



CITTA' DI TORINO

DIPARTIMENTO GRANDI OPERE, INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ

Divisione Infrastrutture - Servizio Suolo Parcheggio

PARCHEGGIO PUBBLICO INTERRATO PIAZZA BENGASI

CUP C11113000010007 - CIG 8530185359 - CPV 71242000-6 - C. NUTS ITC11

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO

Arch. Paola DE FILIPPI

COLLABORATORI TECNICI DEL RUP

Ing. Giovanni SELVAGGI
Ing. Giuseppe POPPA

R.T.P.

ICIS S.r.l. - Società di Ingegneria

ICIS
SOCIETÀ DI INGEGNERIA

Mandataria R.T.P. - Integrazione prestazioni specialistiche -
Strutture - Geologia e Geotecnica - Viabilità e Sottoservizi - CAM

STUDIO ROLI ASSOCIATI

Roli associati
PARKING DESIGN

Architettura - Edilizia - Sistemazioni Esterne

STUDIO RENATO LAZZERINI

R
STUDIO RENATO LAZZERINI

Impianti Idraulici, Meccanici,
Elettrici e Speciali

Dott. Stefano ROLETTI

Acustica Ambientale

Ing. Gian Franco SILLITTI

Prevenzione Incendi

GAE Engineering S.r.l.

GA^e ENGINEERING
BY YOURSIDE

Strategia Antincendio
Coordinamento Sicurezza in Progettazione

Ing. Luigi QUARANTA

Coordinamento Sicurezza in Progettazione



RELAZIONI DI CALCOLO

Relazione di calcolo - Strutture

Integratori Prestazioni Specialistiche

Ing. Paolo S. PAGANO (ICIS Srl)

Ing. Luciano LUCIANI (ICIS Srl)

Progettista Strutture

Dott. Ing. Andrea Alberto (ICIS Srl)

REDAZIONE	CODICE GENERALE ELABORATO							
LGA Srl	L2687	PE	D	STR	01	r02		
	<small>CODICE OPERA</small>	<small>LIVELLO PROGETTO</small>	<small>CATEGORIA</small>	<small>DOCUMENTO</small>	<small>N. ELABORATO</small>	<small>REVISIONE</small>		
CONTROLLO	NOTE EMISSIONI						SCALA	
Dott. Ing. Andrea Alberto (ICIS Srl)	n	Data	Descrizione				-	
	00	agosto 2024	Prima Emissione Progetto Esecutivo					
	01	ottobre 2024	Emissione post Verifica					
	02	ottobre 2024	Emissione per Appalto					
AUTORIZZAZIONE	DATA							
Ing. Luciano LUCIANI (ICIS Srl)	ottobre 2024							
FILE								

Sommario

1	Premessa.....	6
2	Normativa di riferimento.....	6
3	Descrizione dei manufatti	6
4	Ubicazione dell'opera	11
4.1	Caratterizzazione sismica.....	11
4.2	Verifica fattore comportamento.....	11
5	Caratterizzazione meccanica dei materiali	12
5.1	Terreno.....	12
5.2	Cemento armato.....	12
5.2.1	Conglomerato cementizio	12
5.2.2	Acciaio da cemento armato	13
5.2.3	Carpenteria metallica	14
6	Definizione dei carichi.....	15
6.1	Pesi propri strutturali.....	15
6.2	Carichi permanenti	15
6.2.1	Spinta delle terre.....	15
6.3	Sovraccarichi variabili.....	17
6.4	Carico Neve.....	19
6.5	Azione eolica	19
6.5.1	Pressione cinetica di riferimento	19
6.5.2	Coefficiente di esposizione	19
6.5.3	Coefficiente di forma.....	20
6.5.4	Pressioni complessive	20
6.6	Azione Termiche.....	20
7	Metodi di analisi e codici di elaborazione.....	21
7.1	Grado di affidabilita' del codice.....	21
7.2	Motivazione della scelta del codice	21
7.3	Esame dei risultati e controlli di valutazione del modello.....	21
7.4	Giudizio motivato di accettabilita' dei risultati.....	21
7.5	Sollecitazioni di membrana.....	21
7.6	Sollecitazioni di piastra	22
7.7	Sollecitazioni di piastra	22
7.8	Tensioni negli elementi bidimensionali	23
8	Criteri di calcolo	25
8.1	Combinazioni di carico.....	25
8.2	Ipotesi analisi sismica - Sisma NTC 2018	31
9	Verifiche.....	33
9.1	Modello di calcolo	33
9.2	Soletta PK0 (quota 230.87) – fase 1.....	34
9.2.1	Verifica sezione tipologica piena s=50cm	36
9.2.2	Verifica sezione tipologica alleggerita s=50cm	38

9.2.3	Verifica sezione tipologica piena s=30cm	39
9.2.4	Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s50cm	41
9.3	Soletta PK0 (quota 230.87) – fase 2.....	43
9.3.1	Verifica sezione tipologica piena s=50cm	45
9.3.2	Verifica sezione tipologica alleggerita s=50cm	47
9.3.3	Verifica sezione tipologica piena s=30cm	48
9.3.4	Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s50cm	50
9.4	Soletta PK1 (quota 227.72) – fase 1.....	52
9.4.1	Verifica sezione tipologica piena s=30cm	54
9.4.2	Verifica sezione tipologica alleggerita s=30cm	55
9.4.3	Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s30cm	57
9.5	Soletta PK1 (quota 227.72) – fase 2.....	59
9.5.1	Verifica sezione tipologica piena s=30cm	61
9.5.2	Verifica sezione tipologica alleggerita s=30cm	62
9.5.3	Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s30cm	64
9.6	Soletta PK2 (quota 224.77) – fase 1.....	66
9.6.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	68
9.7	Soletta PK2 (quota 224.77) – fase 2.....	70
9.7.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	72
9.8	Platea 100 cm PK2 (quota 224.77) – fase 1	74
9.8.1	Verifica sezione tipologica piena s=100cm	76
9.9	Platea 50 cm PK2 (quota 224.77) – fase 1.....	78
9.9.1	Verifica sezione tipologica piena s=50cm	80
9.10	Platea 100cm PK1 (quota 224.77) – fase 1	82
9.10.1	Verifica sezione tipologica piena s=100cm	84
9.11	Verifica Scala.....	86
9.12	Verifica Setti – Fase 1.....	88
9.12.1	Verifica sezione tipologica piena s=25cm	90
9.13	Verifica Setti – Fase 2.....	92
9.13.1	Verifica sezione tipologica piena s=25cm	94
9.14	Verifica Soletta corpo scala B – Fase 1	96
9.14.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	98
9.15	Verifica Soletta copertura corpo scala B – Fase 1	100
9.15.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	102
9.16	Verifica Soletta corpo scala C – Fase 1	104
9.16.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	108
9.17	Verifica Soletta copertura corpo scala C – Fase 1.....	109
9.17.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	111
9.18	Verifica Soletta corpo scala A – Fase 2	113

9.18.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	116
9.19	Verifica Soletta copertura corpo scala A – Fase 2	118
9.19.1	Verifica sezione tipologica piena s=20cm	120
9.20	Verifica pilastro tipo 80x30	122
9.20.1	Verifica sezione tipologica PK2 to PK1– Fase 1	122
9.20.2	Verifica sezione tipologica PK1 to PK0 – Fase 1	146
9.20.3	Verifica al fuoco – FASE 1	158
9.20.4	Verifica al fuoco – FASE 2	162
9.21	Verifica pilastro tipo 500x30	167
9.21.1	Verifica sezione tipologica piena s=30cm	169
9.22	Verifica pilastro tipo 25x25 – CORPO SCALA A	192
9.22.1	Verifica sezione tipologica	205
9.23	Verifica pilastro tipo 25x25 – CORPO SCALA B	206
9.23.1	Verifica sezione tipologica	219
9.24	Verifica pilastro tipo 25x25 – CORPO SCALA C	220
9.24.1	Verifica sezione tipologica	233
9.25	Verifica pilastro tipo RHS 150x100x4 -CORPO SCALA A	234
9.25.1	Verifica sezione tipologica	234
9.25.2	Verifica nodo di base	236
9.26	Verifica pilastro tipo RHS 150x100x4 -CORPO SCALA B	242
9.26.1	Verifica sezione tipologica	242
9.27	Verifica pilastro tipo RHS 150x100x5 -CORPO SCALA C	244
9.27.1	Verifica sezione tipologica	244
9.28	Verifica deformabilità	246
9.28.1	Soletta Pk0	246
9.28.2	Soletta Pk1	248
9.28.3	Azione sismica	249
9.29	Verifica pressione al suolo	252
9.30	Verifica plinti - Fase 1	255
9.30.1	PLINTO 2.8x2.8x1.5	256
9.30.2	PLINTO 3.2x3.2x1.5	259
9.30.3	PLINTO 3.6x3.6x1.5	261
9.30.4	PLINTO 4x4x1.7	264
9.31	Verifica plinti - Fase 2	275
9.31.1	PLINTO 2.8x2.8x1.5	276
9.31.2	PLINTO 3.2x3.2x1.5	279
9.31.3	PLINTO 3.6x3.6x1.5	282
9.31.4	PLINTO 3.8x3.8x1.5	285
9.31.5	PLINTO 4x4x1.7	288
9.31.6	PLATEA 7.4X11.6X1.5	291

9.32	Verifica muro controterra	306
9.33	Verifica Cordoli corpo scala 50x50cm.....	337
9.34	Verifica Berlinese - diametro 100cm L 18m	354
9.34.1	Metodo di calcolo	354
9.34.2	Materiali da costruzione impiegati.....	354
9.34.3	Elementi strutturali	355
9.34.4	Strati	355
9.34.5	Spinta a riposo	355
9.34.6	Pressione limite attiva e passiva.....	356
9.34.7	Deformabilità.....	358
9.34.8	Paratia	359
9.34.9	Sezioni.....	359
9.34.10	Carichi nastriformi distribuiti sul terreno	360
9.34.11	Peso proprio.....	360
9.34.12	Step di progetto.....	360
9.34.13	Tabella riassuntiva	362
9.34.14	Modello FEM.....	362
9.34.15	Risultati	366
9.34.16	Verifiche.....	387
9.34.17	Calcolo dei cedimenti a monte della paratia	403
9.35	Verifica Berlinese – PALO TIPO 2 – ø800mm/ L15000mm	407
9.36	Verifica Berlinese – PALO TIPO 3 – ø800mm/ L9000mm	450
9.37	Verifica Berlinese – PALO TIPO 4 – ø600mm/ L7000mm	484
9.38	Verifica Berlinese – PALO TIPO5 – ø600mm/ L5000mm	506
9.39	Verifica Palancola AZ 38-700 – L13000mm.....	534
9.40	Catenaria per l'illuminazione	561
9.40.1	Condizioni al contorno	561
9.40.2	Materiale	562
9.40.3	Calcolo della freccia e forze.....	562
9.40.4	Verifica fondazione tipologica	565
9.41	Palo illuminazione piazza.....	578
10	Considerazioni finali	592

1 Premessa

Il progetto in oggetto prevede la realizzazione di un parcheggio con due piani interrati e livello zero adibito a piazza mercatale sito in Torino, piazza Bengasi, realizzato attorno alla stazione di testa della metropolitana.

Nella presente relazione di calcolo sono descritti i carichi e le verifiche dei principali elementi costituenti il fabbricato.

