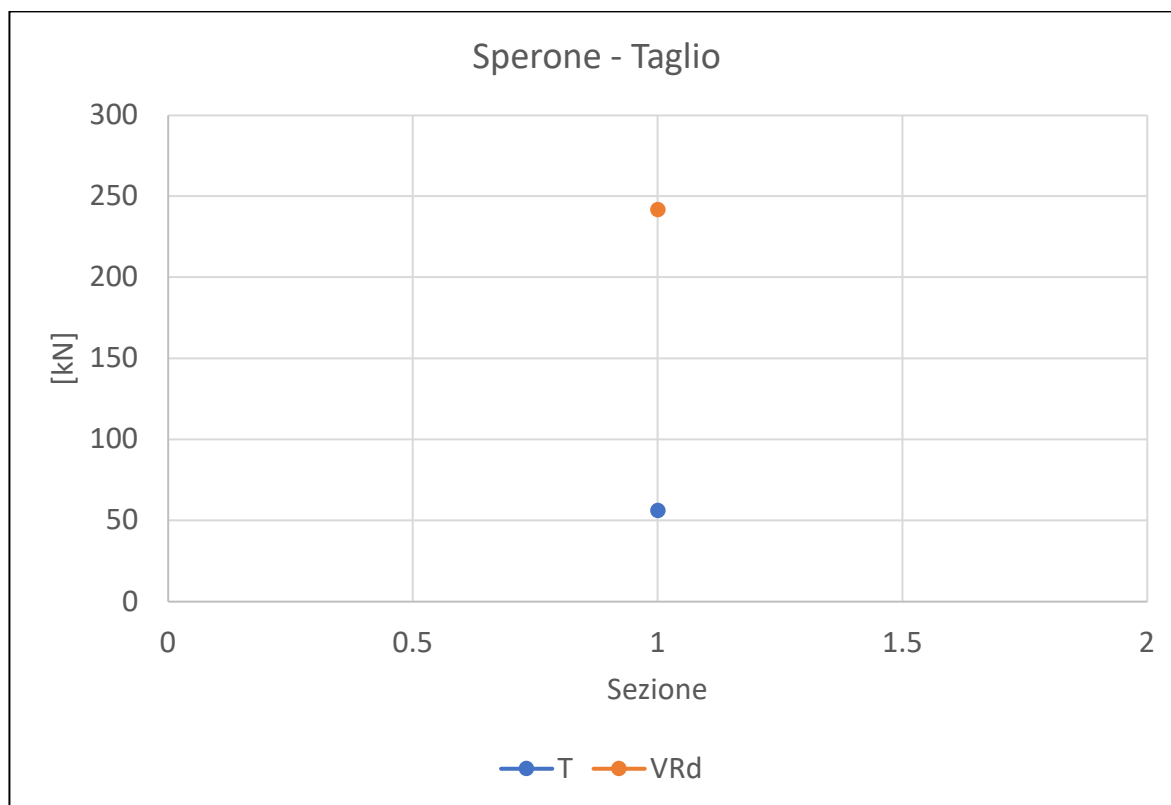


Figura 5-42 Verifica a taglio Sperone

Verifica a fessurazione – Paramento

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	40	12.57

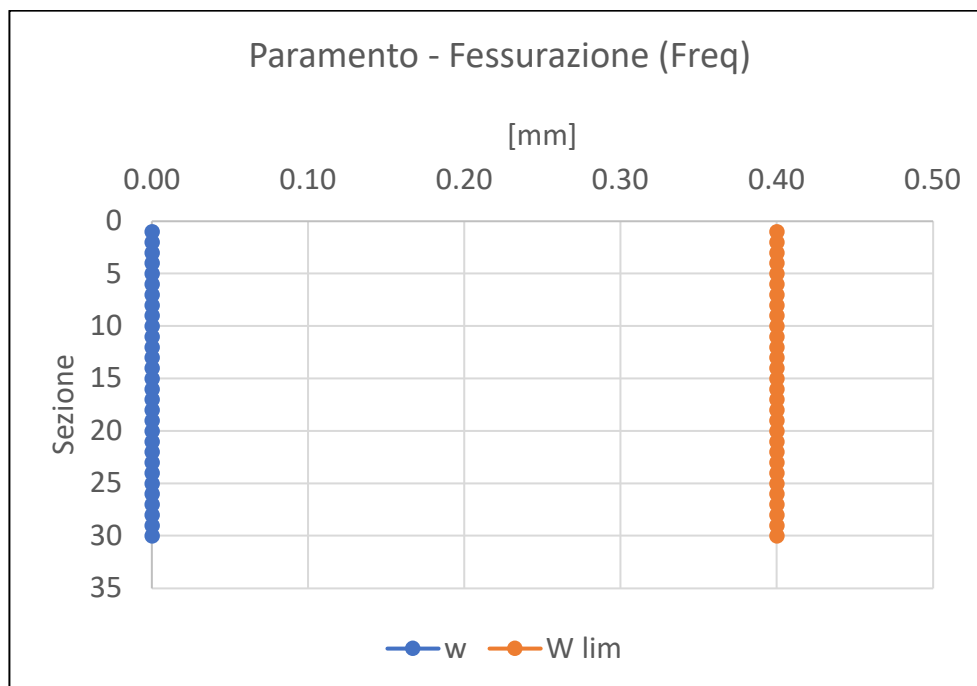


Figura 5-43 Verifica a fessurazione Freq Paramento

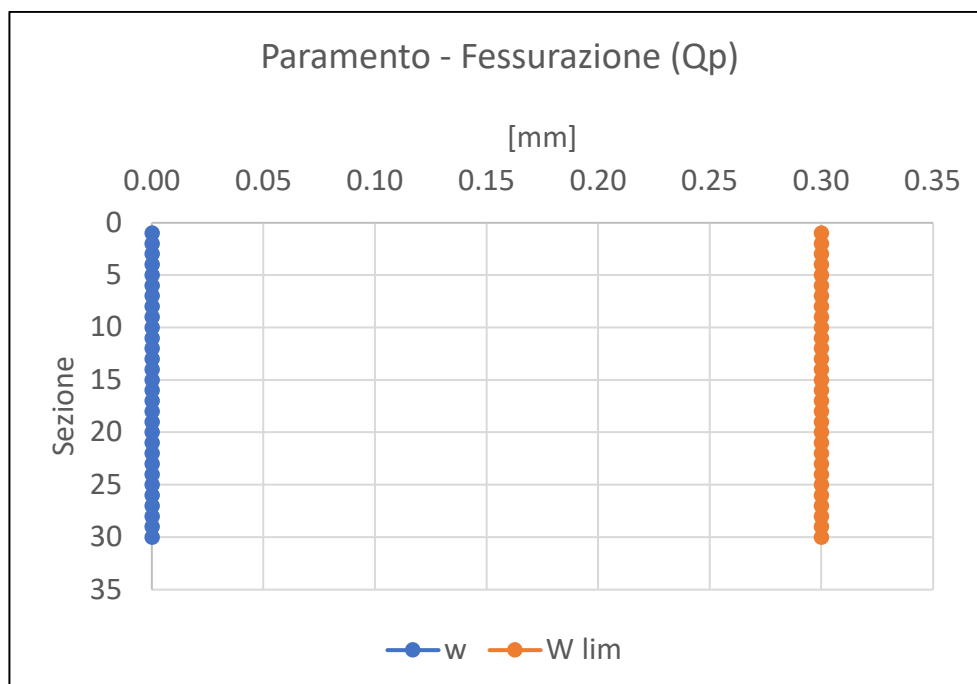


Figura 5-44 Verifica a fessurazione Qp Paramento

Verifica a fessurazione – Fondazione

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	40	12.57

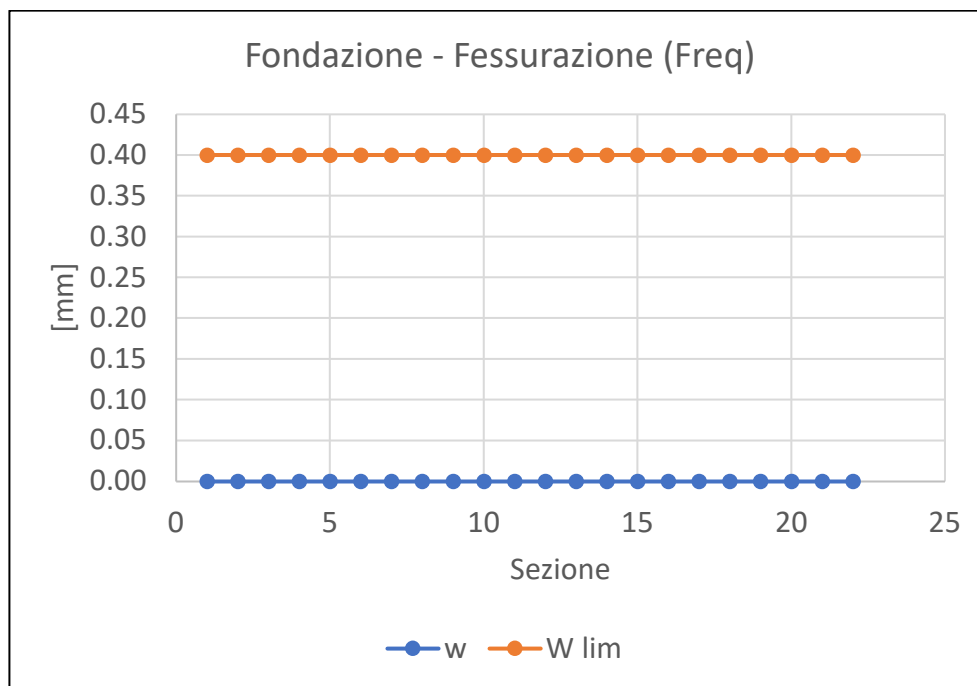


Figura 5-45 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

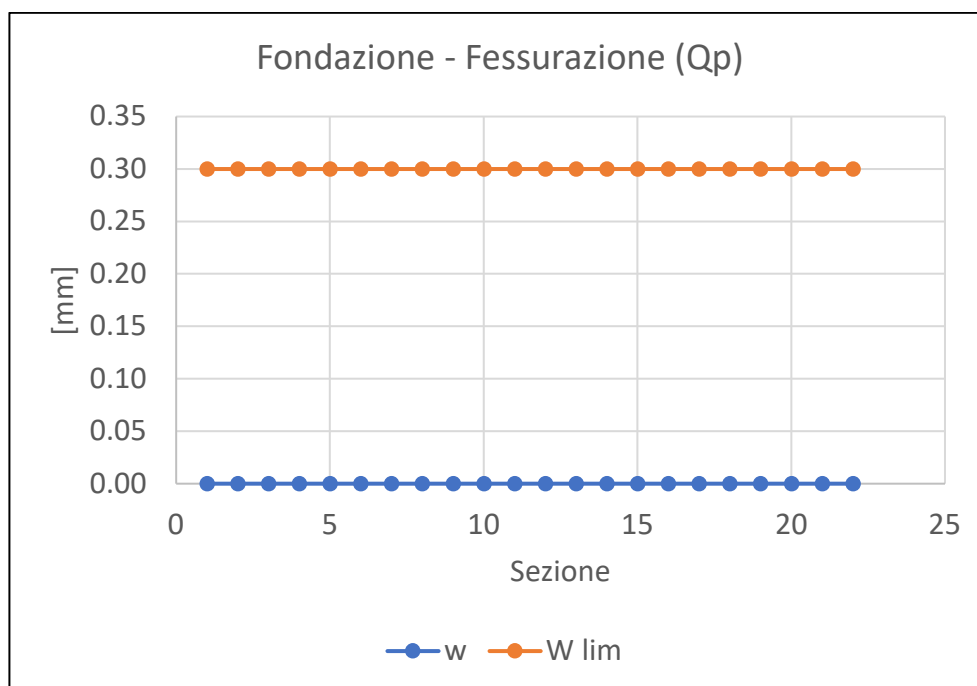


Figura 5-46 Verifica a fessurazione Qp Fondazione

Verifica a fessurazione – Sperone

Di seguito si riportano le caratteristiche della sezione:

B	H	Af
[cm]	[cm]	[cmq]
100	60	12.57

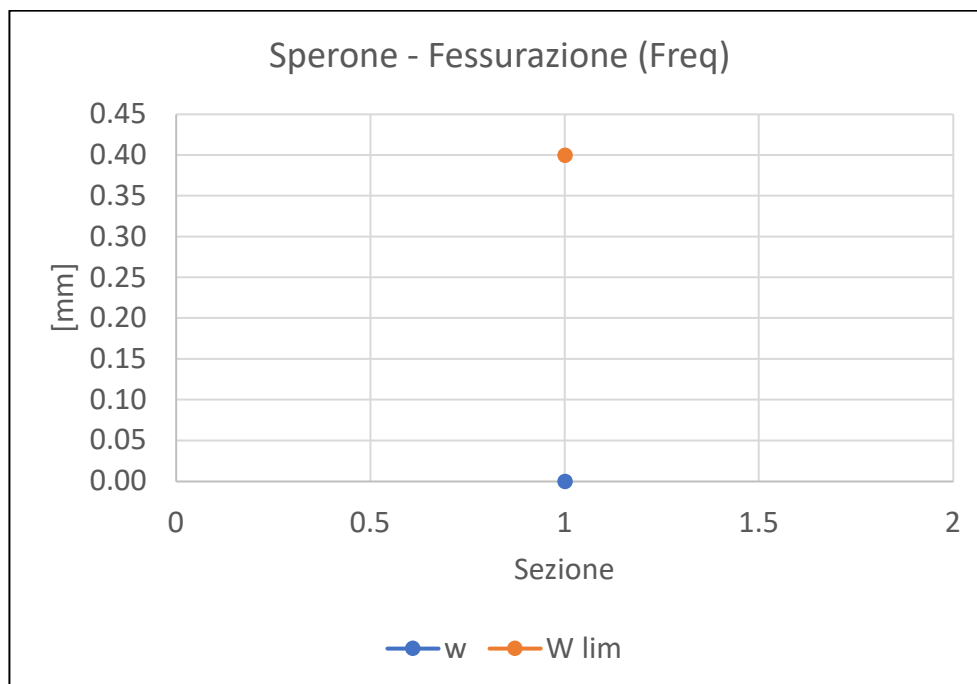


Figura 5-47 Verifica a fessurazione Freq Fondazione

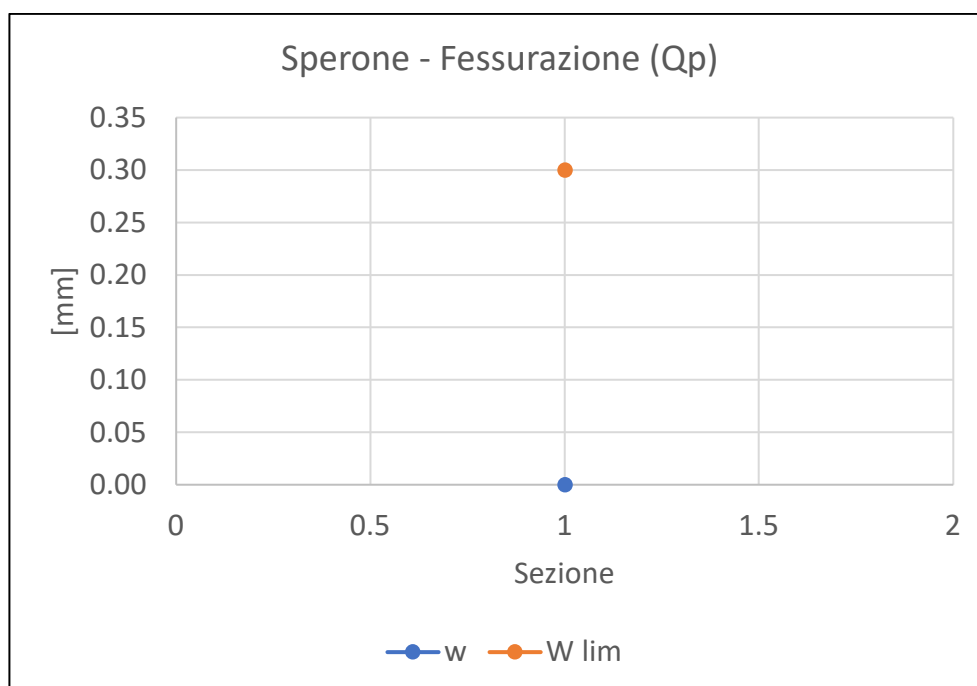


Figura 5-48 Verifica a fessurazione Qp Fondazione

6 OPERA B1: STRUTTURA SCATOLARE PER ESTENSIONE GALLERIA ESISTENTE

In questo capitolo vengono riportati i calcoli per la struttura scatolare in calcestruzzo, estensione dell'attuale sottopasso, sul cui rinterro superiore trova posto la pista ciclopeditonale.

6.1 Geometria

La struttura è interamente gettata in opera, con soletta di copertura di spessore 70cm in mezzeria, fondazione a platea di 90cm di spessore e piedritti di spessore 90cm anch'essi.

La larghezza netta interna dello scatolare è circa pari a 11.20m.

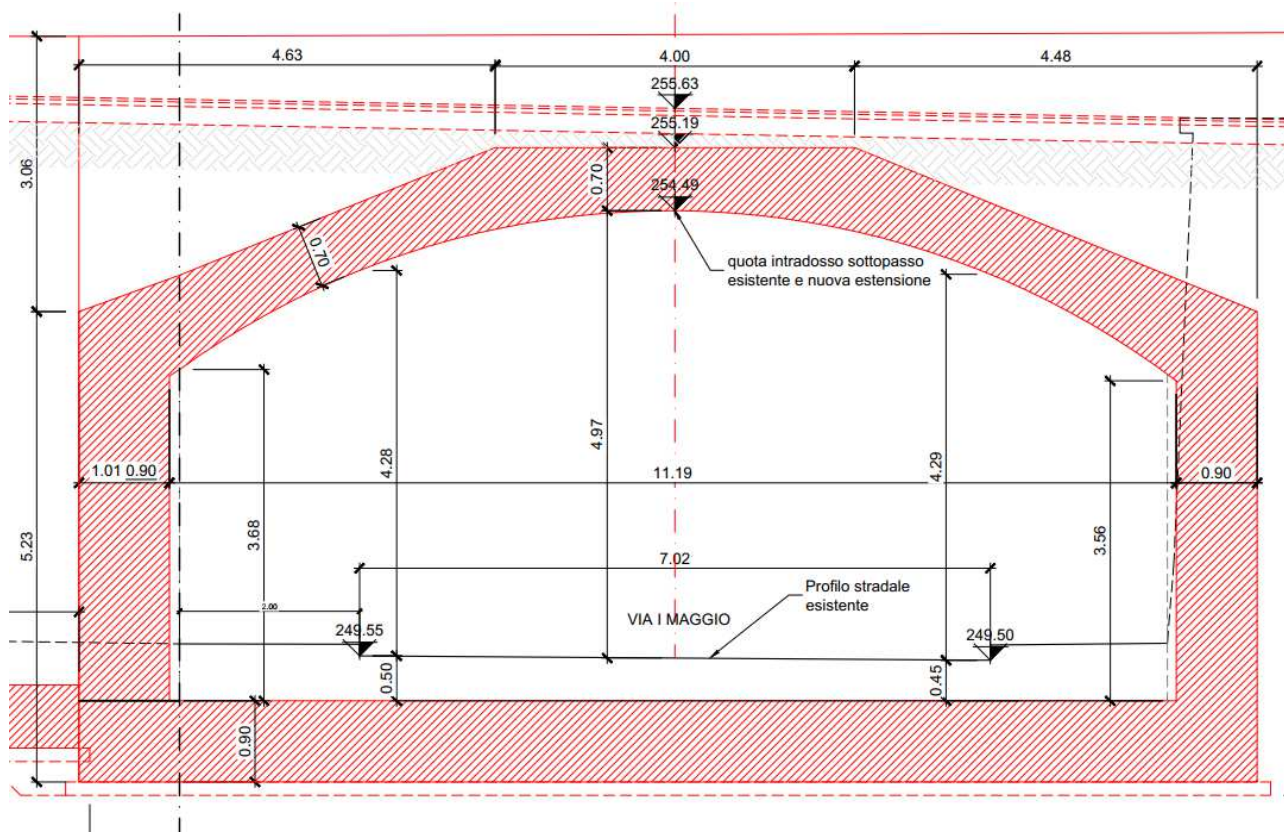


Figura 6-1 - Geometria schematica dell'opera

6.2 Modello di calcolo e software di calcolo

Il modello di calcolo attraverso il quale è stata schematizzata la struttura è quello di telaio chiuso su letto di molle alla Winkler. Il programma di calcolo utilizzato è un programma ad elementi finiti, il MidasGen 2021, sviluppato dalla società MIDAS Information Technology Co., Ltd. (Seongnam, Gyeonggi-do, 463-824, Korea).

Le caratteristiche delle aste modellate con elementi frame sono le seguenti:

Soletta di copertura = Sezione ad altezza variabile:

1. Incastro: 100 x 100 cm
2. Mezzeria: 100 x 70 cm

Piedritti = Sezione 100 x 90 cm

Soletta di fondazione = Sezione 100 x 90 cm

La modellazione dei piedritti è stata effettuata mediante un insieme di aste; la discretizzazione adottata ha consentito un calcolo più preciso delle caratteristiche delle sollecitazioni indotte dai carichi di forma trapezia (o triangolare) rappresentati dalle spinte del terreno.

L'opera è stata considerata vincolata alla base mediante dei vincoli cedevoli in funzione delle caratteristiche elastiche del terreno di sottofondo, per il quale è stata considerata una costante di sottofondo circa $K_s = 7600 \text{ kN/m}^3$.

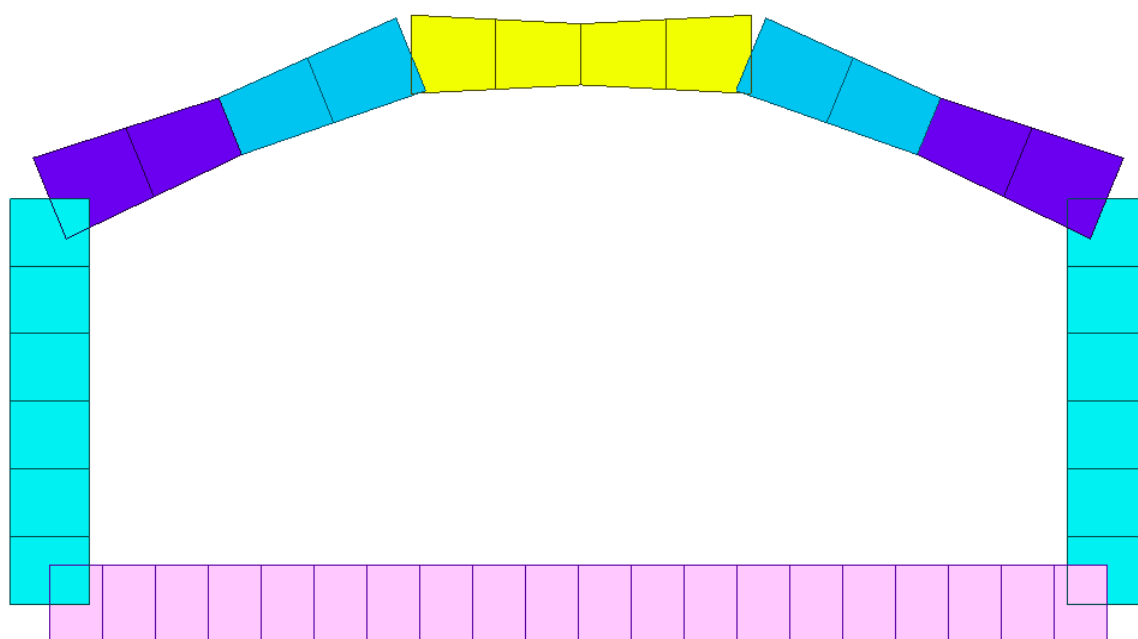


Figura 6-2 Prospetto modello di calcolo

6.2.1 Interazione terreno-struttura

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;

L = lato maggiore della fondazione;

c_t = coefficiente adimensionale di forma ottenuto dalla interpolazione dei valori dei coefficienti proposti dal Bowles, 1960:

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

$$ct = 2 + 0.0089 (L / B) \quad \text{rettangolare con } L / B > 10$$

q = pressione media agente sul terreno;

σ_{v0} = tensione litostatica verticale alla quota di posa della fondazione;

ν = coefficiente di Poisson del terreno;

E = modulo elastico medio del terreno di fondazione (media su una altezza pari a 2 B).

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

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

Per l'opera in esame, si è considerato un modulo elastico del terreno pari a:

$$E_{vc} = 35 \text{ MPa},$$

dal quale risulta, secondo le formulazioni sopra riportate, un valore della costante di sottofondo pari a:

Parametri geomeccanici terreno

γ	20	kN/m ³	Peso di volume naturale
ϕ	30	°	Angolo di resistenza al taglio
c'	0	kPa	coesione drenata
E_{vc}	35000	kPa	modulo in compressione vergine
ν	0.25		Coefficiente di Poisson del terreno

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

B	3	m	Lato minore fondazione
L	13.11	m	Lato maggiore fondazione
ct	1.64		Bowles 1960

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

k_w	7585.655	kN/m ³	costante di sottofondo
-------	-----------------	-------------------	------------------------

6.3 Carichi di progetto

6.3.1 Pesi propri strutturali

Il peso proprio della struttura è calcolato sulla base del volume della struttura, assumendo come peso specifico del calcestruzzo $\gamma=25 \text{ KN/m}^3$

6.3.2 Carichi permanenti portati

Peso degli elementi portati:

- pacchetto di finitura pista ciclabile ($h=0.28\text{m}$): $20 \text{ KN/m}^3 \times 0.28 \text{ m} = 5.60 \text{ kN/m}^2$
- cordolo barriera di sicurezza ($h = 1.26 \text{ m}$, $b = 0.3 \text{ m}$):
 $25 \text{ KN/m}^3 \times 1.26 \text{ m} \times 0.3 \text{ m} = 9.45 \text{ kN/m}$
- barriera di sicurezza: 1.00 kN/m
- terreno di riempimento:
 1. Valore minimo (in corrispondenza chiave galleria): $19 \text{ KN/m}^3 \times 0.16 \text{ m} = 3.04 \text{ kN/m}^2$
 2. Valore massimo (in corrispondenza dei piedritti): $19 \text{ KN/m}^3 \times 1.86 \text{ m} = 35.34 \text{ kN/m}^2$
- pavimentazione stradale (su soletta di fondazione): $20 \text{ KN/m}^3 \times 0.2 \text{ m} = 10 \text{ kN/m}^2$

6.3.3 Spinta del terreno

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin\Phi'$, per cui si ottiene il valore

- Strato 1: $K_0=0,500$.
- Strato 2: $K_0=0,426$.
- Strato 3: $K_0=0,426$.