2 Normativa di riferimento

- **D.M. 17 GENNAIO 2018:** Aggiornamento norme tecniche per le costruzioni;
- **CIRCOLARE N.7 DEL 21 GENNAIO 2019:** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” » di cui al D.M. 17 gennaio 2018;
- **Legge 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- **EN 1990 Eurocode:** Basis of Structural Design;
- **EN 1991 Eurocode 1:** Actions on structures;
- **EN 1992 Eurocode 2:** Design of concrete structures;
- **EN 1993 Eurocode 3:** Design of steel and concrete structures;
- **EN 1994 Eurocode 4:** Design of composite steel and concrete structures;
- **EN 1998 Eurocode 8:** Design of structures for earthquake resistance;
- **D.G.R. n°10-4161 del 26/11/2021:** D.P.R. 380/2001. Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico. Revoca delle D.G.R. 49-42336/1985, 2-19274/1988, 61-11017/2003, 4-3084/2011, 7-3340/2012, 65-7656/2014, 4-1470/2020, 14-2063/2020 e sostituzione dell'Allegato alla D.G.R. 5-2756 del 15 gennaio 2021.

3 Descrizione dei manufatti

Nel seguito vengono brevemente descritti gli interventi strutturali. Il manufatto ha una sagoma a U costruita intorno alla stazione esistente di testa della metropolitana di Torino attestata in piazza Bengasi. Le strutture portanti principali sono in cemento armato e costituite da:

- muri controterra di spessore 25 cm al piano -2 e al piano -1 lungo il perimetro esterno della piazza e sul lato est e sud rispetto al fabbricato del Dazio;
- setti interni di spessore 25 cm in corrispondenza delle rampe e dei locali impianti;
- setti da 25 cm in corrispondenza dei vani scala e ascensore;
- pilastri di sezione 80x30cm, stondati all'estremità, al piano -1 e piano 0 con capitello in testa;
- setti aventi dimensione variabili con spessore 30 o 25cm;
- plinti isolati di sezione e altezza variabile collegati mediante pavimentazione industriale con spessore pari a 20cm.

Vista UTENTE
41.51 m -44.62 m -3.15 m

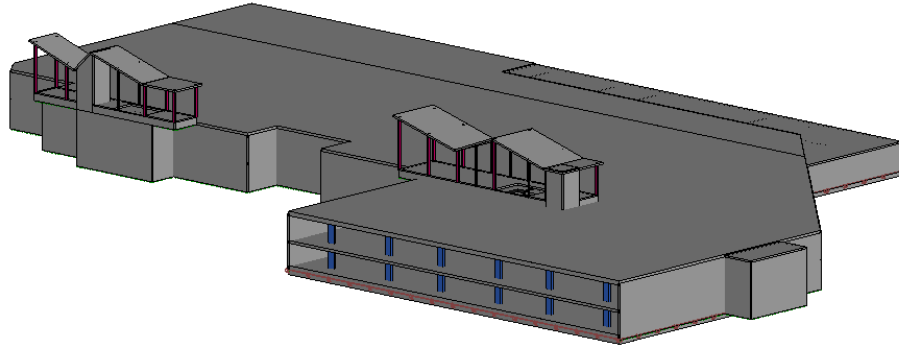


Figura 1_Vista assonometrica di insieme pilastri e muri -FASE 1

Vista FRONTALE
41.51 m -44.62 m -3.15 m

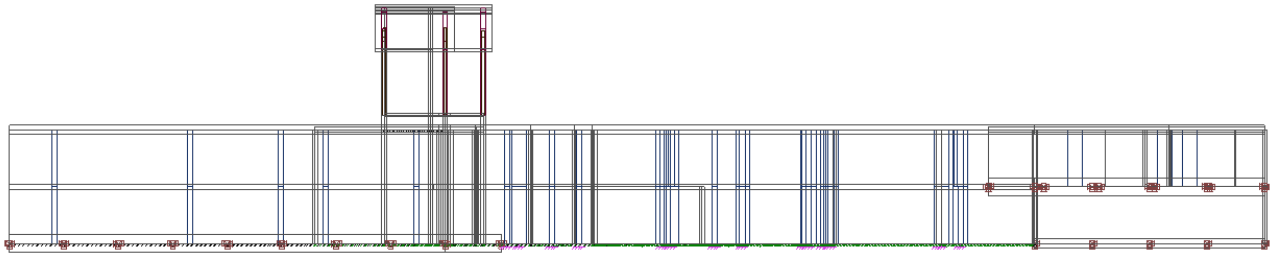


Figura 2_Sezione -FASE 1

Vista DESTRA
41.51 m -44.62 m -3.15 m

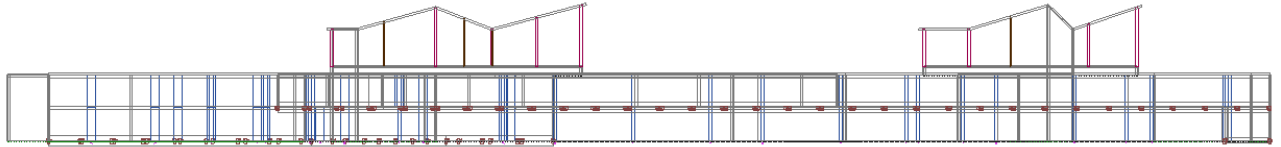


Figura 3_Sezione -FASE 1

Vista UTENTE
-29.50 m 19.08 m 0.80 m

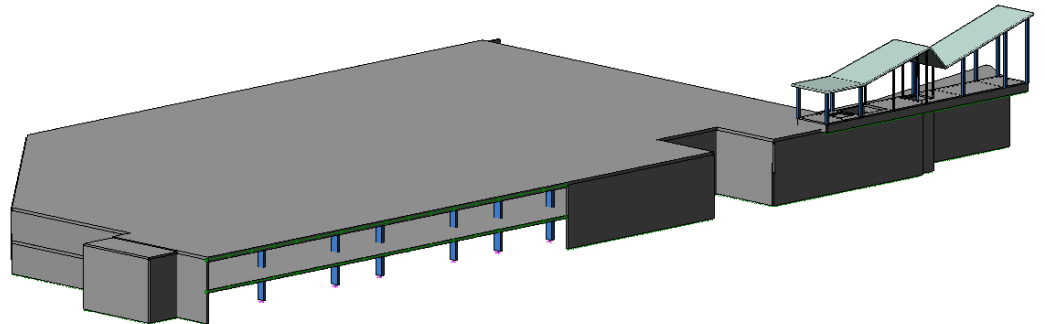


Figura 4_Vista assonometrica di insieme pilastri e muri -FASE 2

Vista FRONTALE
 -29.50 m 19.08 m 0.80 m

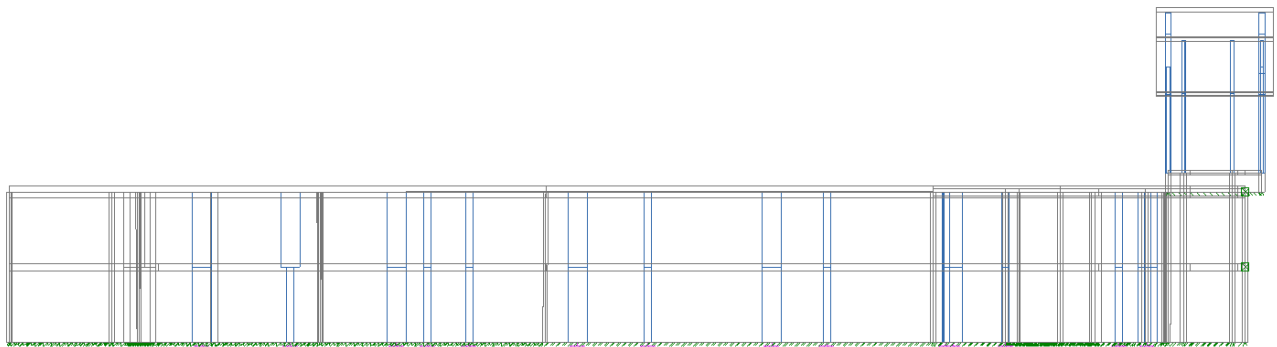


Figura 5_Sezione -FASE 2

Vista DESTRA
 -29.50 m 19.08 m 0.80 m

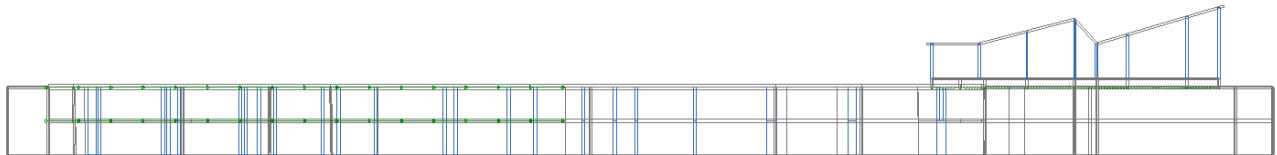


Figura 6_Sezione -FASE 2

- solaio al piano 0 realizzato con piastra bidirezionale alleggerita con elementi cavi in plastica, dotati di certificazione per l'impiego, di spessore 50cm con opportune zone piene in corrispondenza degli elementi verticali e delle zone di ripresa di getto e di giunzione tra le fasi di cantiere; impostata tra +0,06m e -1,76m dal piano campagna rispetto al caposaldo CS3 posto a quota 231,62m su pozzo di ventilazione metro;
- solaio al piano -1 realizzato con piastra bidirezionale alleggerita con elementi cavi in plastica, dotati di certificazione per l'impiego, di spessore 30cm con opportune zone piene in corrispondenza degli elementi verticali e delle zone di ripresa di getto e di giunzione tra le fasi di cantiere; con estradosso a -3,09m e -4,91m dal piano campagna;
- solaio al piano -2 realizzato con piastra bidirezionale piena, gettato su terra previa posa di guaina impermeabile e strato di sabbia di regolarizzazione e con funzione di riduzione dell'attrito per effetto dei fenomeni di ritiro del getto, estradosso impostato tra -6,25m e -7,72m dal piano campagna;
- scale e pianerottoli realizzati in soletta piena da 12-15 cm;

- rampe in soletta piena da 20 cm + 5 cm per la realizzazione della rigatura superficiale;
- soletta piena da 20 cm per orizzontamento dei corpi emergenti;
- pilastri 25x25 cm per le elevazioni dei corpi emergenti;
- soletta piena da 20cm per le coperture inclinate dei corpi emergenti.

Gli orizzontamenti sono realizzati seguendo la pendenza naturale del terreno per continuità allo stato attuale e per il mantenimento delle condizioni di deflusso delle acque meteoriche a livello piazza.

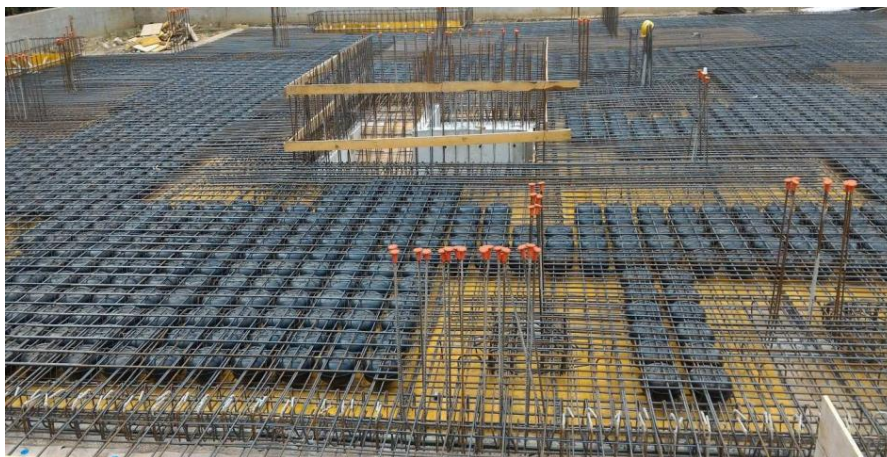


Figura 7 - Esempio di realizzazione di solaio alleggerito

Per la realizzazione delle strutture sono previste delle opere provvisorie temporanee per garantire le condizioni di sicurezza durante gli scavi:

- sui lati ovest e sud una berlinese con pali trivellati da 80 cm a passo 90cm e lunghezza rispettivamente 15m
- sul lato sud realizzazione della rampa di accesso del cantiere con scavo a scarpa, localmente taglia la berlinese realizzata per sostegno degli scavi
- sul lato est scavo a scarpa e berlinese con pali trivellati da 60 cm a passo 70cm e lunghezza 6m e terrazzamento intermedio per scavalcare il collettore fognario esistente;
- sul lato nord-est scavo in adiacenza ai micropali realizzati per la costruzione delle scale di accesso alla stazione della metropolitana;
- sui lati interni della U scavo in adiacenza alle paratie realizzate per la costruzione della stazione della metropolitana;
- attorno ai lati est, sud e ovest dell'edificio del Dazio berlinese di pali impostati all'incirca al livello della fondazione del fabbricato stesso per garantire l'assenza di cedimenti durante le operazioni di scavo, diametro Ø80 passo 90cm lunghezza 15m;
- sul lato nord est scavo in adiacenza alle berlinesi presenti per l'altro ramo di accesso alla stazione metropolitana e poi scavo a scarpa.

4 Ubicazione dell'opera

Il parcheggio è ubicato nel comune di Torino (TO).

I parametri che caratterizzano il sito sono:

Coordinate geografiche:

- Longitudine: 7,66128 E (UTM 394519,853m E fuso 32)
- Latitudine: 45,01693 N (UTM 4985703,129m N fuso 32)
- Quota sul livello del mare: a = 232 mslm
- Distanza dal mare: $d_m > 30$ km
- Località ai fini della definizione del vento: zona geografica 1
- Località per la definizione del carico neve: zona I
- Località ai fini della definizione sismica: zona 3

4.1 Caratterizzazione sismica

Ai sensi della D.G.R. n°67-7656 del 21/05/2014 la struttura è da ritenersi di importanza normale con vita nominale (V_N) pari a 50 anni.

Avendo una capacità di circa 600 posti auto interrati e una capienza di 172 posti per mercatali in superficie si suppone la seguente presenza media di persone nelle 24 ore:

- Nr.5 persone persone/banco (tra clienti e gestori) x 5/24 h = 192 persone;
- Nr.2 persone/auto x 640 posti x 0,667/24 = 36 persone.

Si stima un affollamento medio di oltre 100 persone al giorno, definendo quindi il manufatto come costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi e ovvero rilevante ai fini di un possibile collasso in caso di azione sismica.

La classe d'uso è la III, cui compete il coefficiente $C_u=1,5$; ne consegue un periodo di riferimento (V_R) di 75 anni.

Si riassumono di seguito i principali parametri adottati nelle analisi secondo NTC 2018:

Ai sensi del cap.2, il fabbricato si configura come

- opera ordinaria $V_N = 50$ anni
- classe d'uso II $C_u = 1,5$
- periodo di riferimento $V_R = 75$ anni

In riferimento al par. 3,2, il sito ha le seguenti caratteristiche:

- categoria suolo B
- categoria topografica T1
- amplificazione topografica $S_T = 1$
- zona sismica 3

Ai sensi del paragrafo 7.2, 7.3, e 7.4 i criteri di modellazione e analisi sono i seguenti:

- classe di duttilità non dissipativo
- regolarità in pianta NO
- regolarità in elevazione SI
- tipo di struttura misto a pareti e telaio
- fattore di struttura $q = 1,5$
- analisi dinamica modale con spettro di risposta

4.2 Verifica fattore comportamento

Ai sensi del paragrafo 7.3.1 si verifica il valore del fattore di comportamento:

$$q_{ND} = \min\left(\frac{2}{3}q_{CD}{}^{B''}; 1,5\right)$$

$$q_{CD}{}^{B''} = 3,0 * \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3,0 * 1,1 = 3,3$$

$$q_{ND} = \min\left(\frac{2}{3}3,3; 1,5\right) = 1,5$$

5 Caratterizzazione meccanica dei materiali

5.1 Terreno

Le caratteristiche meccaniche del terreno di sedime sono desunte dalla relazione geologica e idrogeologica L2687-PD-B-GEO-02-00; si assumono cautelativamente i valori:

Strato 1 (riporto o sabbia limosa mediamente addensata) – da zero a 3.5 metri

- Peso di volume, γ : 18.5 kN/m³
- Coesione, c: zero
- Angolo di resistenza al taglio, φ' : 32°
- Modulo di deformazione E: 25 MPa

Strato 2 (limo sabbioso compatto) – da 3.5 metri a 6.0 metri

- Peso di volume, γ : 18.5 kN/m³
- Coesione, c: 5 kPa
- Angolo di resistenza al taglio, φ' : 28°
- Modulo di deformazione E: 30 MPa

Strato 3 (sabbia limosa addensata) – da 6.0 metri a 15.5 metri

- Peso di volume, γ : 18.5 kN/m³
- Coesione, c: 0 kPa
- Angolo di resistenza al taglio, φ' : 32°
- Modulo di deformazione E: 30 MPa

Strato 4 (ghiaia e sabbia poco limosa, molto addensata)- oltre 15.5 metri

- Peso di volume, γ : 20 kN/m³
- Coesione, c: 0 kPa
- Angolo di resistenza al taglio, φ' : 38°
- Modulo di deformazione E: 60 MPa

5.2 Cemento armato

5.2.1 Conglomerato cementizio

Come specificato nei vari elaborati è ammesso l'impiego di conglomerati cementizi secondo le classi descritte di seguito come previsto da NTC 2018:

	γ_c [-]	α_{cc} [-]	f_{ck} [Mpa]	f_{cd} [Mpa]	E_c [MPa]	ϵ_{cu} [‰]	ϵ_{c2} [‰]	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	$f_{ctk0,05}$ [MPa]	$f_{ctk0,95}$ [MPa]	f_{ctd} [MPa]	f_{cfm} [MPa]
C30/37	1.50	0.85	30.71	17.40	33019.4	-3.50	-2.00	38.71	2.94	2.06	3.82	1.37	3.53
C32/40	1.50	0.85	33.20	18.81	33642.8	-3.50	-2.00	41.20	3.10	2.17	4.03	1.45	3.72
C35/45	1.50	0.85	37.35	21.17	34625.5	-3.50	-2.00	45.35	3.35	2.35	4.36	1.56	4.02

ELEMENTO STRUTTURALE	Rck [Mpa]	Classe Esposizione	Dmax Aggregato [mm]	Classe di consistenza	a/c	Min. cemento [kg/m³]	Copriferro [mm]
Sottofondazioni	15	XC2	25	S3	0.6	280	-
Pali	37	XC2	32	S4	0.6	280	75
Fondazioni	37	XC2	32	S3	0.6	280	40
Elevazione (muri, Setti, Pilastrì)	40	XC3	20	S4	0.55	280	45/50
Solaio PK0-PK1-PK2	45	XD3	20	S4	0.45	320	50
Corpo scala/ascensore	37	XC1	20	S3	0.65	260	45
Corpi fuori terra (solette, pilastrì)	37	XC3	20	S3	0.55	280	40
Muretti/cordoli livello piazza	37	XF4	20	S3	0.45	340	40

5.2.1.1 Copriferro

Il copriferro minimo è riferito alla UNI EN 1992-1.

Il copriferro nominale è definito come il copriferro minimo c_{min} più un margine di progetto per gli scostamenti Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

Deve essere utilizzato il massimo valore c_{min} che soddisfi sia i requisiti relativi all'aderenza, sia quelli relativi alle condizioni ambientali.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

$$c_{pilastrì} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c_{dev} = (24; 25) + 10 = 35 < c_{VVF} = 50mm \rightarrow \text{verifica analitica}$$

$$c_{setti} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c_{dev} = (20; 25) + 10 = 35 < c_{VVF} = 45mm \rightarrow \text{verifica passiva}$$

$$c_{solaio,20cm} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c_{dev} = (16; 30) + 10 = 40mm$$

$$c_{solaio,30cm} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c_{dev} = (35^*; 30) + 10 = 45mm < c_{VVF} = 50mm \rightarrow \text{verifica passiva}$$

$$c_{solaio,50cm} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c_{dev} = (35^*; 30) + 10 = 45 < c_{VVF} = 50mm \rightarrow \text{verifica passiva}$$

$$c_{pali} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c_{dev} = (24; 25) + 10 = 35 \rightarrow 75mm$$

$$c_{fondazioni} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}) + \Delta c_{dev} = (24; 20) + 10 = 34 \rightarrow 40mm$$

*diametro equivalente per armature raggruppate §8.9.1 UNI EN 1992-1-1.

5.2.2 Acciaio da cemento armato

Acciaio per cemento armato in barre ad aderenza migliorata B450C controllato in stabilimento e saldabile: $f_{y,nom} = 450$ N/mm²; $f_{t,nom} = 540$ N/mm²

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t / f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_t / f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche: $\varnothing < 12\text{mm}$ 12 $\leq \varnothing \leq 16\text{mm}$ 16 $\leq \varnothing \leq 25\text{mm}$ 25 $\leq \varnothing \leq 40\text{mm}$	4 \varnothing 5 \varnothing 8 \varnothing 10 \varnothing	

5.2.3 Carpenteria metallica

Come meglio specificato negli elaborati è ammesso l'impiego di acciaio da carpenteria con le seguenti caratteristiche:

TIPO	f_{tk}	f_{yk}	f_{yd}	f_{yd1}	f_{y2}	f_{yt3}	γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	E_{cm}	elemento
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²				N/mm ²	
S235J0	360,00	235,00	223,81	223,81	223,81	188,00	1,05	1,05	1,25	210000	Profili/piastrame
S275J0	430,00	275,00	261,90	261,90	261,90	220,00	1,05	1,05	1,25	210000	Profili/piastrame
S355J0	510	355	338,09	338,09	338,09	284,00	1,05	1,05	1,25	210000	Profili/piastrame

6 Definizione dei carichi

In accordo con le NTC 2018, sono state considerate nei calcoli le seguenti azioni:

- pesi propri strutturali
- carichi permanenti portati dalla struttura
- carichi variabili
- carico della neve
- azione eolica
- azione sismica
- azione termica

6.1 Pesi propri strutturali

Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione, dei terreni ed elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.1.I del predetto D.M., si precisa che quali pesi propri strutturali sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA	G ₁ (kN/m ³)
Peso proprio terreno	19,00
Peso proprio calcestruzzo	24,00
Peso proprio C.A.	25,00
Peso proprio acciaio	78,50

6.2 Carichi permanenti

Tenuti presenti i pesi dei materiali da costruzione, dei terreni ed elementi costruttivi di cui alla tabella 3.1.I del predetto D.M., si precisa che quali carichi permanenti sono stati assunti i seguenti:

TIPOLOGIA	G ₂ (kN/m ³)	G ₂ (kN/m ²)	g ₂ (kN/m)
Impianti		0,50	
Pacchetto su livello 0:			
- Massetto protezione guaina 8cm		1,92	
- Igloo carrabili 60cm		1,90	
- Soletta armata 20cm		5,00	
- Pavimentazione cls/bitume 20cm		5,00	
tot		13,82	
Pacchetto su livello -1 e -2:			
- Pavimentazione spolvero quarzo 4cm		0,96	
Pacchetto corpi emergenti:			
- Massetto 10cm		2,00	
- Pavimentazione		0,50	
tot		2,50	

I carichi sui solai di parcheggio vengono arrotondati rispettivamente a 14,0 kN/m² e 1,0 kN/m²

6.2.1 Spinta delle terre

La spinta delle terre viene considerata nelle due condizioni seguenti:

- Spinta a riposo, essendo il manufatto completamente interrato e impedito di muoversi
 $k_0 = 1 - \tan\phi$
- Spinta attiva con il contributo dell'azione sismica secondo la formulazione pseudo-statica di Mononobe-Okabe

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi \cos^2\theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

All'interno del software è presente un generatore di pressione per il terreno sia per la condizione a riposo sia per quella attiva in condizione statiche. L'incremento alla spinta attiva per tener conto dell'azione sismica è dato nel generatore attraverso un coefficiente moltiplicatore dei carichi (pari a 1,16) per passare da k_a a k_{aE} . I sovraccarichi variabili di esercizio e la sistemazione superficiale sono simulati considerando uno strato equivalente di terreno che si somma in quota allo strato di terreno presente sopra l'estradosso del manufatto secondo il seguente schema:

- Carichi esercizio $q_1 = 9,0 \text{ kN/m}^2$; coefficiente di combinazione $\psi_0 = 0,40$; $k_a = 0,30 \rightarrow 9,0 \cdot 0,40 \cdot 0,3/18 = 0,06 \text{ m}$
- Sistemazione superficiale supposta in generale di 20 cm con densità $20 \text{ kN/m}^3 \rightarrow 0,20 \cdot 20/18 = 0,22 \text{ m}$
- Copertura variabile tra 80cm e 100 cm.