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} \cdot \gamma_{\text{terreno_piedritto}}) \cdot K_0$$

per cui risulta:

Nella figura seguente si riporta il diagramma delle pressioni del terreno:

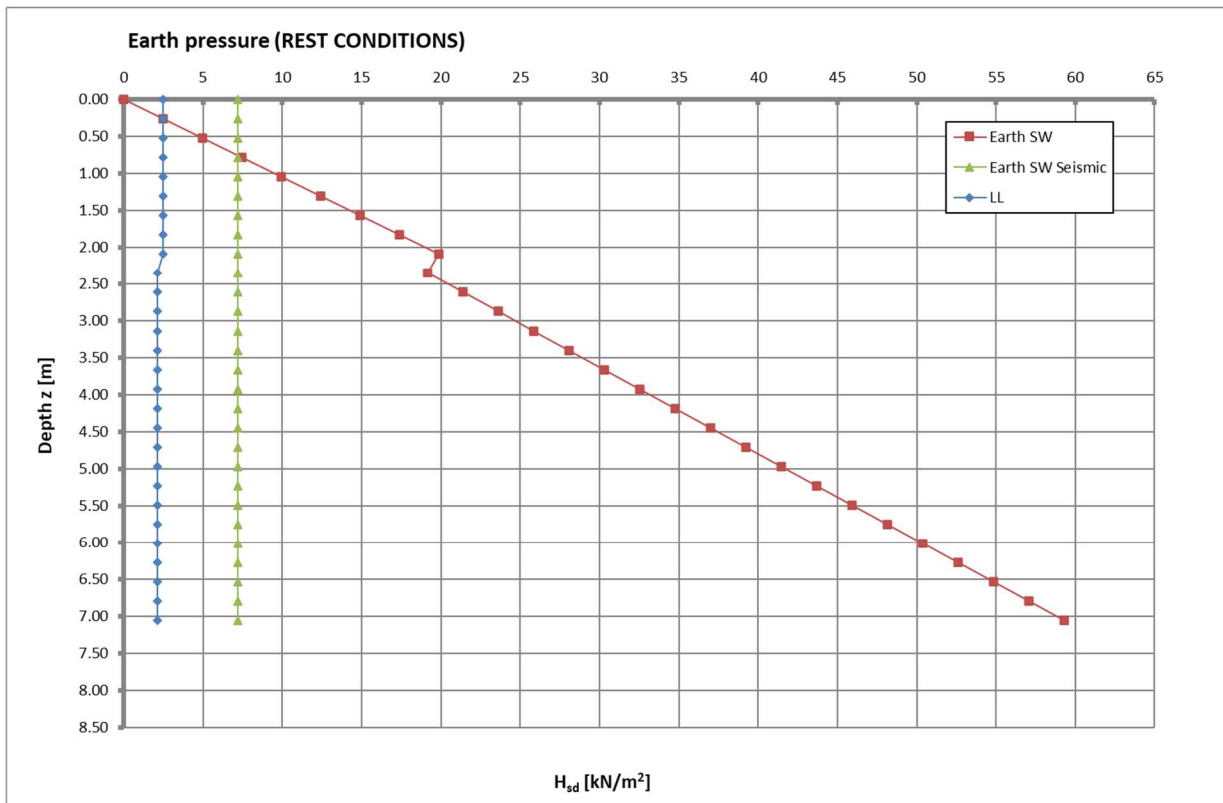


Figura 6-3 – Diagramma pressioni terreno

Nella figura seguente si riporta il diagramma di spinta del terreno agente sulla struttura.

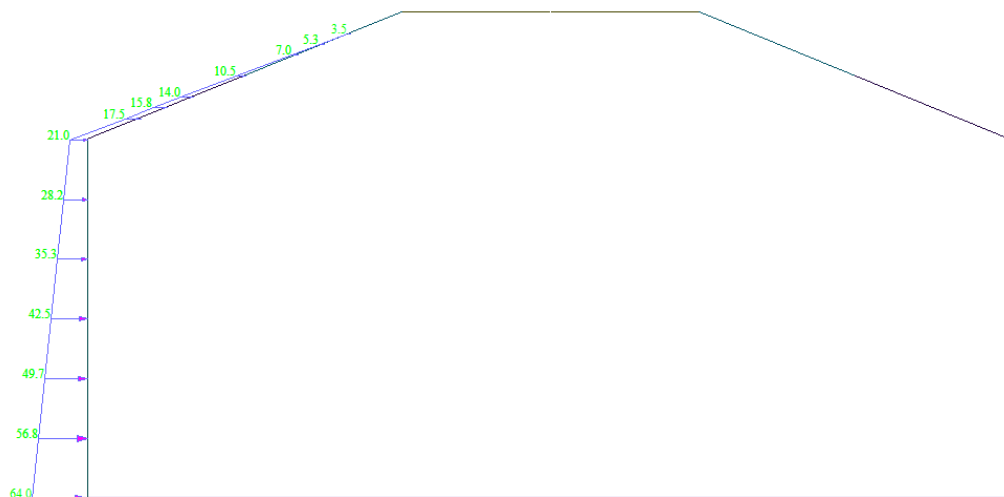
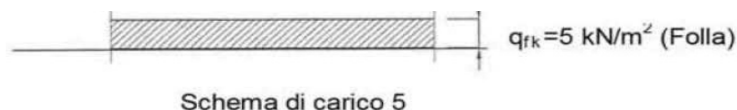


Figura 6-4 - Spinte del terreno da SX

6.3.4 Carico da traffico (Schema 5)

Si considera il carico verticale costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di $5,0 \text{ kN/m}^2$.



Tale schema di carico è caratterizzato da i seguenti valori ψ di combinazione:

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0

6.3.5 Spinta orizzontale dovuta a carichi accidentali da traffico (schema 5)

Si considera la spinta dovuta al carico da traffico (schema 5) su piedritto e rene sinistro.

Tale spinta assume il seguente valore:

$$[5 \text{ kN/m}] \cdot K_0 = 2.5 \text{ kN/m}$$

6.3.6 Azioni termiche

Alla soletta superiore si è applicata una variazione termica uniforme pari a $\Delta t = \pm 15^\circ\text{C}$.

6.3.7 Ritiro

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti solo sulla soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a: $\Delta T_{\text{ritiro}} = -9.5^\circ\text{C}$.

Di seguito se ne riporta il calcolo (secondo EC-2):

U.R.	80	%	Umidità relativa
classe	N	-	Classe cemento
R_{ck}	37	Mpa	Resistenza cls cubica caratteristica
f_{ck}	30.71	Mpa	Resistenza cls cilindrica caratteristica
A_c	2.1	m ²	area della sezione trasversale del calcestruzzo
u	3.7	m	perimetro della sezione trasversale del calcestruzzo esposta all'essiccamento
h_0	1135	mm	
k_h	0.70		
$\epsilon_{cd}(t=0)$	0.027%	-	deformazione da ritiro da essiccamento
$\epsilon_{ca}(t=\infty)$	0.005%	-	deformazione da ritiro autogeno
$\epsilon_{cd}(t=\infty)$	0.019%	-	deformazione da essiccamento a tempo infinito
ϵ_r	0.024%		Deformazione totale
$\phi(t=\infty)$	1.52		modulo viscoso
ΔT	-9.46	°C	Azione termica equivalente

6.3.8 Spinta terreno per azione sismica

Si adottano i seguenti parametri:

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		0.041	0.020
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.004	0.002
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.654	2.541
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.285	0.180
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.500	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	k_h [%]	k_v [%]
Ultimo	0.380	0.238	0.119
Ultimo - Ribaltamento	0.570	0.357	0.179
Esercizio	0.470	0.144	0.072

6.3.9 Forze inerziali dovute al sisma

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k .

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h$$

L'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

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

dove:

$S_s=1.5$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_t=1$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1,5 * 1 * 0,041g = 0,0615 g$$

$$k_h = a_{max}/g = 0,0615$$

$$k_v = \pm 0,5 \times k_h = 0,031$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2$$

Pertanto avremo che:

Massa associata al peso proprio (copertura): $G_1 = 260 \text{ kN/m}$

Massa associata al peso proprio (piedritto): $G_1 = 105 \text{ kN/m}$

Massa associata al carico permanente $G_2 = 440 \text{ kN/m}$

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

Sisma H

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h = (260+440) * 0,0615/12 \text{ m} = 3.59 \text{ kN/m/m}$$

Forza Orizzontale sui Piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''_h = 27,5 * 0,0615/4.65 = 1.38 \text{ kN/m}$$

Sisma V

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F''_v = (260+440) * 0,031/12 \text{ m} = 1.795 \text{ kN/m}$$

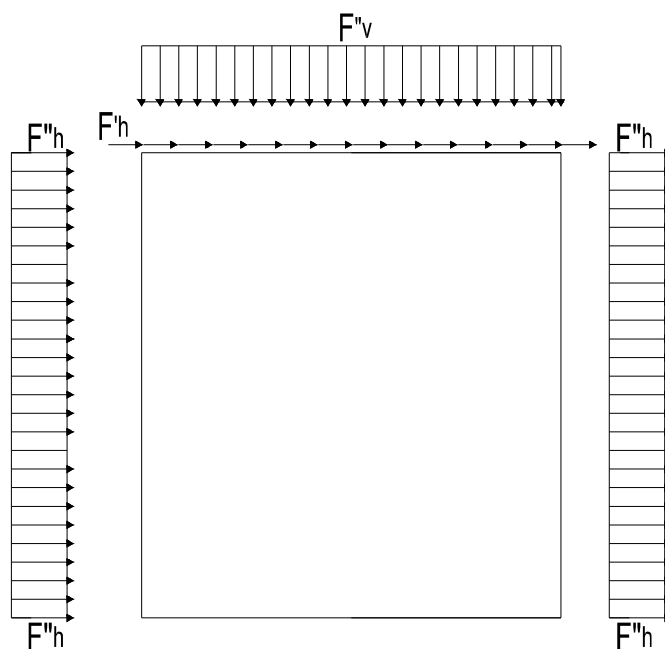


Figura 6-5 - Forze sismiche agenti sulla struttura

6.4 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione statica SLU:

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

- Combinazione statica rara SLE:

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

- Combinazione statica frequente SLE:

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

- Combinazione statica quasi permanente SLE:

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

- Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle precedenti espressioni con G_1 si indica il peso proprio degli elementi strutturali, con G_2 il carico permanente portato, con Q_{ki} si indicano le azioni accidentali sulla struttura.

Seguendo le prescrizioni contenute nelle Norme tecniche per le Costruzioni (D.M. 17.01.2018) per le verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

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.

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

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Si riportano di seguito le combinazioni di carico ritenute più significative.

	PESO PROPRIO	PESO RICOPR	SPINTA SX	SPINTA DX	PERM PORTATO	RITIRO	Q TRAFF	Q SPINTA SX	Q SPINTA DX	T UNIF
SLU1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	1.35	1.05	1.05	0.9
SLU2	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0.6	1.5	1.05	0.9
SLU3	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0.6	1.05	1.5	0.9
SLU4	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0.6	1.05	1.05	1.5

Tabella 5 - Combinazioni di carico SLU (non sismiche)

	PESO PROPRIO	PESO RICOPR	PERM PORTATO	T UNIF	T VAR	SISMA X-	SISMA X+
SLV 1	1	1	1	0.5	0.5	1	
SLV 2	1	1	1	0.5	0.5		1

Tabella 6 - Combinazioni di carico SLV (sismiche)

	PESO PROPRIO	PESO RICOPR	SPINTA SX	SPINTA DX	PERM PORTATO	RITIRO	Q TRAFF	Q SPINTA SX	Q SPINTA DX	T UNIF
SLE1	1	1	1	1	1	1	0.6	0.7	0.7	0.6
SLE2	1	1	1	1	1	1	0.4	1	0.7	0.6
SLE3	1	1	1	1	1	1	0.4	0.7	1	0.6

SLE4	1	1	1	1	1	1	0.4	0.7	0.7	1
SLE5 FREQ	1	1	1	1	1	1	0.4	0.3	0.3	0.6
SLE 6 FREQ	1	1	1	1	1	1	0.4	0.5	0.3	
SLE 7 FREQ	1	1	1	1	1	1	0.4	0.3	0.5	
SLE 8 QP	1	1	1	1	1	1				0.5

Tabella 7 - Combinazioni di carico SLE

6.5 Sollecitazioni

Di seguito si riportano i diagrammi di involucro delle caratteristiche delle sollecitazioni di Taglio, Flessione e Sforzo normale, ottenuti rispettivamente per:

- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLU (ENV_STR)
- le combinazioni delle azioni in presenza di sisma (ENV_SLV)
- le combinazioni delle azioni per le verifiche agli SLE (ENV_SER)

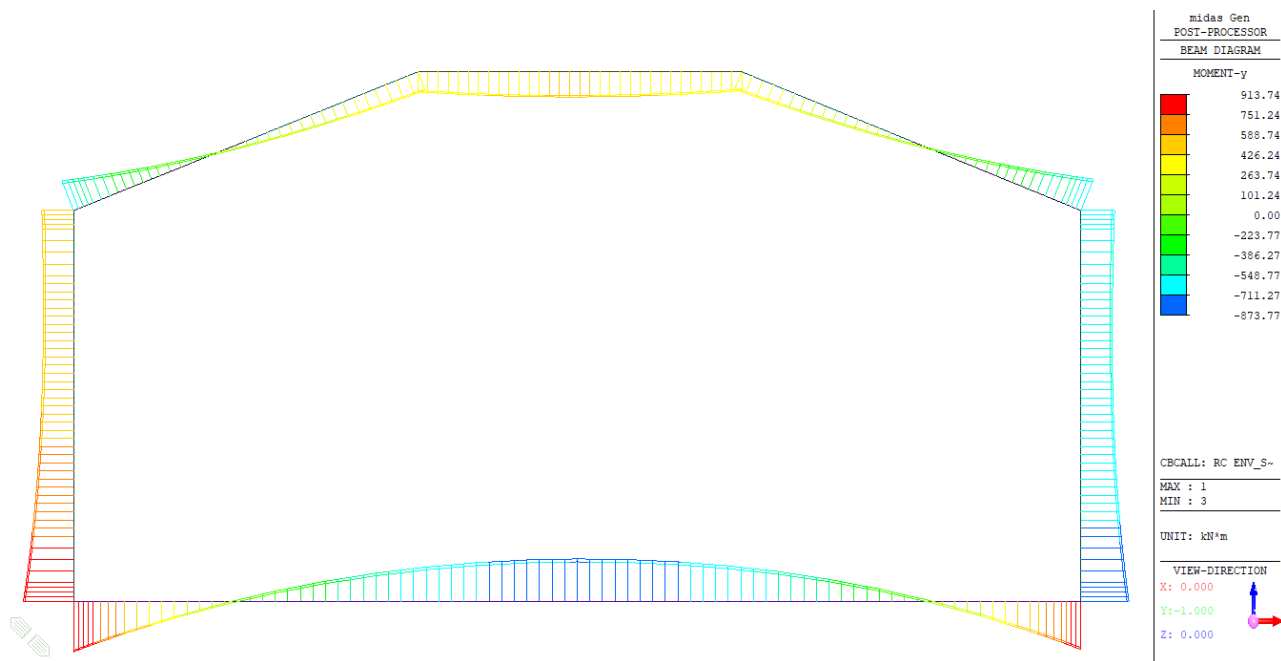


Figura 6-6 Momento flettente – comb. statica SLU [kNm/m]