Viene quindi assegnata un'altezza di carico equivalente di terreno dall'estradosso del parcheggio di 1,10m sul fronte ovest, 1,20 sul lato sud e 1,30 sul lato ovest. Di seguito si riporta il report di esempio relativo all'angolo nord-ovest, gli altri si rimanda alla relazione di calcolo e ai tabulati.

STATIC EARTH PRESSURE (EARTH PRESSURE AT REST) [UNIT : kN, m]

Surcharge Load : s = 0.000 kN/m²
 Ground Level : GL = 2.600 m
 Water Level : WL = 1.400 m

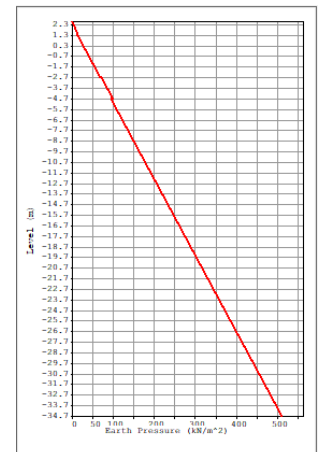
Coefficient of Earth Pressure at Rest : $K_0 = 1 - \sin(\text{PHI})$
 [Jaky's formula]
 Soil Stress Friction Angle : $\text{PHI} = (12 \cdot N)^{0.5} + 15$ ([deg])
 [Dunham]

Soil Density : GAMMA = Density of Soil Property
 Water Density : GAMMA.w = 9.807 kN/m³
 Scale Factor : SF = 1.000

Earth Pressure at Level z : $p_z = K_0 \cdot s + K_0 \cdot (\text{GAMMA} \cdot z - \text{GAMMA.w} \cdot (\text{WL} - z)) + \text{GAMMA.w} \cdot (\text{WL} - z)$

(). STATIC EARTH PRESSURE PROFILE

LEVEL (m)	PHI ([deg])	K0	GAMMA (kN/m ³)	GAMMA.w (kN/m ³)	p(z) (kN/m ²)	ADD. p(z) (kN/m ²)
2.600	28.000	0.531	19.000	0.000	0.000	0.000
1.400	28.000	0.531	19.000	9.807	12.096	0.000
1.300	28.000	0.531	19.000	9.807	13.564	0.000
1.300	32.000	0.470	18.500	9.807	12.131	0.000
-2.700	32.000	0.470	18.500	9.807	67.704	0.000
-2.700	28.000	0.531	18.500	9.807	71.239	0.000
-4.700	28.000	0.531	18.500	9.807	100.077	0.000
-4.700	32.000	0.470	18.500	9.807	95.490	0.000
-34.700	32.000	0.470	18.500	9.807	512.287	0.000



STATIC EARTH PRESSURE (ACTIVE EARTH PRESSURE) [UNIT : kN, m]

Surcharge Load : s = 0.000 kN/m²
 Ground Level : GL = 2.600 m
 Water Level : WL = 1.400 m

Coefficient of Active Earth Pressure : $K_a = (1 - \sin(\text{PHI})) / (1 + \sin(\text{PHI}))$
 [Rankine's Theory]
 Soil Stress Friction Angle : $\text{PHI} = (12 \cdot N)^{0.5} + 15$ ([deg])
 [Dunham]

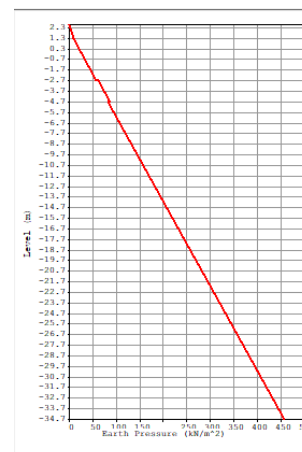
Soil Density : GAMMA = Density of Soil Property
 Water Density : GAMMA.w = 9.807 kN/m³

Scale Factor : SF = 1.000

$$\text{Earth Pressure at Level } z : p_z = K_a \cdot s + K_a \cdot (\text{GAMMA} \cdot z - \text{GAMMA} \cdot w \cdot (\text{WL} - z)) + \text{GAMMA} \cdot w \cdot (\text{WL} - z)$$

(j). STATIC EARTH PRESSURE PROFILE

LEVEL (m)	PHI (deg)	Ka (kN/m ³)	GAMMA (kN/m ³)	GAMMA.w (kN/m ²)	p(z) (kN/m ²)	ADD. p(z) (kN/m ²)
2.600	28.000	0.361	19.000	0.000	0.000	0.000
1.400	28.000	0.361	19.000	9.807	8.232	0.000
1.300	28.000	0.361	19.000	9.807	9.544	0.000
1.300	32.000	0.307	18.500	9.807	8.269	0.000
-2.700	32.000	0.307	18.500	9.807	58.180	0.000
-2.700	28.000	0.361	18.500	9.807	61.325	0.000
-4.700	28.000	0.361	18.500	9.807	87.216	0.000
-4.700	32.000	0.307	18.500	9.807	83.135	0.000
-34.700	32.000	0.307	18.500	9.807	457.468	0.000



6.3 Sovraccarichi variabili

Quali sovraccarichi variabili, comprensivi degli effetti dinamici ordinari, sono stati adottati, ai sensi della tabella 3.1.II del predetto D.M., i valori seguenti per i carichi:

CATEGORIA	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti (kN/m ²)	Verticali concentrati (kN)	Orizzontali lineari (kN/m)
F	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2x10,00	1,00**
E	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	6,00	7,00	1,00*
C	Cat. C Scale comuni, balconi e ballatoi	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Sulla soletta di copertura è richiesto dalla Città la verifica con i carichi di prima categoria per ponti.

$$Q_k = 9,0 \text{ kN/m}^2$$



Figura 8- Sovraccarichi variabili Livello 0

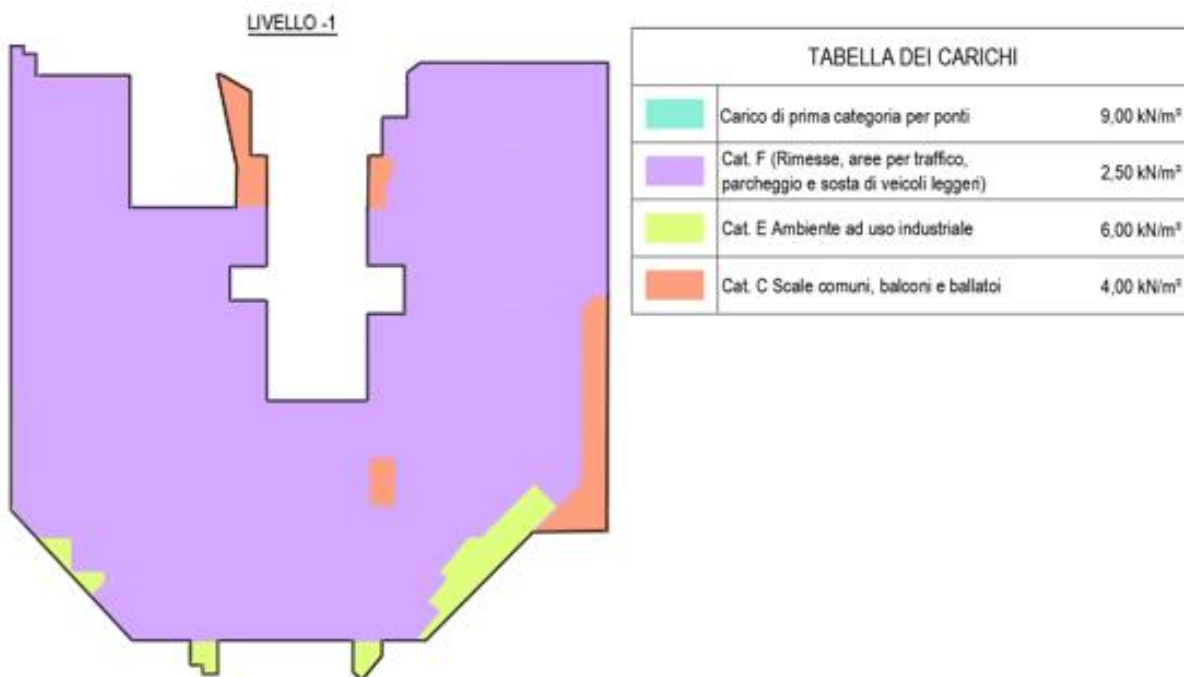


Figura 9 -Sovraccarichi variabili Livello -1



Figura 10 - Sovraccarichi variabili Livello - 2

Sono stati considerati anche i sovraccarichi derivanti dalle azioni di sollevamento degli ascensori. Tali carichi sono reperibili negli elaborati corrispondenti.

Il sovraccarico stradale pari a 9,00 daN/mq agente al PK0 è stato considerato anche come pressione attiva agente sui muri perimetrali.

6.4 Carico Neve

Il carico neve è stato calcolato secondo quanto indicato al § 3.4 del D.M. 17/01/2018.

Località: Torino

Altitudine: $h_{s.l.m.} = 232 \text{ m s.l.m.} > 200 \text{ m s.l.m.}$

$$q_{sk} = 1.39 \cdot \left(1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right)$$

$$q_{sk} = \mu \cdot q_{sk} \cdot c_E \cdot c_t = 0,80 \cdot 1,53 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,22 \text{ kN/m}^2$$

Nelle zone di accumulo sulle coperture con angolo medio tra 15 e 28° il carico neve risulta rispettivamente pari a:

$$q_{sk,2} = 1,84\text{-}2,37 \text{ kN/m}^2$$

6.5 Azione eolica

L'azione del vento è stata calcolata secondo quanto indicato al § 3.3 del D.M. 17 Gennaio 2018

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_r : pressione cinetica di riferimento
- c_e : coefficiente di esposizione
- c_p : coefficiente di forma
- c_d : coefficiente dinamico

6.5.1 Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove:

ρ : densità dell'aria ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)

v_r : è il valore caratteristico della velocità di riferimento del vento per un determinato periodo di ritorno (T_r);

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad \text{con}$$

$$c_r = 1 \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$c_r = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

$v_{b,0}$, a_0 , k_s sono dati dalla tabella 3.3.I del D.M. 17.01.2018 in funzione della zona ove sorge la costruzione.