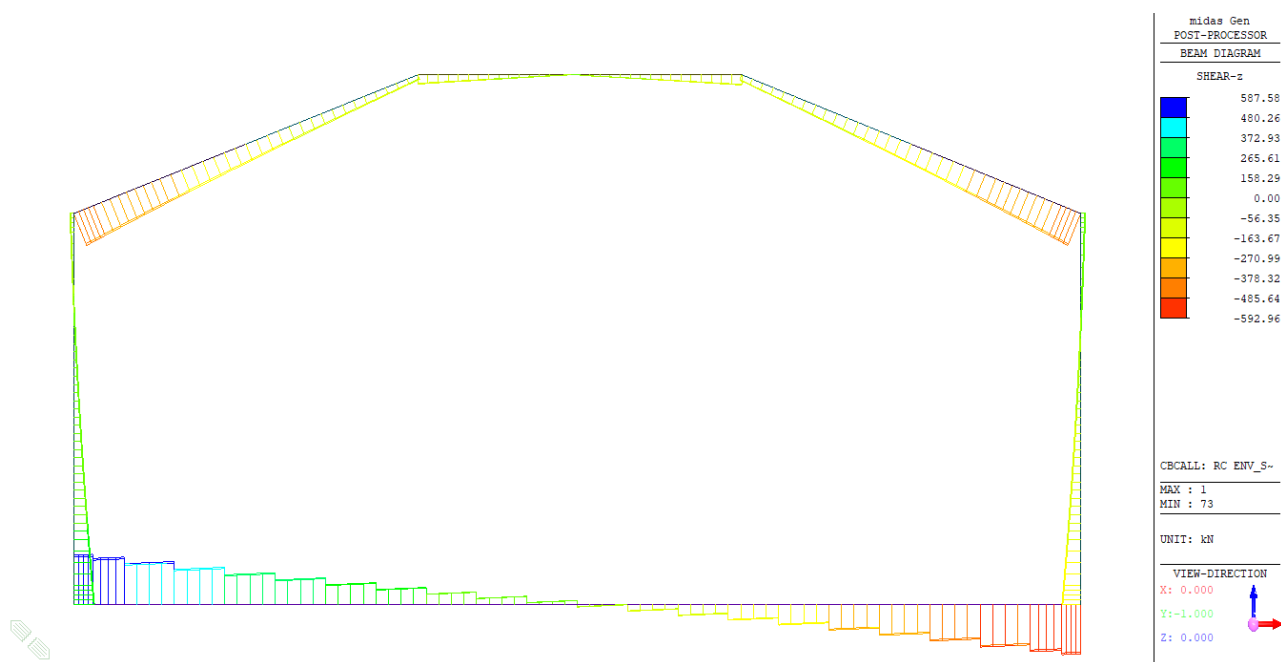


Figura 6-7 Azione di taglio – comb. statica SLU [kN/m]

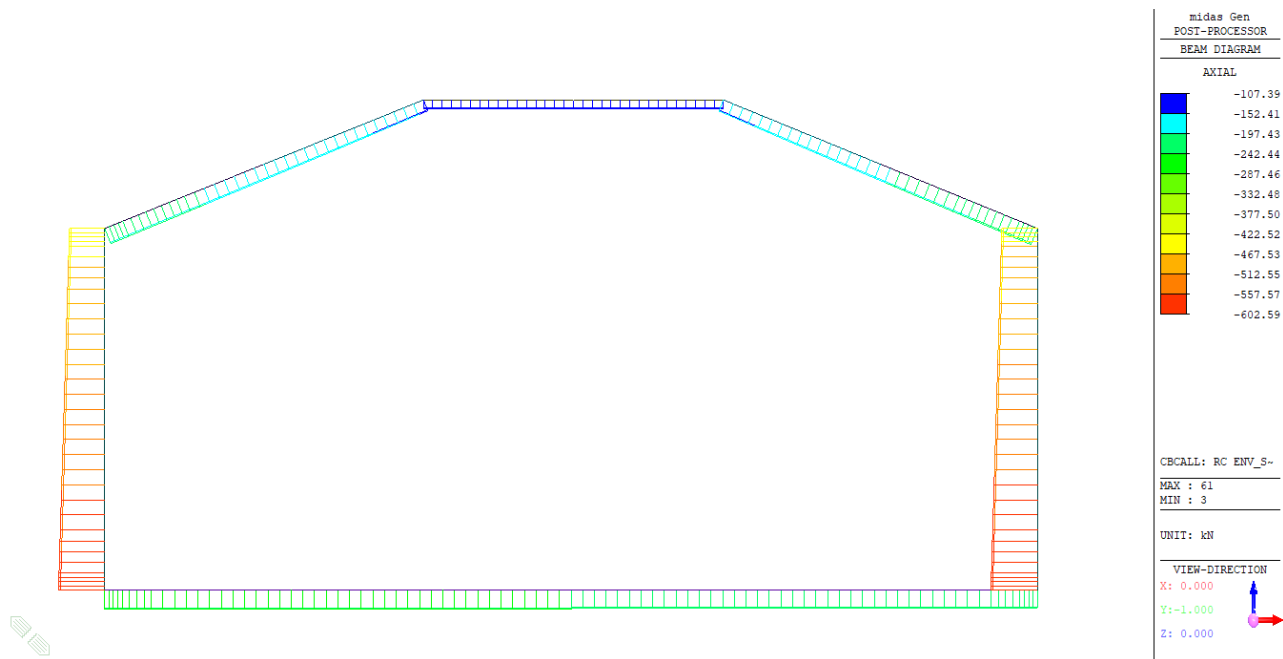


Figura 6-8 Azione assiale – comb. statica SLU [kN/m]

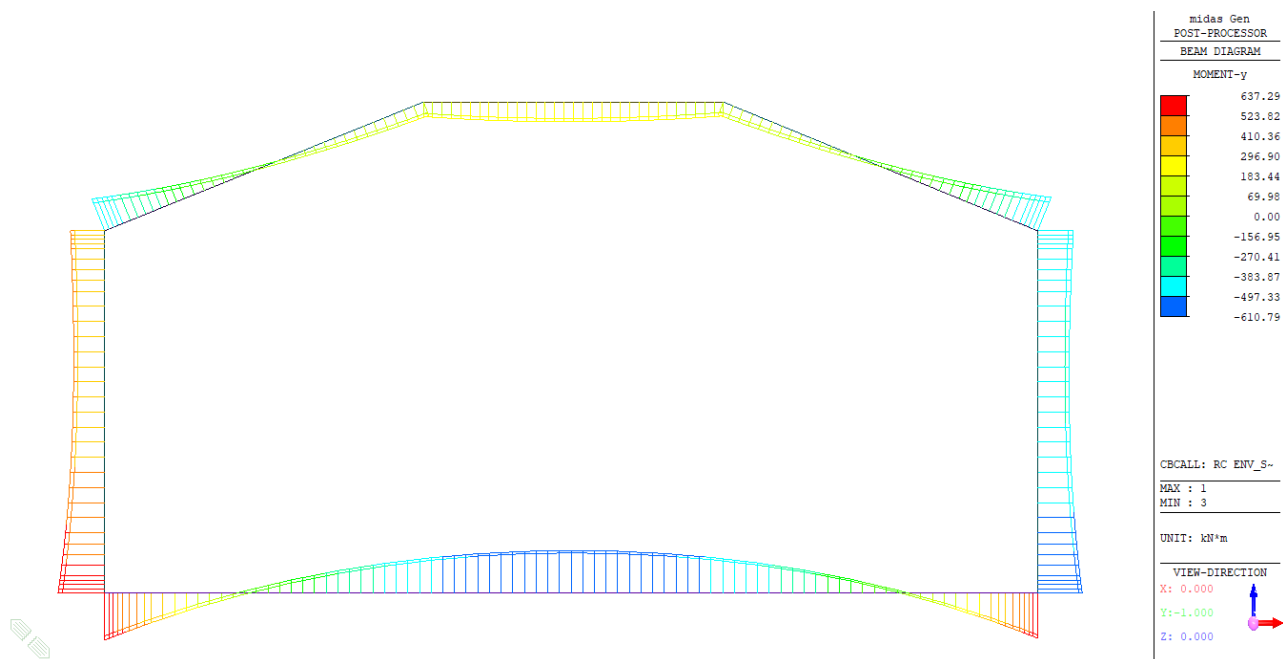


Figura 6-9 Momento flettente – comb. statica SLE [kNm/m]

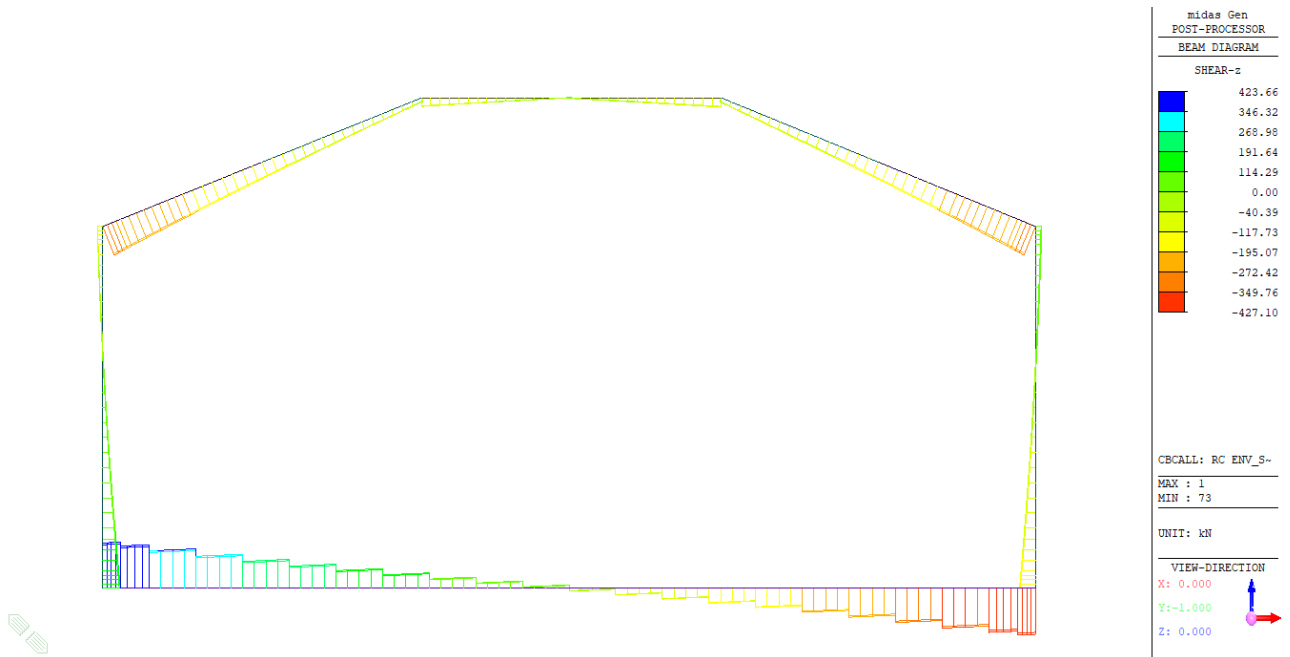


Figura 6-10 Azione di taglio – comb. statica SLE [kN/m]

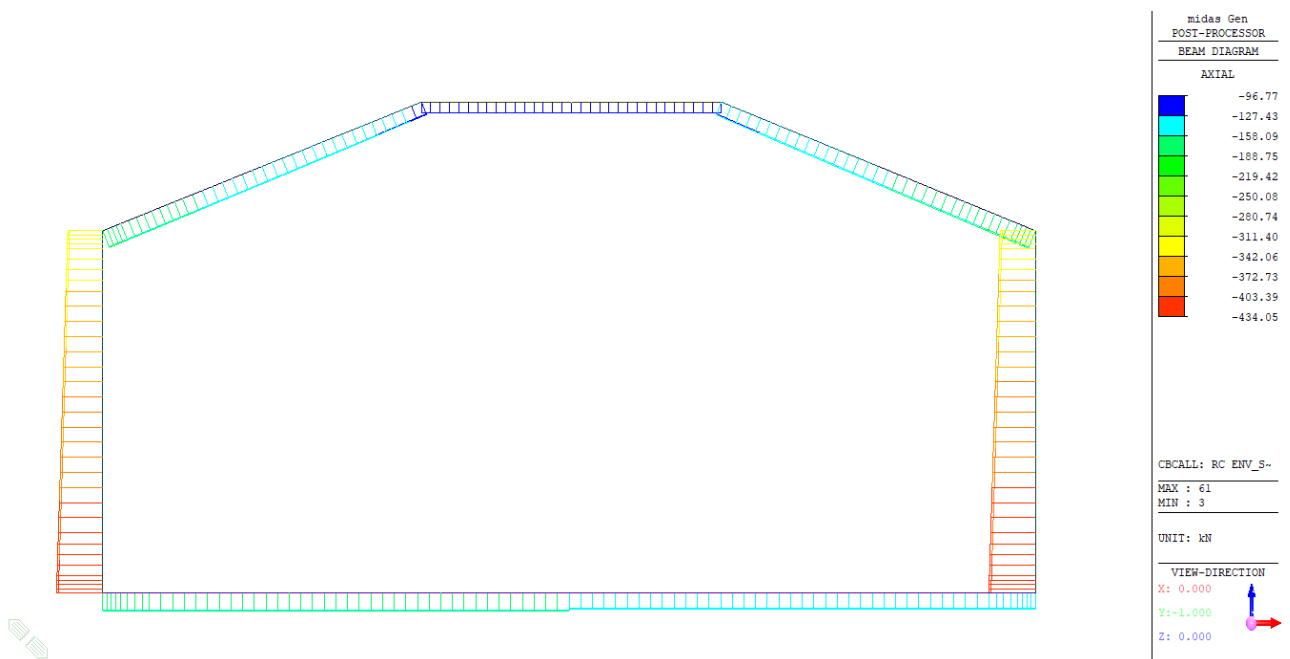


Figura 6-11 Azione assiale – comb. statica SLE [kN/m]