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito dove sorge la costruzione.

Località	Zona	a_s (m)	$v_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_s (-)	v_b (m/s)	T_R (anni)	c_r (-)	v_r (m/s)	q_r (N/m ²)
Torino	1	232	25	1000	0,40	25	50	1,00	25	390,6

6.5.2 Coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

k_r, z_0, z_{min} sono assegnati dalla tabella 3.3.II del suddetto D.M. in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

c_t è il coefficiente di topografia. Esso è posto di regola pari ad 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia può essere valutato con analisi più approfondite.

Z è l'altezza della costruzione.

Classe di rugosità del terreno: "A" Aree urbane.

Categoria di esposizione del sito: "V"

Categoria	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	z [m]	C_t	C_e
V	0,23	0,70	12	25	1,0	1,4

6.5.3 Coefficiente di forma

La copertura è a falde, con inclinazione di circa 15°

Falda sopravento: $C_{pe+} = +0.8$ $C_{pe-} = -0.2$

Falda sottovento: $C_{pe} = -0.4$

Pressione interna: $C_{pi+} = +0.2$ $C_{pi-} = -0.2$

6.5.4 Pressioni complessive

L'altezza media alla gronda è variabile tra i 3,30 e i 6,00m, la pressione complessiva risulta quindi

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,39 \cdot 1,48 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 0,84 \text{ kN/m}^2$$

6.6 Azione Termiche

L'azione termica è stata valutata secondo le indicazioni descritte nel capitolo §3.5 del D.M. 17 Gennaio 2018. In particolare, nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza, la componente ΔT_u è possibile ricavarla direttamente dalla tab.3.5 II del D.M. 17 Gennaio 2018.

Tab. 3.5.II - Valori di ΔT_u per gli edifici

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	± 25 °C
Strutture in acciaio protette	± 15 °C

7 Metodi di analisi e codici di elaborazione

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica degli elementi strutturali si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il seguente programma di calcolo:

ADVANCE DESIGN, versione 2024 prodotto, distribuito ed assistito dalla GRAITEC S.r.l., con sede in Noale (VE), Via Petrarca n°3.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows e permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono la trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed il guscio, sia rettangolare che triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidità elastica.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

7.1 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

7.2 Motivazione della scelta del codice

ADVANCE DESIGN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi e solai considerati con la loro effettiva rigidità. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

7.3 Esame dei risultati e controlli di valutazione del modello

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

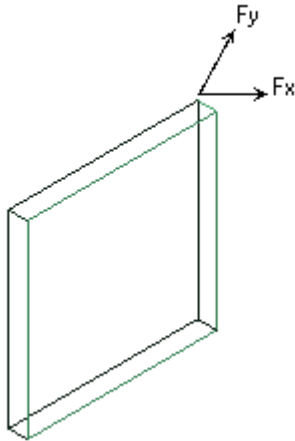
7.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validità dei risultati.

7.5 Sollecitazioni di membrana

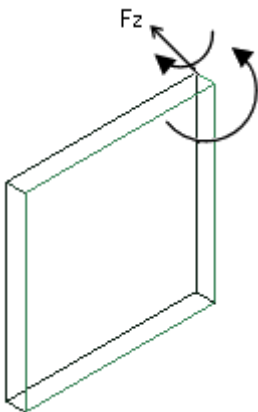
- 2 gdl per nodo: T_x , T_y

- Forze consentite: F_x , F_y nel piano dell'elemento



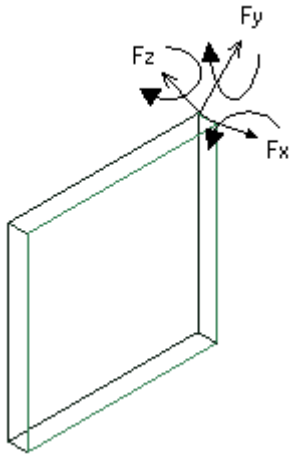
7.6 Sollecitazioni di piastra

- 3 gdl per nodo: T_x , T_y , T_z
- Forze consentite: Forze di taglio F_z , momenti nel piano dell'elemento

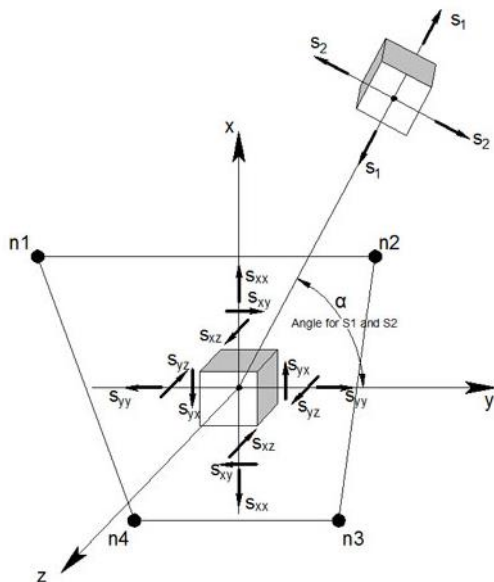


7.7 Sollecitazioni di piastra

- 6 gdl per nodo: T_x , T_y , T_z , R_x , R_y , R_z
- Forze consentite: F_x , F_y nel piano dell'elemento, forze di taglio F_z , momenti nel piano dell'elemento



7.8 Tensioni negli elementi bidimensionali



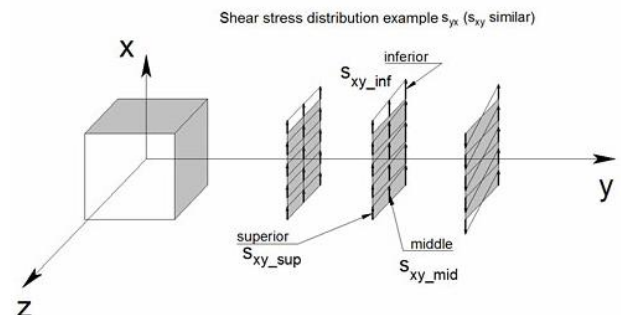
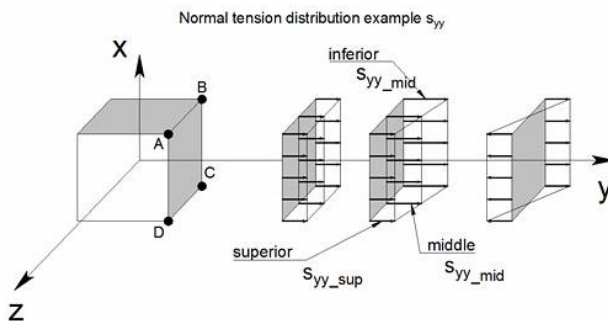
$$s_1 = \frac{s_{xx} + s_{yy}}{2} + \sqrt{\left(\frac{s_{xx} - s_{yy}}{2}\right)^2 + s_{xy}^2}$$

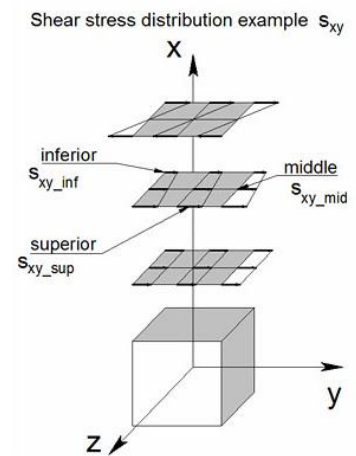
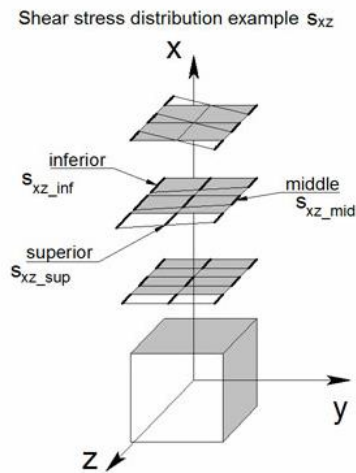
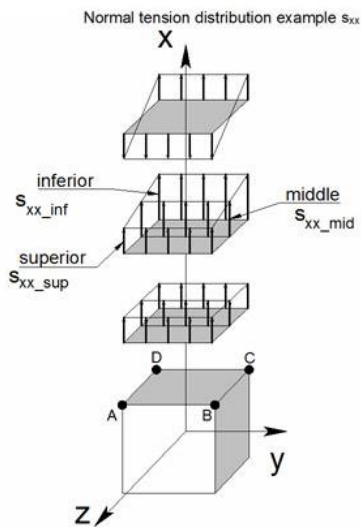
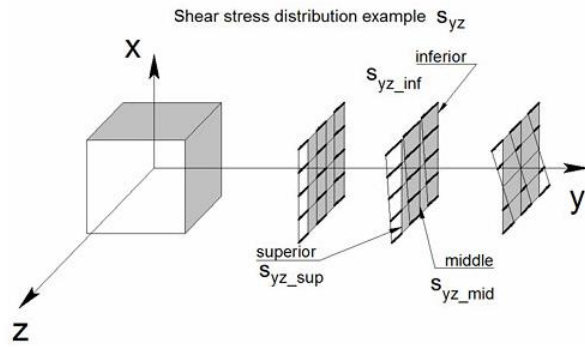
$$s_2 = \frac{s_{xx} + s_{yy}}{2} - \sqrt{\left(\frac{s_{xx} - s_{yy}}{2}\right)^2 + s_{xy}^2}$$

$$\alpha = \arctg \frac{1}{s_{xy}} \left(\frac{s_{yy} - s_{xx}}{2} - \sqrt{\left(\frac{s_{yy} - s_{xx}}{2}\right)^2 + s_{xy}^2} \right), \text{ for } s_{xy} \neq 0$$

$$\text{for } s_{xx} < s_{yy}, \quad \alpha = \frac{\pi}{2}$$

$$\text{for } s_{xx} \geq s_{yy}, \quad \alpha = 0$$





Tensione equivalente di Von Mises:

$$s_v = \sqrt{\frac{1}{2} \left((s_{xx} - s_{yy})^2 + (s_{yy} - s_{zz})^2 + (s_{xx} - s_{zz})^2 + 6(s_{xy}^2 + s_{xz}^2 + s_{yz}^2) \right)}$$

8 Criteri di calcolo

I calcoli e le verifiche strutturali sono condotti con il criterio semiprobabilistico allo stato limite ultimo (SLU) e di esercizio (SLE).

- Combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
 $\gamma G1 * G1 + \gamma G2 * G2 + \gamma Q2 * Qk1 + \Sigma \gamma Qi * \psi 0i * Qki$
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:
 $G1 + G2 + Qk1 + \Sigma \psi 0i * Qki$
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
 $G1 + G2 + \psi 11 * Qk1 + \Sigma \psi 2i * Qki$
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
 $G1 + G2 + \Sigma \psi 2i * Qki$
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:
 $E + G1 + G2 + \Sigma \psi 2i * Qki$

Tabella coefficienti di combinazione

Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria E	1,0	0,9	0,8
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve	0,5	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

A favore di sicurezza, si è deciso di utilizzare la cat. E per le azioni variabili.