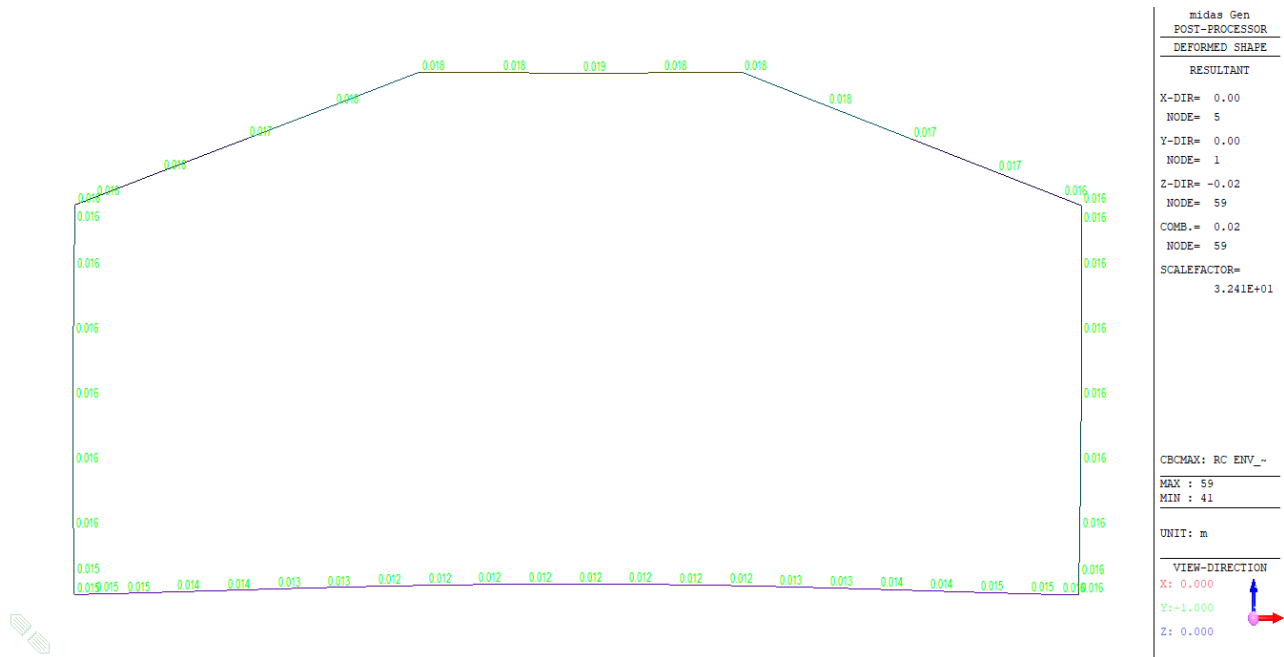


Figura 6-12 Deformata – comb. statica SLE [mm]

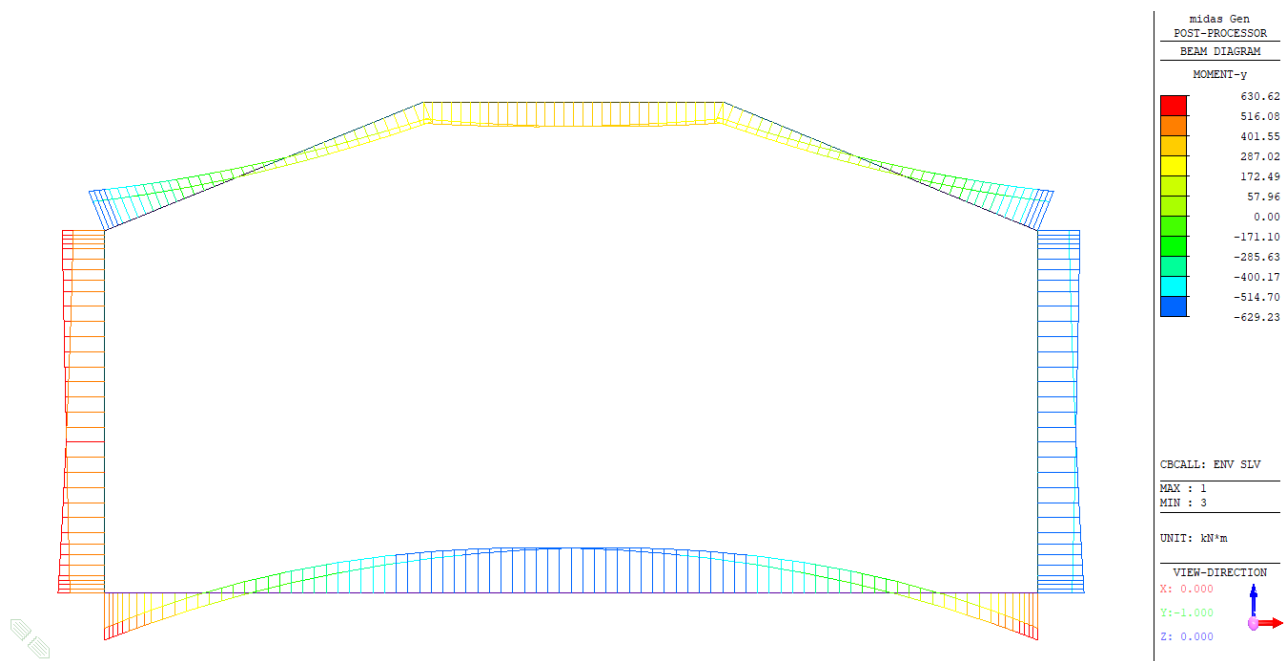


Figura 6-13 Momento flettente – comb. sismica SLV [kNm/m]

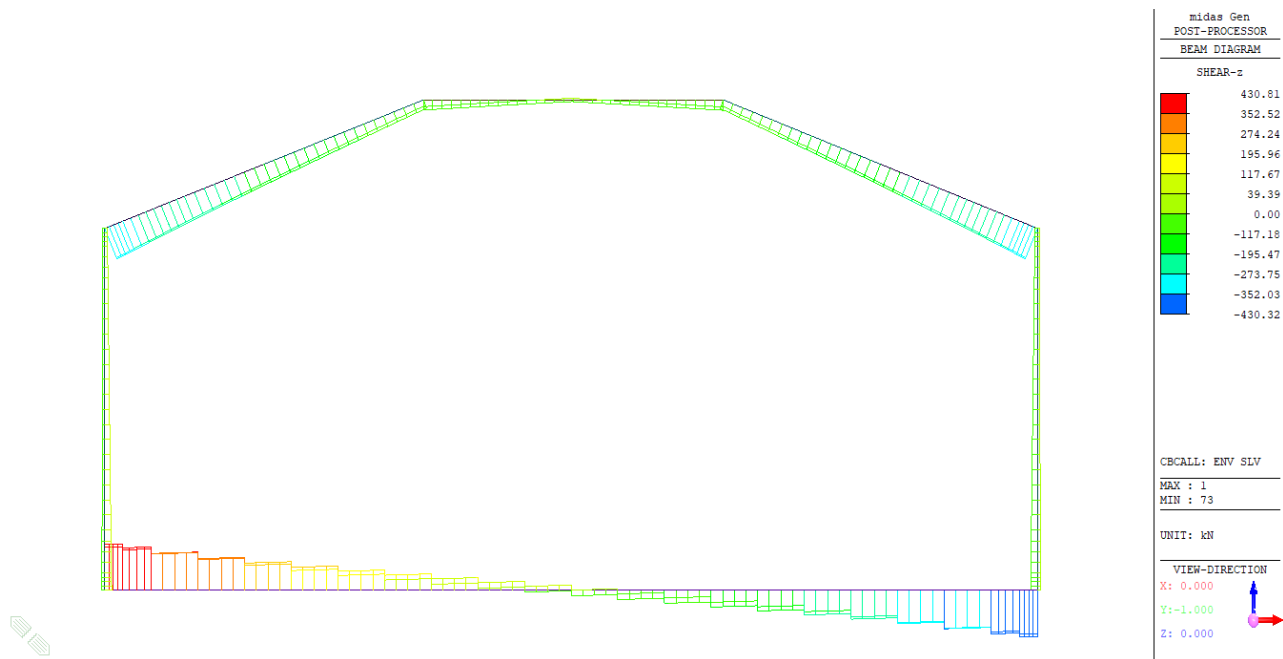


Figura 6-14 Azione di taglio – comb. sismica SLV [kN/m]

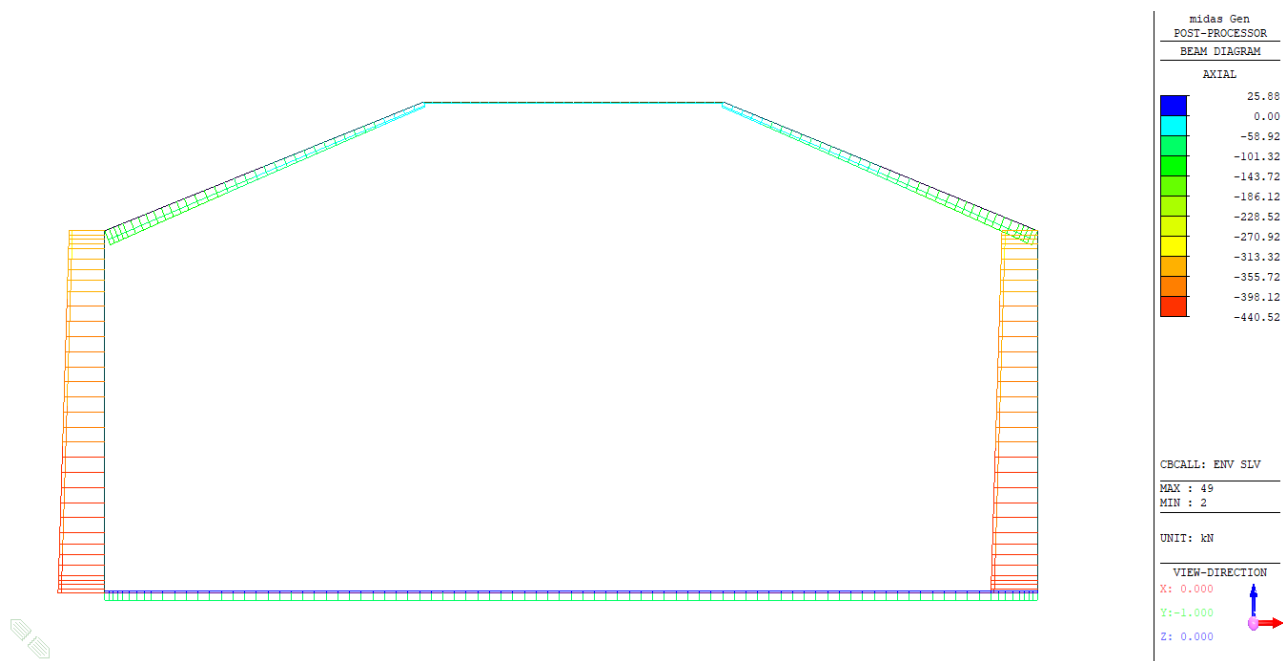


Figura 6-15 Azione assiale – comb. sismica SLV [kN/m]

6.6 Verifiche strutturali

L'armatura di forza necessaria sezione per sezione viene calcolata ai paragrafi successivi: in senso longitudinale del manufatto si è avuto cura di disporre una percentuale di armatura minima almeno pari al 20% di quella trasversale (si dispone un'armatura corrente longitudinale costituita da 1+1Φ16/20).

Le verifiche di resistenza nelle sezioni d'incastro sono eseguite ad una distanza di H/4 (H è lo spessore) dal punto di intersezione degli assi delle membrature per quanto riguarda le sollecitazioni flessionali e a filo della sezione per le sollecitazioni di taglio.

6.6.1 Armatura minima

Soletta di copertura

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima di trazione rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.3.1) pari a:

$$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} b_t d > 0.13\% b_t d$$

PIASTRE (ORIZZONTALI) EC2 9.3.1	Soletta (h=70 cm)		Soletta (h=100 cm)	
	d	660 mm	d	960 mm
	As,min	1.054 mm ² /m	As,min	1.534 mm ² /m
	Φ	24 mm	Φ	24 mm
	s	20 cm	s	20 cm
	As	2.262 mm ² /m	As	2.262 mm ² /m

Soletta di fondazione

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima di trazione rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.3.1) pari a:

$$A_{s,min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} b_t d > 0.13\% b_t d$$

PIASTRE (ORIZZONTALI) EC2 9.3.1	Platea h = 90 cm	
	d	750 mm
	As,min	1.042 mm ² /m
	Φ	26 mm
	s	20 cm
	As	2.655 mm ² /m

Piedritti

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima verticale rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.2) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.2\% \leq \rho$$

PARETI EC2 9.6.2	pmin vert 0.20%		
	S	900	mm
	Φ	24	mm
	s	20	cm
	As	4.524	mm ² /m
	ρ vert	0.50%	

L'armatura minima orizzontale totale deve invece verificare i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.3) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.1\% \leq \rho$$

Inoltre, l'armatura disposta in direzione orizzontale deve essere $A_{s,o} > 25\% A_{s,v}$; nel nostro caso:

PARETI EC2 9.6.3	pmin orizz 0.10%		
	pmin orizz 0.25% As vert		
	S	900	mm
	Φ	16	mm
	s	20	cm
	As	2.011	mm ² /m
	ρ orizz	0.22%	
	As	2.011	mm ² /m
As,orizz/As,vert		1.78	

6.6.2 Armatura effettivamente disposta

Le armature disposte nelle sezioni della galleria sono riassunte nella seguente:

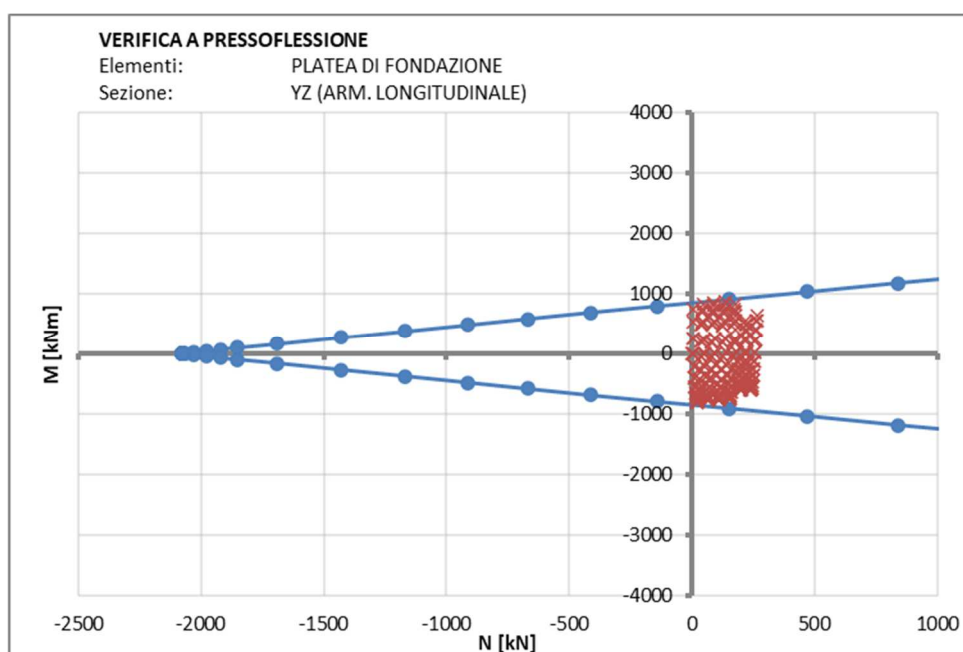
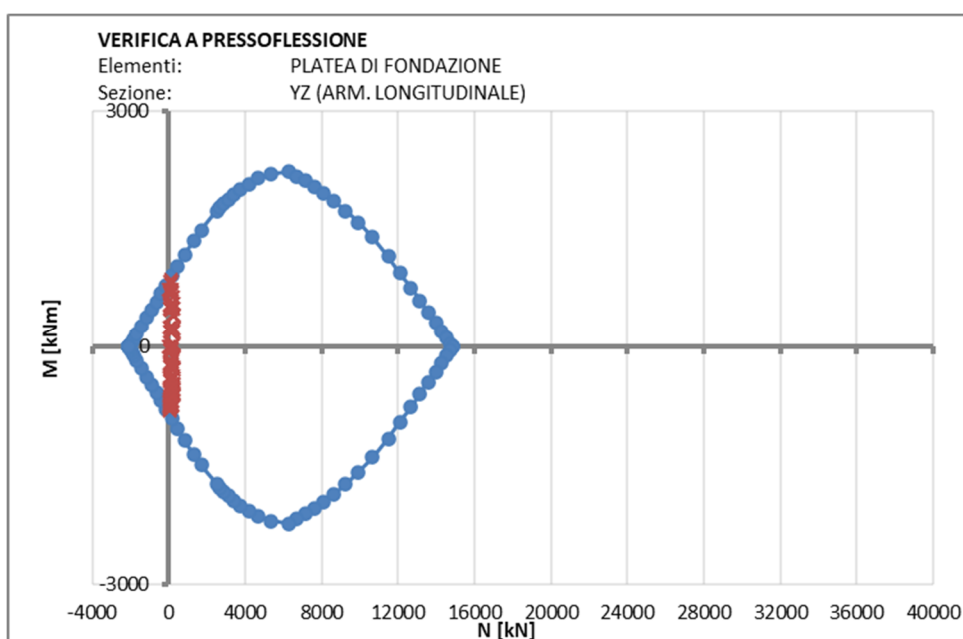
SEZIONE	H [cm]	ARMATURA	
		As [tesa]	A's [compressa]
Platea – mezzeria e incastro	90	Φ26/20	Φ 26/20
Soletta copertura – mezzeria	70	Φ24/20	Φ 24/20
Soletta copertura – incastro	100	Φ24/20	Φ 24/20
Piedritto sommità	90	Φ24/20	Φ 24/20
Piedritto base	90	Φ24/20 + Φ16/20	Φ24/20 + Φ16/20

6.6.3 Verifiche a flessione SLU

Di seguito si riporta la verifica a flessione SLU degli elementi considerati. Nelle tabelle si riassumono le azioni determinanti e i relativi fattori di sicurezza.

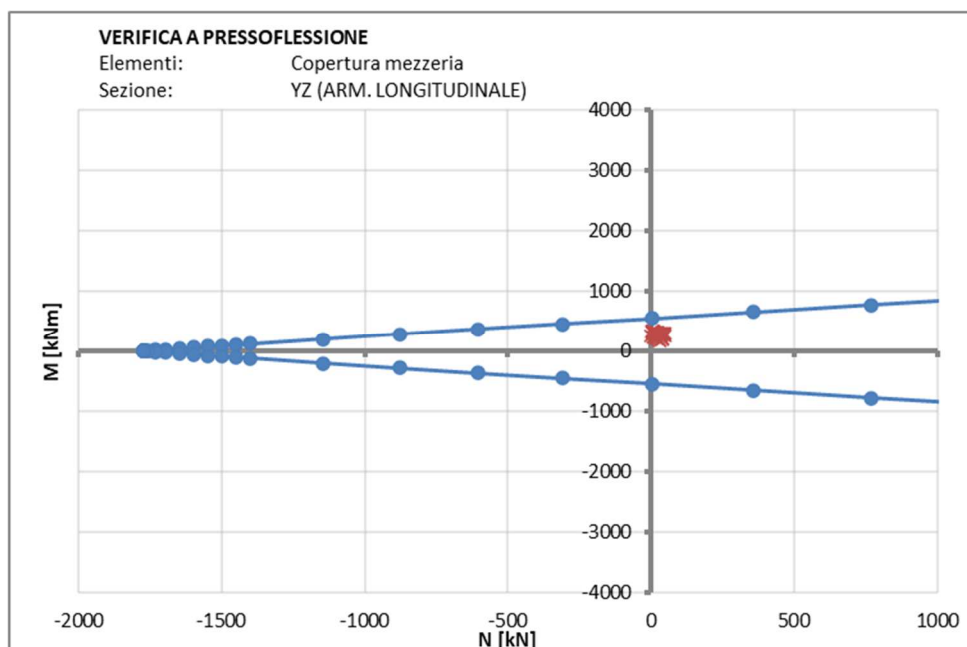
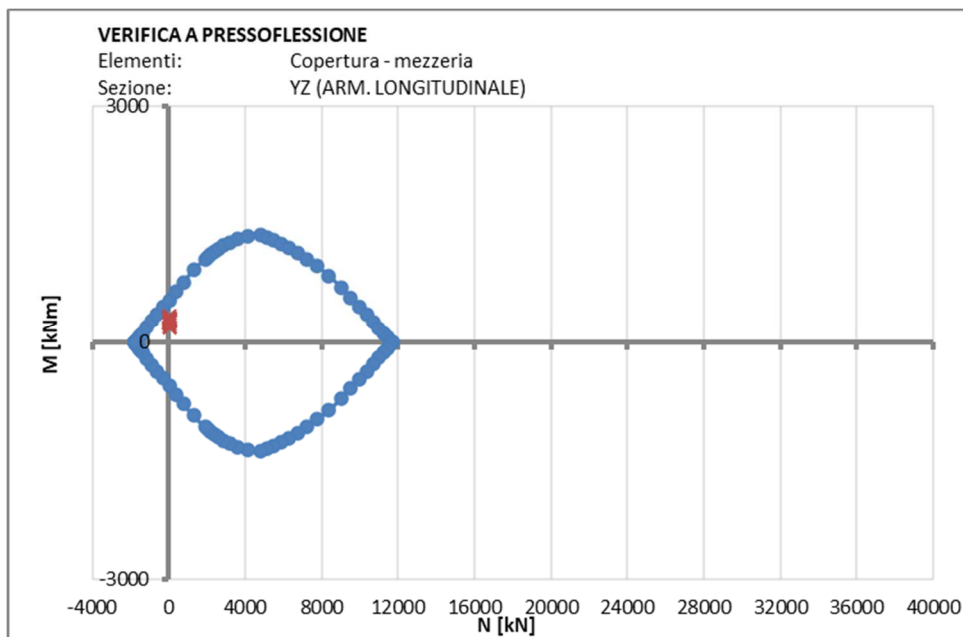
Platea di fondazione

N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
211.85	870.00	1.08	58.28	1.07
-26.74	-603.55	1.38	32.09	1.39
211.85	870.00	1.08	58.28	1.07



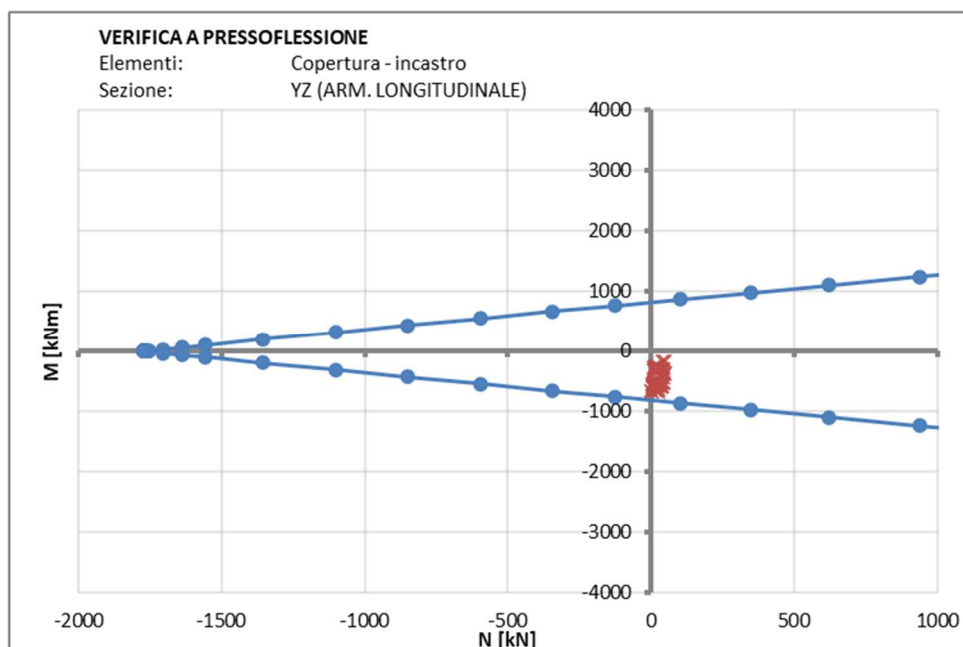
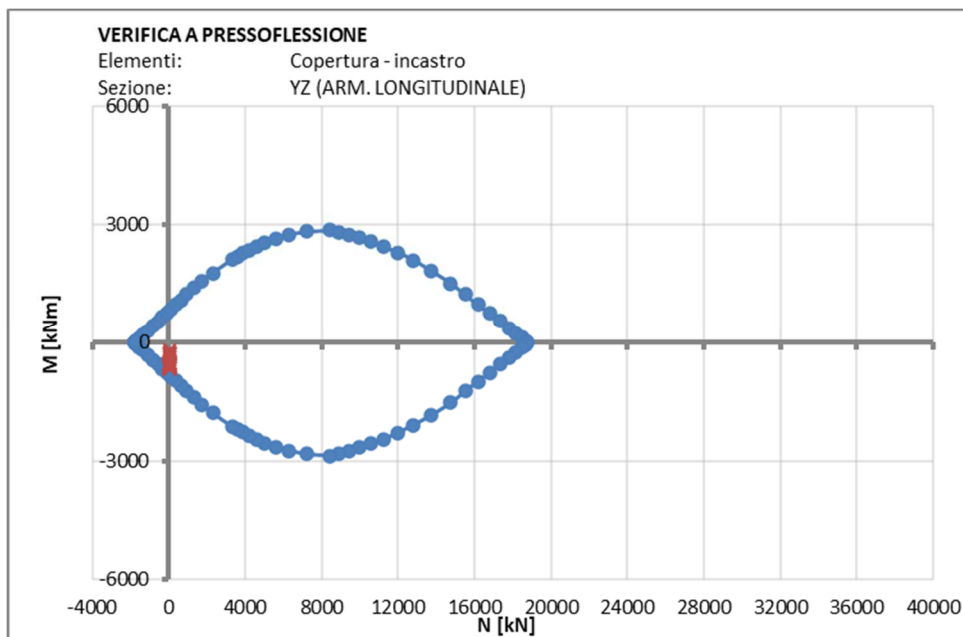
Soletta copertura – mezzeria

N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
141.04	346.18	1.80	73.80	1.71
141.04	346.18	1.80	73.80	1.71
141.04	346.18	1.80	73.80	1.71



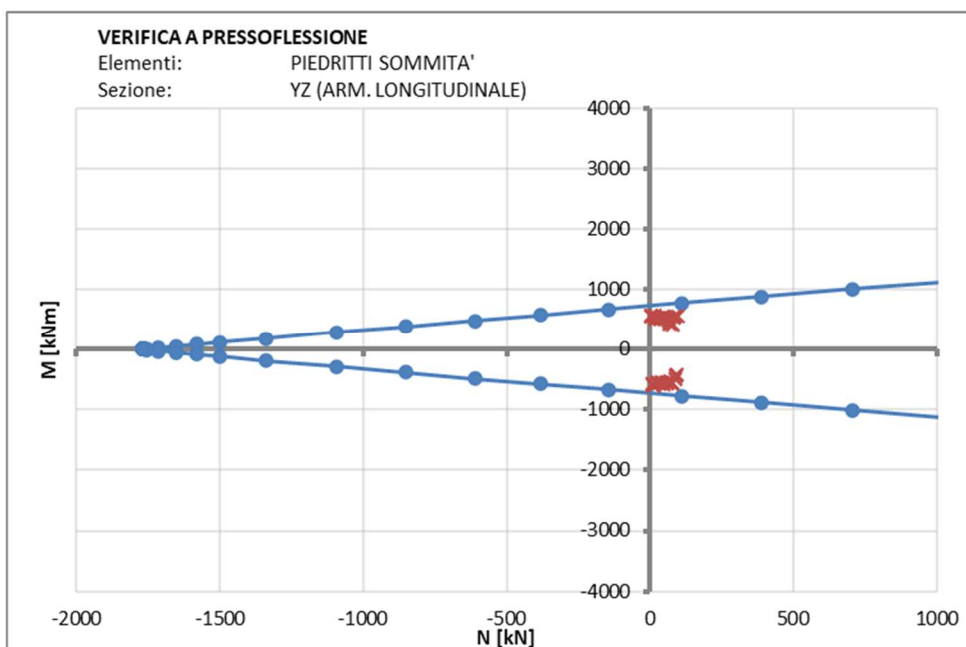
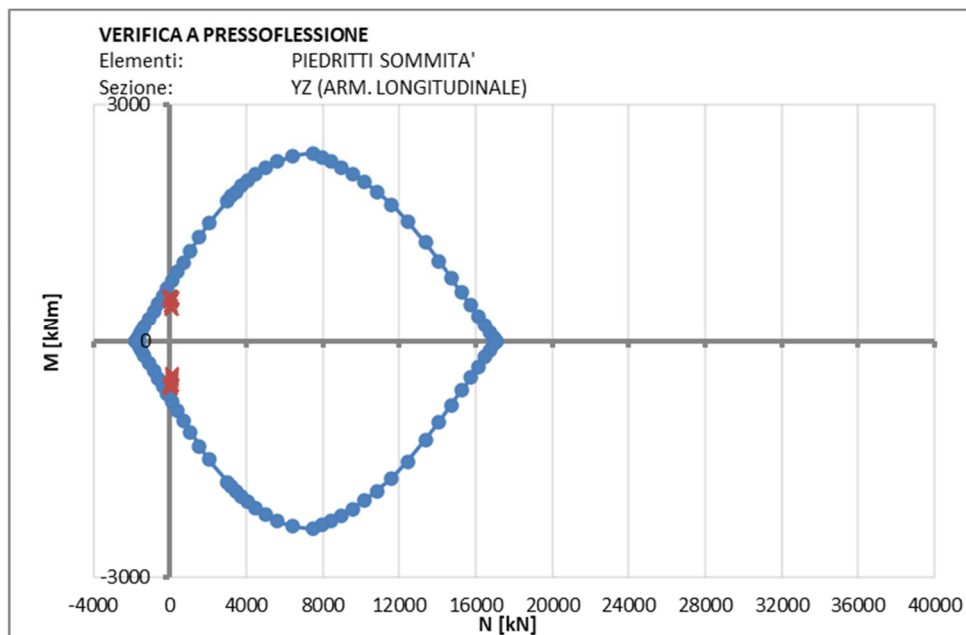
Soletta copertura – incastro

N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
246.94	-684.64	1.42	68.83	1.36
246.94	-684.64	1.42	68.83	1.36
246.94	-684.64	1.42	68.83	1.36



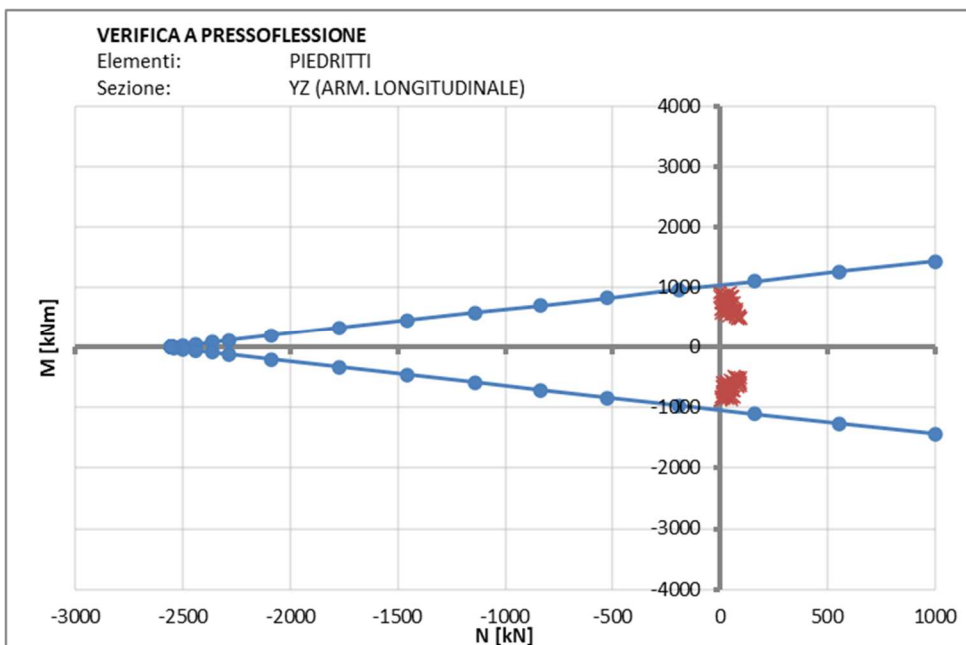
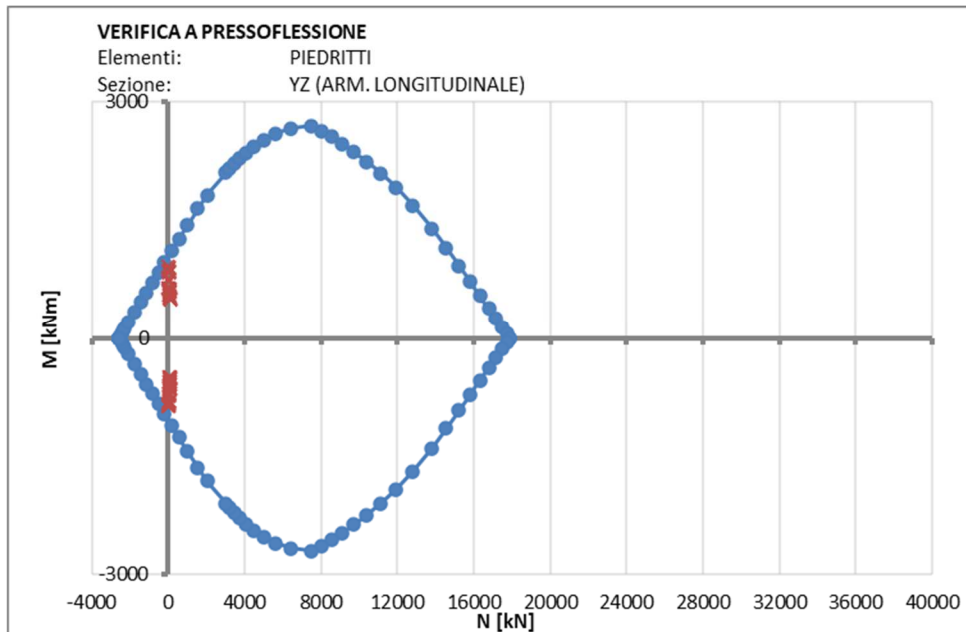
Piedritti Sommità

N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
335.89	564.69	1.69	45.98	1.53
531.97	-588.62	1.93	28.90	1.60
461.34	-613.62	1.69	33.16	1.49



Piedritti Base

N	M	Fs (e=cost)	Fs (M=cost)	Fs (N=cost)
[kN]	[kNm]	[-]	[-]	[-]
573.91	911.60	1.52	26.60	1.39
602.59	-873.77	1.64	25.51	1.47
573.91	911.60	1.52	26.60	1.39



6.6.4 Taglio – SLU

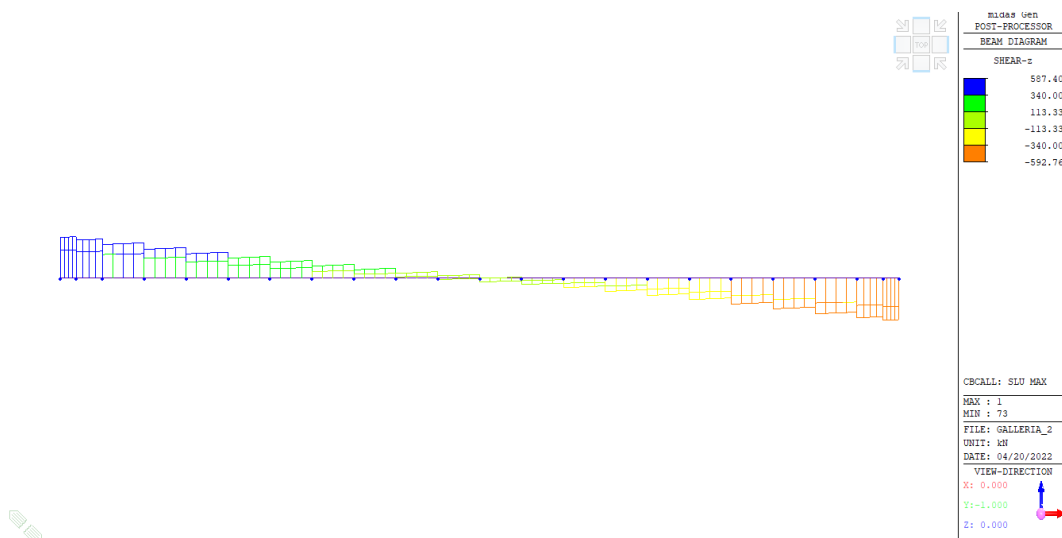
Elemento	V [kN/m]
Platea - incastro	593
Soletta copertura – incastro	398
Piedritto - base	244

Platea

Si predispone armatura a taglio nei primi 2.5 m dalla sezione di incastro della platea, sezioni nelle quali viene superata la resistenza a taglio di elementi non armati.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi non armati - C.A.ORDINARIO

El.	[-]	Platea	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	30	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	24.9	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	14.1	Resistenza a compressione di progetto
A_s	[mm ²]	2655.0	Armatura longitudinale tesa
d	[mm]	850	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
ρ_L	[-]	0.0031	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.485	Vedi NTC2018
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.32	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	309	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	341	Resistenza effettiva
V_{Rd}	[kN]	341	Resistenza di calcolo



Di seguito si riporta l'armatura a taglio utilizzata e la relativa verifica.

SEZIONE	H [cm]	ARMATURA
		A_{sw}
Platea – incastro	90	$\Phi 16/20/20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI:

CALCESTRUZZO							ACCIAIO					
Rck	γ_c	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	$f_{ctk\ 0,05}$	f_{ctd}	f_{ywk}	γ_s	f_{ywd}	f_{yld}	γ_s	f_{yld}
[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]
30.00	1.50	24.90	14.11				450.00	1.15	391.30	450.00	1.15	391.30

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE:

CALCESTRUZZO		
b_w	h	c
[m]	[m]	[m]
1.00	0.90	0.05

ARMATURA LONGITUDINALE		
n_{SL}	ϕ_{SL}	A_{SL}
[#]	[mm]	[cm ²]
5.00	26.00	26.55

ARMATURA TRASVERSALE				
n_{sw}	ϕ_{sw}	A_{sw}	s	α
[#]	[mm]	[cm ²]	[cm]	[°]
5.00	16.00	10.05	20.00	90.00

AZIONI AGENTI E RESISTENTI:

CONDIZIONI DI VERIFICA:

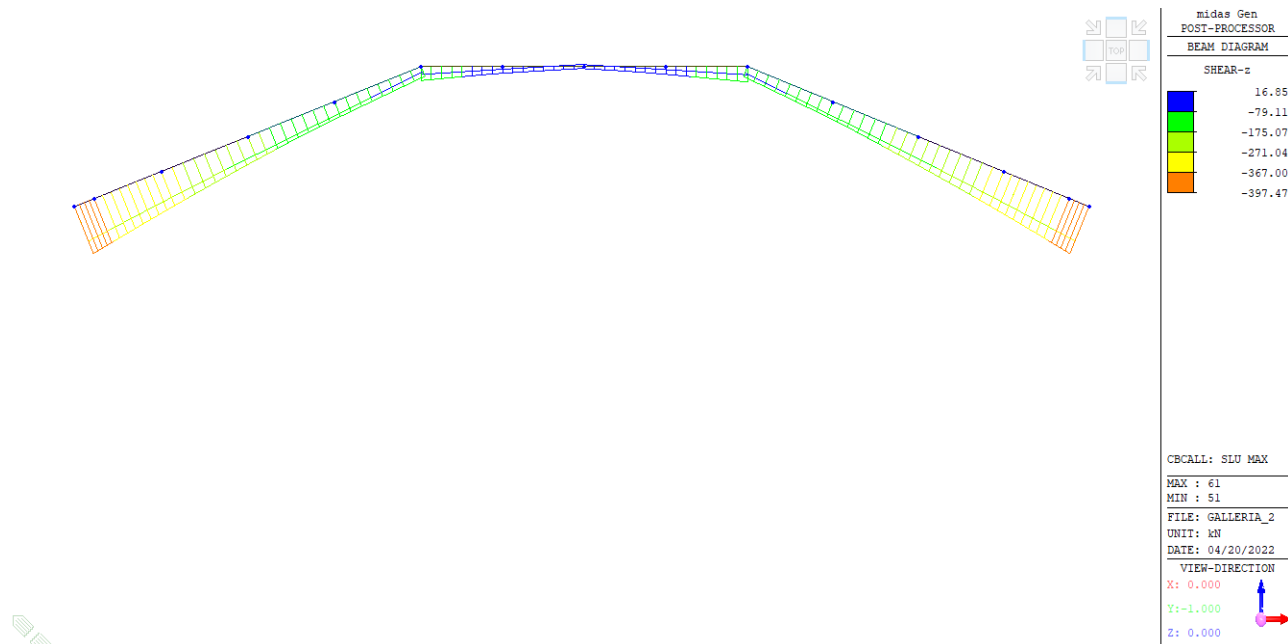
M_{ED}	N_{ED}	V_{ED}	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}^*	V_{ED}	<	V_{Rd}
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	VERIFICA SODDISFATTA		
0.00	290.00	593.00	343.61	2460.32	2460.32	2460.32			

Copertura

Si predispone armatura a taglio nei primi 1 m dalla sezione di incastro della platea, sezioni nelle quali viene superata la resistenza a taglio di elementi non armati.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi non armati - C.A.ORDINARIO

El.	[-]	Copertura - Incastro	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{ck}	[N/mm ²]	30.7	Resistenza caratteristica cilindrica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	17.4	Resistenza a compressione di progetto
A_s	[mm ²]	2262.0	Armatura longitudinale tesa
d	[mm]	950	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
ρ_L	[-]	0.0024	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.459	Vedi NTC2018
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.298	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	367	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	365	Resistenza effettiva
V_{Rd}	[kN]	367	Resistenza di calcolo



Di seguito si riporta l'armatura a taglio utilizzata e la relativa verifica.