Tabella coefficienti di sicurezza

		γ_F	EQU	A1- STR	A2-GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

8.1 Combinazioni di carico

Elenco famiglie		
Nr.	Denominazione	Elenco casi di carico
1	Carichi Permanenti	1; 2
2	Carichi Variabili	3
3	Neve NTC 2018	4
4	Sisma NTC 2018	5; 6; 7
5	Analisi modale	0
6	Temperature	8

Descrizione combinazioni			
Nr.	Nome	Dettagli	Codice
101	1x[5 EX][Newmark]	1.00*5	ECE
102	1x[5 EX]+0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*5 + 0.30*6	ECE
103	1x[5 EX]-0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*5 -0.30*6	ECE
104	1x[5 EX]+0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*5 + 0.30*7	ECE



105	1x[5 EX]-0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*5 -0.30*7	ECE
106	1x[5 EX]+0.3x[6 EY]+0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*5 + 0.30*6 + 0.30*7	ECE
107	1x[5 EX]-0.3x[6 EY]+0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*5 -0.30*6 + 0.30*7	ECE
108	1x[5 EX]+0.3x[6 EY]-0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*5 + 0.30*6 -0.30*7	ECE
109	1x[5 EX]-0.3x[6 EY]-0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*5 -0.30*6 -0.30*7	ECE
110	1x[6 EY][Newmark]	1.00*6	ECE
111	1x[6 EY]+0.3x[5 EX][Newmark]	1.00*6 + 0.30*5	ECE
112	1x[6 EY]-0.3x[5 EX][Newmark]	1.00*6 -0.30*5	ECE
113	1x[6 EY]+0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*6 + 0.30*7	ECE
114	1x[6 EY]-0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*6 -0.30*7	ECE
115	1x[6 EY]+0.3x[5 EX]+0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*6 + 0.30*5 + 0.30*7	ECE
116	1x[6 EY]-0.3x[5 EX]+0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*6 -0.30*5 + 0.30*7	ECE
117	1x[6 EY]+0.3x[5 EX]-0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*6 + 0.30*5 -0.30*7	ECE
118	1x[6 EY]-0.3x[5 EX]-0.3x[7 EZ][Newmark]	1.00*6 -0.30*5 -0.30*7	ECE
119	1x[7 EZ][Newmark]	1.00*7	ECE
120	1x[7 EZ]+0.3x[5 EX][Newmark]	1.00*7 + 0.30*5	ECE
121	1x[7 EZ]-0.3x[5 EX][Newmark]	1.00*7 -0.30*5	ECE
122	1x[7 EZ]+0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*7 + 0.30*6	ECE
123	1x[7 EZ]-0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*7 -0.30*6	ECE
124	1x[7 EZ]+0.3x[5 EX]+0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*7 + 0.30*5 + 0.30*6	ECE
125	1x[7 EZ]-0.3x[5 EX]+0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*7 -0.30*5 + 0.30*6	ECE
126	1x[7 EZ]+0.3x[5 EX]-0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*7 + 0.30*5 -0.30*6	ECE
127	1x[7 EZ]-0.3x[5 EX]-0.3x[6 EY][Newmark]	1.00*7 -0.30*5 -0.30*6	ECE
128	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]	1.30*1 + 1.30*2	ECELUSTR
129	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3	ECELUSTR
130	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 1.05*4	ECELUSTR
131	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 Q]+0.9x[8 tempo]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 0.90*8	ECELUSTR
132	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]+0.9x[8 tempo]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*3 + 1.05*4 + 0.90*8	ECELUSTR
133	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 N]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4	ECELUSTR
134	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 N]+1.5x[3 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 1.50*3	ECELUSTR
135	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 N]+0.9x[8 tempo]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 0.90*8	ECELUSTR
136	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 N]+1.5x[3 Q]+0.9x[8 tempo]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*4 + 1.50*3 + 0.90*8	ECELUSTR
137	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8	ECELUSTR
138	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.5x[3 Q]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8 + 1.50*3	ECELUSTR
139	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[4 N]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8 + 1.05*4	ECELUSTR
140	1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]	1.30*1 + 1.30*2 + 1.50*8 + 1.50*3 + 1.05*4	ECELUSTR
141	1x[1 G1]+1x[2 G2]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSCQ
142	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3	ECELSCQ
143	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.70*4	ECELSCQ
144	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[3 Q]+0.6x[8 tempo]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.60*8	ECELSCQ
145	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]+0.6x[8 tempo]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*3 + 0.70*4 + 0.60*8	ECELSCQ
146	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4	ECELSCQ
147	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[4 N]+1x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 1.00*3	ECELSCQ
148	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[4 N]+0.6x[8 tempo]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 0.60*8	ECELSCQ
149	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[4 N]+1x[3 Q]+0.6x[8 tempo]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*4 + 1.00*3 + 0.60*8	ECELSCQ
150	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8	ECELSCQ
151	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]+1x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8 + 1.00*3	ECELSCQ
152	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]+0.7x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8 + 0.70*4	ECELSCQ
153	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*8 + 1.00*3 + 0.70*4	ECELSCQ
154	1x[1 G1]+1x[2 G2]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSFQ
155	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.9x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.90*3	ECELSFQ
156	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.9x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.90*3 + 0.40*4	ECELSFQ



157	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.5x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*4	ECELSFQ
158	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.5x[4 N]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*4 + 0.80*3	ECELSFQ
159	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.5x[8 tempo]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*8	ECELSFQ
160	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.5x[8 tempo]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*8 + 0.80*3	ECELSFQ
161	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.5x[8 tempo]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*8 + 0.40*4	ECELSFQ
162	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.5x[8 tempo]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.50*8 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELSFQ
163	1x[1 G1]+1x[2 G2]	1.00*1 + 1.00*2	ECELSQP
164	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.80*3	ECELSQP
165	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELSQP
166	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.40*4	ECELSQP
167	1x[1 G1]+1x[2 G2]+0.4x[4 N]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 0.40*4 + 0.80*3	ECELSQP
168	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101	ECELUS
169	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102	ECELUS
170	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103	ECELUS
171	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104	ECELUS
172	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105	ECELUS
173	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106	ECELUS
174	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[107 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*107	ECELUS
175	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[108 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*108	ECELUS
176	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[109 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*109	ECELUS
177	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[110 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*110	ECELUS
178	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[111 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*111	ECELUS
179	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[112 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*112	ECELUS
180	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[113 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*113	ECELUS
181	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[114 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*114	ECELUS
182	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[115 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*115	ECELUS
183	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[116 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*116	ECELUS
184	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[117 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*117	ECELUS
185	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[118 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*118	ECELUS
186	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[119 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*119	ECELUS
187	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[120 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*120	ECELUS
188	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[121 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*121	ECELUS
189	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[122 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*122	ECELUS
190	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[123 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*123	ECELUS
191	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[124 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*124	ECELUS
192	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[125 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*125	ECELUS
193	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[126 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*126	ECELUS
194	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[127 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*127	ECELUS
195	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*101	ECELUS
196	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*102	ECELUS
197	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*103	ECELUS
198	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*104	ECELUS
199	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*105	ECELUS
200	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*106	ECELUS
201	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[107 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*107	ECELUS
202	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[108 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*108	ECELUS
203	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[109 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*109	ECELUS
204	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[110 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*110	ECELUS
205	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[111 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*111	ECELUS
206	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[112 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*112	ECELUS
207	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[113 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*113	ECELUS
208	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[114 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*114	ECELUS
209	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[115 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*115	ECELUS
210	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[116 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*116	ECELUS
211	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[117 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*117	ECELUS
212	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[118 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*118	ECELUS
213	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[119 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*119	ECELUS
214	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[120 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*120	ECELUS



215	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[121 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*121	ECELUS
216	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[122 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*122	ECELUS
217	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[123 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*123	ECELUS
218	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[124 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*124	ECELUS
219	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[125 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*125	ECELUS
220	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[126 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*126	ECELUS
221	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*127	ECELUS
222	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101 + 0.80*3	ECELUS
223	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102 + 0.80*3	ECELUS
224	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103 + 0.80*3	ECELUS
225	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104 + 0.80*3	ECELUS
226	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105 + 0.80*3	ECELUS
227	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106 + 0.80*3	ECELUS
228	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[107 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*107 + 0.80*3	ECELUS
229	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[108 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*108 + 0.80*3	ECELUS
230	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[109 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*109 + 0.80*3	ECELUS
231	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[110 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*110 + 0.80*3	ECELUS
232	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[111 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*111 + 0.80*3	ECELUS
233	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[112 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*112 + 0.80*3	ECELUS
234	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[113 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*113 + 0.80*3	ECELUS
235	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[114 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*114 + 0.80*3	ECELUS
236	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[115 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*115 + 0.80*3	ECELUS
237	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[116 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*116 + 0.80*3	ECELUS
238	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[117 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*117 + 0.80*3	ECELUS
239	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[118 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*118 + 0.80*3	ECELUS
240	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[119 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*119 + 0.80*3	ECELUS
241	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[120 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*120 + 0.80*3	ECELUS
242	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[121 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*121 + 0.80*3	ECELUS
243	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[122 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*122 + 0.80*3	ECELUS
244	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[123 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*123 + 0.80*3	ECELUS
245	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[124 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*124 + 0.80*3	ECELUS
246	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[125 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*125 + 0.80*3	ECELUS
247	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[126 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*126 + 0.80*3	ECELUS
248	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*127 + 0.80*3	ECELUS
249	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*101 + 0.80*3	ECELUS
250	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*102 + 0.80*3	ECELUS
251	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*103 + 0.80*3	ECELUS
252	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*104 + 0.80*3	ECELUS
253	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*105 + 0.80*3	ECELUS
254	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*106 + 0.80*3	ECELUS
255	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[107 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*107 + 0.80*3	ECELUS
256	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[108 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*108 + 0.80*3	ECELUS
257	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[109 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*109 + 0.80*3	ECELUS
258	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[110 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*110 + 0.80*3	ECELUS
259	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[111 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*111 + 0.80*3	ECELUS
260	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[112 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*112 + 0.80*3	ECELUS
261	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[113 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*113 + 0.80*3	ECELUS
262	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[114 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*114 + 0.80*3	ECELUS
263	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[115 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*115 + 0.80*3	ECELUS
264	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[116 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*116 + 0.80*3	ECELUS
265	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[117 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*117 + 0.80*3	ECELUS
266	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[118 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*118 + 0.80*3	ECELUS
267	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[119 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*119 + 0.80*3	ECELUS
268	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[120 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*120 + 0.80*3	ECELUS
269	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[121 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*121 + 0.80*3	ECELUS
270	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[122 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*122 + 0.80*3	ECELUS
271	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[123 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*123 + 0.80*3	ECELUS
272	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[124 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*124 + 0.80*3	ECELUS
273	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[125 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*125 + 0.80*3	ECELUS