SEZIONE	H [cm]	ARMATURA
		A_{sw}
Copertura – incastro	100	$\Phi 16/20/20$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI:

CALCESTRUZZO							ACCIAIO					
R_{ck}	γ_c	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	$f_{ctk\ 0,05}$	f_{ctd}	f_{yk}	γ_s	f_{ywd}	f_{yld}	γ_s	f_{yld}
[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]	[Mpa]	[-]	[Mpa]
37.00	1.50	30.71	17.40				450.00	1.15	391.30	450.00	1.15	391.30

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE:

CALCESTRUZZO		
b_w	h	c
[m]	[m]	[m]
1.00	1.00	0.05

ARMATURA LONGITUDINALE		
n_{SL}	ϕ_{SL}	A_{SL}
[#]	[mm]	[cm ²]
5.00	24.00	22.62

ARMATURA TRASVERSALE				
n_{sw}	ϕ_{sw}	A_{sw}	s	α
[#]	[mm]	[cm ²]	[cm]	[°]
5.00	16.00	10.05	20.00	90.00

AZIONI AGENTI E RESISTENTI:

CONDIZIONI DI VERIFICA:

M_{ED}	N_{ED}	V_{ED}	V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}^*	V_{ED}	<	V_{Rd}
[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	VERIFICA SODDISFATTA		
0.00	246.00	400.00	359.69	3141.51	3141.51	3141.51			

Piedritto Base

Di seguito si riporta la verifica a taglio di elementi non armati.

STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi non armati - C.A.ORDINARIO

El.	[-]	Piedritto	
γ_c	[-]	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
R_{ck}	[N/mm ²]	37	Resistenza caratteristica cubica CLS Resistenza caratteristica cilindrica
f_{ck}	[N/mm ²]	30.7	CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	17.4	Resistenza a compressione di progetto
A_s	[mm ²]	3267.0	Armatura longitudinale tesa
d	[mm]	850	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	1000	Larghezza sezione
ρ_L	[-]	0.0038	Rapporto geometrico di armatura
k	[-]	1.485	Vedi NTC2008
σ_{cp}	[N/mm ²]	0.65	Sforzo medio di compressione
$V_{Rd,min}$	[kN]	381	Resistenza minima
$V_{Rd,eff}$	[kN]	428	Resistenza effettiva
V_{Rd}	[kN]	428	Resistenza di calcolo
V_{sd}	[kN]	244	Taglio sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.75	Coefficiente di sicurezza

6.6.5 Verifiche a fessurazione

Elemento	M (Freq) [kNm/m]	N (Freq) [kN/m]	M (Qp) [kNm/m]	N (Qp) [kN/m]
Platea	615	-150	-551	-148
Soletta copertura – incastro	-466	-170	-442	-163
Soletta copertura – mezzeria	267	-98	232	-95
Piedritto - Sommità	417	-374	398	-315
Piedritto - Base	645	-427	586	-410

Platea

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione frequente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	85
2	26.55	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed 252 150 kN
M xEd -670 615 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -6.176 N/mm²
σ_s 268.5 N/mm²
ε_s 1.342 %
d 85 cm
x 21.8 x/d 0.2565
δ 0.7607

Verifica
N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione quasi-permanente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	26.55	85
2	26.55	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed 252 148 kN
M xEd -670 551 kNm
M yEd 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C25/30
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -5.545 N/mm²
σ_s 238.2 N/mm²
ε_s 1.191 %
d 85 cm
x 22 x/d 0.2588
δ 0.7635

Verifica
N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

	Comb. Opera Elemento Direzione Sezione	[-] [-] [-] [-] [-]	SLE_Freq Galleria Platea Orizzontale - -	SLE_Qp Galleria Platea Orizzontale - -	
DATI CLS	R _{ck}	[N/mm ²]	30	30	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f _{ck}	[N/mm ²]	25	25	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f _{ctm}	[N/mm ²]	2.56	2.56	Resistenza media a trazione del CLS
	E _{cm}	[N/mm ²]	31447	31447	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N _{sd}	[kN]	150	148	Azione assiale SLE di progetto
	M _{sd}	[kNm]	615	550	Momento flettente SLE di progetto
	φ	[mm]	26	26	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	269	237.8	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A _s	[mm ²]	2655	2655	Area dell'armatura tesa
	E _s	[N/mm ²]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	200	200	Passo medio tra le barre
	s _{max}	[mm]	265	265	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	40	40	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	1000	1000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	900	900	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	850	850	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	218	220	Quota dell'asse neutro
	h _{c,eff}	[mm]	125	125	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	A _{c,eff}	[mm]	125000	125000	Area del calcestruzzo teso
	ρ _{p,eff}	[-]	2.124E-02	2.124E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α _e	[-]	6.68	6.68	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k _t	[-]	0.6	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ _e	[-]	0.000886	0.000870	Deformazione media di progetto
	k ₁	[-]	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k ₂	[-]	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k ₃	[-]	3.400	3.400	-
	k ₄	[-]	0.425	0.425	-
	s _{r,max}	[mm]	344	344	Distanza massima tra le fessure
CHECK	w _k	[mm]	0.305	0.300	Apertura delle fessure
	w _{rif}	[mm]	0.400	0.300	Apertura limite delle fessure
			OK	OK	

Copertura – Incastro

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione frequente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	95
2	22.62	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 252 170 kN
M_{Ed} -670.1 -466 kNm
M_{xEd} 0 0
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C30/37
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -4.31 N/mm²
σ_s 198.2 N/mm²
ε_s 0.9911 %
d 95 cm
x 23.36 x/d 0.2459
δ 0.7474

Verifica
N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione quasi-permanente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	100

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	95
2	22.62	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 252 163 kN
M_{Ed} -670.1 -442 kNm
M_{xEd} 0 0
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C30/37
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -4.089 N/mm²
σ_s 187.7 N/mm²
ε_s 0.9383 %
d 95 cm
x 23.4 x/d 0.2463
δ 0.7479

Verifica
N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

STEP 2 - APERTURA DELLE FESSURE

	Comb. Opera Elemento Direzione Sezione	[-] [-] [-] [-] [-]	SLE_Freq Galleria Copertura Orizzontale Incastro -	SLE_Qp Galleria Copertura Orizzontale Incastro -	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	31	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.94	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33019	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	170	163	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	-466	442	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	24	24	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	198	187.7	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	2262	2262	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	200	200	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	260	260	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	40	40	Copri ferro delle barre di armatura
	b	[mm]	1000	1000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	1000	1000	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	950	950	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	234	234	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	125	125	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	125000	125000	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	1.810E-02	1.810E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.36	6.36	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.6	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000566	0.000548	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	361	361	Distanza massima tra le fessure
CHECK	w_k	[mm]	0.205	0.198	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	0.200	Apertura limite delle fessure
OK			OK		

Copertura – Mezzeria

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione frequente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	22.62	65
			2	22.62	5

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed 98 kN
M xEd 267 kNm
M yEd 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -4.431 N/mm²
 σ_s 177.7 N/mm²
 ϵ_s 0.8883 ‰
d 65 cm
x 17.7 x/d 0.2722
 δ 0.7803

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione quasi-permanente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	70	1	22.62	65
			2	22.62	5

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed 95 kN
M xEd 232 kNm
M yEd 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C C30/37
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -3.86 N/mm²
 σ_s 152.4 N/mm²
 ϵ_s 0.762 ‰
d 65 cm
x 17.9 x/d 0.2753
 δ 0.7841

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

STEP 2 - APERTURA DELLE FESSURE

	Comb. Opera Elemento Direzione Sezione	[-] [-] [-] [-] [-]	SLE_Freq Galleria Copertura Orizzontale Mezzeria -	SLE_Qp Galleria Copertura Orizzontale Mezzeria -	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	31	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.94	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33019	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	98	95	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	267	232	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	24	24	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	178	152.4	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	2262	2262	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	200	200	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	260	260	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	40	40	Copri ferro delle barre di armatura
	b	[mm]	1000	1000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	700	700	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	650	650	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	177	179	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	125	125	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	125000	125000	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	1.810E-02	1.810E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.36	6.36	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.6	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000508	0.000435	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	361	361	Distanza massima tra le fessure
CHECK	w_k	[mm]	0.184	0.157	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	0.200	Apertura limite delle fessure
OK			OK		

Piedritti Sommità

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione frequente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	85
2	22.62	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 252 374 kN
M_{xEd} -670 417 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C30/37
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -4.685 N/mm²
σ_s 160 N/mm²
ε_s 0.8001 %
d 85 cm
x 25.94 x/d 0.3052
δ 0.8215

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione quasi-permanente:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	85
2	22.62	5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 252 315 kN
M_{xEd} -670 398 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
B450C C30/37
E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5
E_s 200,000 N/mm² f_{cd} 17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
E_{syd} 1.957 % σ_{c,adm} 11.5
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
τ_{c1} 2.029

σ_c -4.459 N/mm²
σ_s 160.6 N/mm²
ε_s 0.8028 %
d 85 cm
x 24.99 x/d 0.294
δ 0.8076

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

STEP 2 - APERTURA DELLE FESSURE

	Comb. Opera Elemento Direzione Sezione	[-] [-] [-] [-] [-]	SLE_Freq Galleria Copertura Verticale Sommità -	SLE_Qp Galleria Copertura Verticale Sommità -	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	31	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.94	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33019	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	374	315	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	417	398	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	24	24	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	160	160.6	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	2262	2262	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	200	200	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	260	260	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	40	40	Copriferro delle barre di armatura
	b	[mm]	1000	1000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	900	900	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	850	850	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	259	249.9	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	125	125	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	125000	125000	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	1.810E-02	1.810E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.36	6.36	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.6	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000457	0.000459	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	361	361	Distanza massima tra le fessure
CHECK	w_k	[mm]	0.165	0.166	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	0.200	Apertura limite delle fessure
OK			OK		

Piedritti Base

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione frequente:

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	85
2	22.62	5
3	10.05	85
4	10.05	5

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N **Ed** kN
M **xEd** kNm
M **yEd**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica **N° iterazioni:**

☐ Precompresso

Di seguito si riporta il calcolo delle tensioni in combinazione quasi-permanente:

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	90

N°	As [cm²]	d [cm]
1	22.62	85
2	22.62	5
3	10.05	85
4	10.05	5

Sollecitazioni **S.L.U.** **Metodo n**

N **Ed** kN
M **xEd** kNm
M **yEd**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali
B450C **C30/37**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica **N° iterazioni:**

☐ Precompresso

STEP 2 - APERTURA DELLE FESSURE

	Comb. Opera Elemento Direzione Sezione	[-] [-] [-] [-] [-]	SLE_Freq Galleria Copertura Verticale Base -	SLE_Qp Galleria Copertura Verticale Base -	
DATI CLS	R_{ck}	[N/mm ²]	37	37	Resistenza cubica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ck}	[N/mm ²]	31	31	Resistenza cilindrica caratteristica a compressione del CLS
	f_{ctm}	[N/mm ²]	2.94	2.94	Resistenza media a trazione del CLS
	E_{cm}	[N/mm ²]	33019	33019	Modulo elastico medio del CLS
DATI ACCIAIO	N_{sd}	[kN]	427	410	Azione assiale SLE di progetto
	M_{sd}	[kNm]	645	586	Momento flettente SLE di progetto
	ϕ	[mm]	24	24	Diametro barre di armatura tesa
	σ	[N/mm ²]	194	173.4	Tensione in esercizio nelle barre di armatura
	A_s	[mm ²]	3267	3267	Area dell'armatura tesa
	E_s	[N/mm ²]	210000	210000	Modulo elastico dell'acciaio
	s	[mm]	100	100	Passo medio tra le barre
	s_{max}	[mm]	260	260	Interasse massimo delle barre
DATI SEZIONALI	c	[mm]	40	40	Copri ferro delle barre di armatura
	b	[mm]	1000	1000	Larghezza della sezione reagente
	h	[mm]	900	900	Altezza della sezione reagente
	d	[mm]	850	850	Altezza utile della sezione reagente
	x	[mm]	271	274.3	Quota dell'asse neutro
	$h_{c,eff}$	[mm]	125	125	Altezza efficace del calcestruzzo teso
	$A_{c,eff}$	[mm]	125000	125000	Area del calcestruzzo teso
	$\rho_{p,eff}$	[-]	2.614E-02	2.614E-02	Rapporto geometrico di armatura tesa riferito all'area tesa di CLS
	α_e	[-]	6.36	6.36	Rapporto geometrico di armatura tesa
DATI PER CALCOLO AMPIEZZA FESSURE	k_t	[-]	0.6	0.4	Parametro funzione della durata del carico (0.6 breve, 0.4 lunga durata)
	Δ_e	[-]	0.000555	0.000576	Deformazione media di progetto
	k_1	[-]	0.800	0.800	per barre lisce = 1.6; per barre ad aderenza migliorata = 0.8
	k_2	[-]	0.500	0.500	per flessione = 0.5; per trazione = 1.0
	k_3	[-]	3.400	3.400	-
	k_4	[-]	0.425	0.425	-
	$s_{r,max}$	[mm]	292	292	Distanza massima tra le fessure
CHECK	w_k	[mm]	0.162	0.168	Apertura delle fessure
	w_{rif}	[mm]	0.300	0.200	Apertura limite delle fessure
			OK	OK	