274	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[126 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*126 + 0.80*3	ECELUS
275	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*127 + 0.80*3	ECELUS
276	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101 + 0.40*4	ECELUS
277	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102 + 0.40*4	ECELUS
278	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103 + 0.40*4	ECELUS
279	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104 + 0.40*4	ECELUS
280	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105 + 0.40*4	ECELUS
281	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106 + 0.40*4	ECELUS
282	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[107 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*107 + 0.40*4	ECELUS
283	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[108 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*108 + 0.40*4	ECELUS
284	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[109 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*109 + 0.40*4	ECELUS
285	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[110 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*110 + 0.40*4	ECELUS
286	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[111 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*111 + 0.40*4	ECELUS
287	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[112 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*112 + 0.40*4	ECELUS
288	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[113 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*113 + 0.40*4	ECELUS
289	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[114 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*114 + 0.40*4	ECELUS
290	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[115 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*115 + 0.40*4	ECELUS
291	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[116 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*116 + 0.40*4	ECELUS
292	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[117 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*117 + 0.40*4	ECELUS
293	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[118 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*118 + 0.40*4	ECELUS
294	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[119 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*119 + 0.40*4	ECELUS
295	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[120 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*120 + 0.40*4	ECELUS
296	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[121 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*121 + 0.40*4	ECELUS
297	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[122 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*122 + 0.40*4	ECELUS
298	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[123 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*123 + 0.40*4	ECELUS
299	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[124 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*124 + 0.40*4	ECELUS
300	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[125 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*125 + 0.40*4	ECELUS
301	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[126 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*126 + 0.40*4	ECELUS
302	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[127 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*127 + 0.40*4	ECELUS
303	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*101 + 0.40*4	ECELUS
304	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*102 + 0.40*4	ECELUS
305	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*103 + 0.40*4	ECELUS
306	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*104 + 0.40*4	ECELUS
307	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*105 + 0.40*4	ECELUS
308	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*106 + 0.40*4	ECELUS
309	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[107 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*107 + 0.40*4	ECELUS
310	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[108 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*108 + 0.40*4	ECELUS
311	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[109 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*109 + 0.40*4	ECELUS
312	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[110 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*110 + 0.40*4	ECELUS
313	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[111 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*111 + 0.40*4	ECELUS
314	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[112 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*112 + 0.40*4	ECELUS
315	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[113 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*113 + 0.40*4	ECELUS
316	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[114 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*114 + 0.40*4	ECELUS
317	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[115 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*115 + 0.40*4	ECELUS
318	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[116 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*116 + 0.40*4	ECELUS
319	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[117 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*117 + 0.40*4	ECELUS
320	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[118 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*118 + 0.40*4	ECELUS
321	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[119 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*119 + 0.40*4	ECELUS
322	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[120 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*120 + 0.40*4	ECELUS
323	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[121 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*121 + 0.40*4	ECELUS
324	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[122 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*122 + 0.40*4	ECELUS
325	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[123 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*123 + 0.40*4	ECELUS
326	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[124 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*124 + 0.40*4	ECELUS
327	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[125 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*125 + 0.40*4	ECELUS
328	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[126 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*126 + 0.40*4	ECELUS
329	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 -1.00*127 + 0.40*4	ECELUS
330	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[101 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*101 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS



331	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[102 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*102 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
332	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[103 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*103 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
333	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[104 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*104 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
334	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[105 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*105 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
335	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[106 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*106 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
336	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[107 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*107 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
337	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[108 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*108 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
338	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[109 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*109 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
339	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[110 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*110 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
340	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[111 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*111 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
341	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[112 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*112 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
342	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[113 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*113 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
343	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[114 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*114 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
344	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[115 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*115 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
345	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[116 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*116 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
346	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[117 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*117 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
347	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[118 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*118 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
348	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[119 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*119 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
349	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[120 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*120 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
350	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[121 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*121 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
351	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[122 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*122 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
352	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[123 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*123 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
353	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[124 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*124 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
354	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[125 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*125 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
355	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[126 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*126 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
356	1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 + 1.00*127 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
357	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[101 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*101 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
358	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[102 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*102 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
359	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[103 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*103 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS
360	1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[104 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]	1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*104 + 0.80*3 + 0.40*4	ECELUS



361	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[105 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*105 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
362	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*106 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
363	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[107 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*107 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
364	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[108 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*108 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
365	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[109 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*109 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
366	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[110 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*110 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
367	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[111 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*111 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
368	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[112 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*112 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
369	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[113 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*113 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
370	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[114 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*114 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
371	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[115 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*115 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
372	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[116 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*116 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
373	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[117 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*117 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
374	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[118 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*118 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
375	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[119 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*119 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
376	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[120 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*120 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
377	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[121 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*121 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
378	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[122 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*122 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
379	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[123 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*123 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
380	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[124 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*124 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
381	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[125 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*125 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
382	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[126 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*126 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS
383	$1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]$	$1.00*1 + 1.00*2 - 1.00*127 + 0.80*3 + 0.40*4$	ECELUS

8.2 Ipotesi analisi simica - Sisma NTC 2018

Sintesi dei dati

Spettro:	Tipo di calcolo
Tipo di terreno:	Zona B
Accelerazione orizzontale al suolo ag/g:	0.064
Fattore di amplificazione F0:	2.783
Periodo Tc*:	0.281
Categoria topografica:	T1
Parametro del terreno (S):	1.20

Periodo T_B: 0.13 s
 Periodo T_C: 0.40 s
 Periodo T_D: 1.84 s
 Coefficiente di importanza (γ_I): 1.00
 Fattore di struttura:
 - X: 1.5
 - Y: 1.5
 - Z: 1.000
 Modalità residua disponibile: No
 Metodo: CQC

Modo N°	Pulsazione (Rad/s)	Periodo (s)	frequenza (Hz)	Energia (J)	Valori modali			Smorzamento (%)
					Masse modali			
					X T (%)	Y T (%)	Z T (%)	
1	23.22	0.27	3.70	269.37	101.48 (0.17)	0.01 (0.00)	0.00 (0.00)	5.0
2	23.95	0.26	3.81	286.03	94.99 (0.16)	0.02 (0.00)	0.00 (0.00)	5.0
3	27.04	0.23	4.30	61.96	0.00 (0.00)	0.01 (0.00)	121.60 (0.20)	5.0
4	32.55	0.19	5.18	74.14	0.01 (0.00)	0.02 (0.00)	0.04 (0.00)	5.0
5	35.21	0.18	5.60	140.87	0.08 (0.00)	0.15 (0.00)	220.55 (0.36)	5.0
6	38.36	0.16	6.11	113.30	8.92 (0.01)	6.42 (0.01)	145.64 (0.24)	5.0
7	40.24	0.16	6.40	97.36	0.19 (0.00)	0.63 (0.00)	16.50 (0.03)	5.0
8	43.38	0.14	6.90	202.20	3.16 (0.01)	0.90 (0.00)	0.54 (0.00)	5.0
9	43.46	0.14	6.92	942.00	28.85 (0.05)	0.15 (0.00)	0.00 (0.00)	5.0
10	44.69	0.14	7.11	296.04	191.04 (0.31)	42.67 (0.07)	375.99 (0.62)	5.0
11	46.01	0.14	7.32	552.58	13364.64 (21.94)	2242.16 (3.68)	2.24 (0.00)	5.0
12	46.55	0.13	7.41	1071.30	9.85 (0.02)	26.90 (0.04)	0.01 (0.00)	5.0
13	49.97	0.13	7.95	158.90	1.30 (0.00)	0.68 (0.00)	0.76 (0.00)	5.0
14	50.25	0.13	8.00	1262.43	0.84 (0.00)	0.03 (0.00)	317.31 (0.52)	5.0
15	51.05	0.12	8.12	1287.18	1.72 (0.00)	126.03 (0.21)	0.00 (0.00)	5.0
16	52.07	0.12	8.29	1355.78	2.92 (0.00)	0.16 (0.00)	425.50 (0.70)	5.0
17	53.79	0.12	8.56	363.73	6.27 (0.01)	14.99 (0.02)	28.04 (0.05)	5.0
18	54.23	0.12	8.63	1458.79	0.44 (0.00)	1.95 (0.00)	15.30 (0.03)	5.0
19	56.15	0.11	8.94	1592.22	0.00 (0.00)	0.04 (0.00)	144.23 (0.24)	5.0
20	56.34	0.11	8.97	925.12	1788.70 (2.94)	15366.29 (25.23)	0.33 (0.00)	5.0
21	56.59	0.11	9.01	456.29	318.12 (0.52)	2919.41 (4.79)	0.03 (0.00)	5.0
22	57.44	0.11	9.14	374.73	60.03 (0.10)	339.68 (0.56)	0.96 (0.00)	5.0
23	58.96	0.11	9.38	349.16	0.82 (0.00)	15.07 (0.02)	11.23 (0.02)	5.0
24	59.39	0.11	9.45	1117.75	0.01 (0.00)	0.00 (0.00)	135.05 (0.22)	5.0
25	59.71	0.11	9.50	1661.13	0.28 (0.00)	0.04 (0.00)	9.36 (0.02)	5.0
26	61.47	0.10	9.78	378.93	11.07 (0.02)	0.07 (0.00)	4.79 (0.01)	5.0
27	62.73	0.10	9.98	543.87	2.11 (0.00)	12.26 (0.02)	0.88 (0.00)	5.0
28	64.67	0.10	10.29	1488.57	0.38 (0.00)	0.14 (0.00)	305.81 (0.50)	5.0
29	66.09	0.10	10.52	855.28	16.67 (0.03)	19.27 (0.03)	7.29 (0.01)	5.0
30	67.33	0.09	10.72	1653.43	85.70 (0.14)	0.03 (0.00)	100.16 (0.16)	5.0
31	68.31	0.09	10.87	1708.05	4.46 (0.01)	0.27 (0.00)	3112.32 (5.11)	5.0
32	70.65	0.09	11.24	2162.92	775.53 (1.27)	328.01 (0.54)	623.65 (1.02)	5.0
33	70.97	0.09	11.29	2060.75	345.08 (0.57)	790.86 (1.30)	842.35 (1.38)	5.0
34	71.62	0.09	11.40	2080.79	3293.88 (5.41)	6.87 (0.01)	2869.59 (4.71)	5.0
35	72.20	0.09	11.49	2491.53	11517.01 (18.91)	194.38 (0.32)	253.78 (0.42)	5.0
36	74.09	0.08	11.79	2465.16	271.99 (0.45)	206.38 (0.34)	26.99 (0.04)	5.0
37	76.47	0.08	12.17	2240.82	2.64 (0.00)	0.02 (0.00)	8273.08 (13.58)	5.0
38	77.04	0.08	12.26	2797.70	267.31 (0.44)	17.00 (0.03)	118.82 (0.20)	5.0
39	81.54	0.08	12.98	2126.02	74.31 (0.12)	115.07 (0.19)	445.25 (0.73)	5.0
40	83.60	0.08	13.31	3028.98	3.31 (0.01)	2.05 (0.00)	4505.34 (7.40)	5.0
41	86.33	0.07	13.74	3315.28	1429.97 (2.35)	151.59 (0.25)	1.79 (0.00)	5.0
42	90.02	0.07	14.33	1893.11	107.46 (0.18)	1359.78 (2.23)	115.52 (0.19)	5.0
43	90.99	0.07	14.48	3556.90	86.18 (0.14)	82.52 (0.14)	2631.94 (4.32)	5.0
44	93.21	0.07	14.83	2836.49	1082.83 (1.78)	3.77 (0.01)	24.95 (0.04)	5.0
45	101.28	0.06	16.12	2702.45	82.91 (0.14)	2479.54 (4.07)	13.72 (0.02)	5.0
46	104.38	0.06	16.61	5349.27	5.17 (0.01)	4.09 (0.01)	3625.62 (5.95)	5.0
47	106.92	0.06	17.02	4317.02	633.44 (1.04)	382.53 (0.63)	33.51 (0.06)	5.0
48	110.97	0.06	17.66	5677.71	154.15 (0.25)	6193.46 (10.17)	1.31 (0.00)	5.0
49	120.33	0.05	19.15	8238.08	0.01 (0.00)	0.01 (0.00)	4133.12 (6.79)	5.0
50	125.71	0.05	20.01	6661.99	6.78 (0.01)	3222.81 (5.29)	0.05 (0.00)	5.0
51	128.81	0.05	20.50	4322.92	1796.65 (2.95)	11.27 (0.02)	0.13 (0.00)	5.0
52	139.65	0.04	22.23	9859.89	0.23 (0.00)	3.28 (0.01)	2539.84 (4.17)	5.0
53	147.98	0.04	23.55	9177.72	1397.19 (2.29)	185.75 (0.30)	3.06 (0.01)	5.0
54	157.99	0.04	25.15	9812.44	180.81 (0.30)	748.66 (1.23)	0.13 (0.00)	5.0
55	183.65	0.03	29.23	15894.73	2.26 (0.00)	10.50 (0.02)	2321.34 (3.81)	5.0
56	195.17	0.03	31.06	15934.01	2244.86 (3.69)	18.41 (0.03)	0.03 (0.00)	5.0
57	199.58	0.03	31.76	16249.08	25.28 (0.04)	3618.28 (5.94)	9.11 (0.01)	5.0
58	245.08	0.03	39.01	26700.27	1956.49 (3.21)	1.30 (0.00)	2.53 (0.00)	5.0
59	251.83	0.02	40.08	34314.46	0.32 (0.00)	3.59 (0.01)	4434.77 (7.28)	5.0
60	265.01	0.02	42.18	30970.37	8.05 (0.01)	2492.42 (4.09)	7.52 (0.01)	5.0
61	420.24	0.01	66.88	105279.16	5.80 (0.01)	14.94 (0.02)	10510.25 (17.26)	5.0
62	442.01	0.01	70.35	128509.65	7329.00 (12.03)	162.79 (0.27)	8.17 (0.01)	5.0
63	466.99	0.01	74.32	155854.24	63.74 (0.10)	11651.97 (19.13)	13.07 (0.02)	5.0
64	702.22	0.01	111.76	379010.71	7479.53 (12.28)	3.97 (0.01)	0.33 (0.00)	5.0
Totale				1030991.13	58735.21 (96.43)	55604.35 (91.29)	53893.10 (88.48)	

9 Verifiche

9.1 Modello di calcolo

La struttura è costituita da solai bidirezionali, muri contro terra, setti e pilastri, modellati nello spazio con elementi FEM rispettivamente a piastra (*shell*) per solai, muri e setti e con elementi asta (*beam*) per pilastri.

L'analisi verrà condotta per fasi di realizzazione, in primis verrà analizzato la parte Est e successivamente la parte Ovest, in accordo con le fasi costruttive dell'opera.

Vista UTENTE
 41.51 m -44.62 m -3.15 m

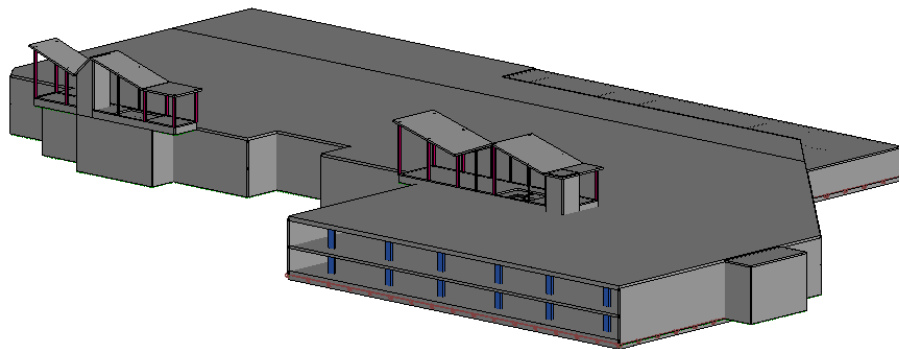


Figura 11: Vista assonometrica modello strutturale - Fase 1

Vista UTENTE
 -29.50 m 19.08 m 0.80 m

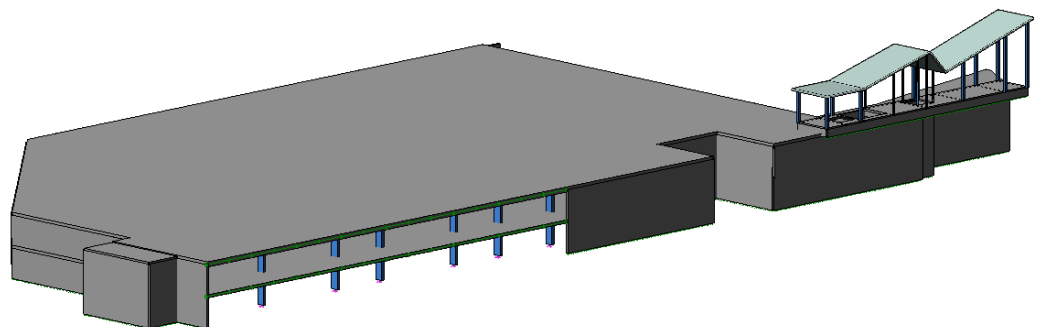


Figura 12: Vista assonometrica modello strutturale - Fase 2

9.2 Soletta PK0 (quota 230.87) – fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

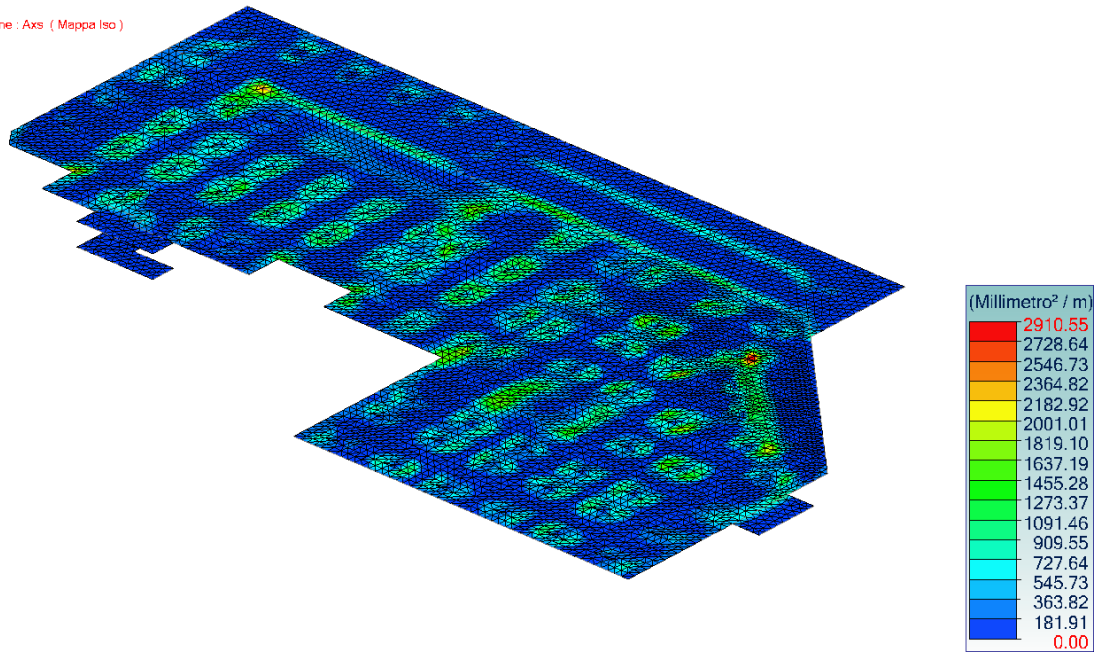


Figura 13 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

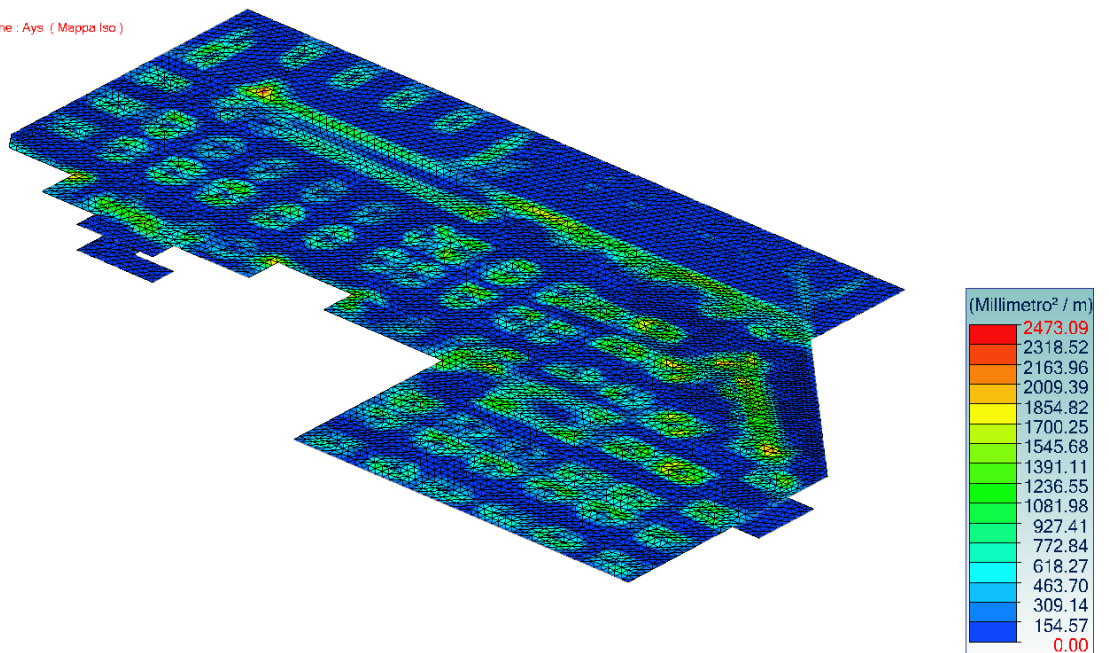


Figura 14 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armatura
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

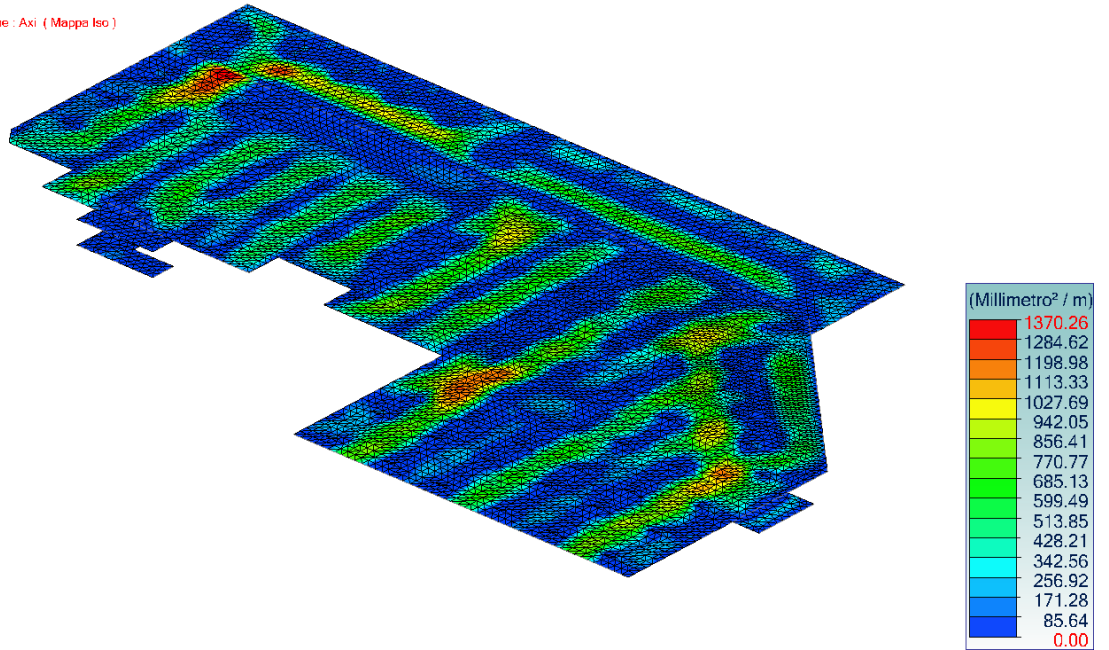


Figura 15 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armatura
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

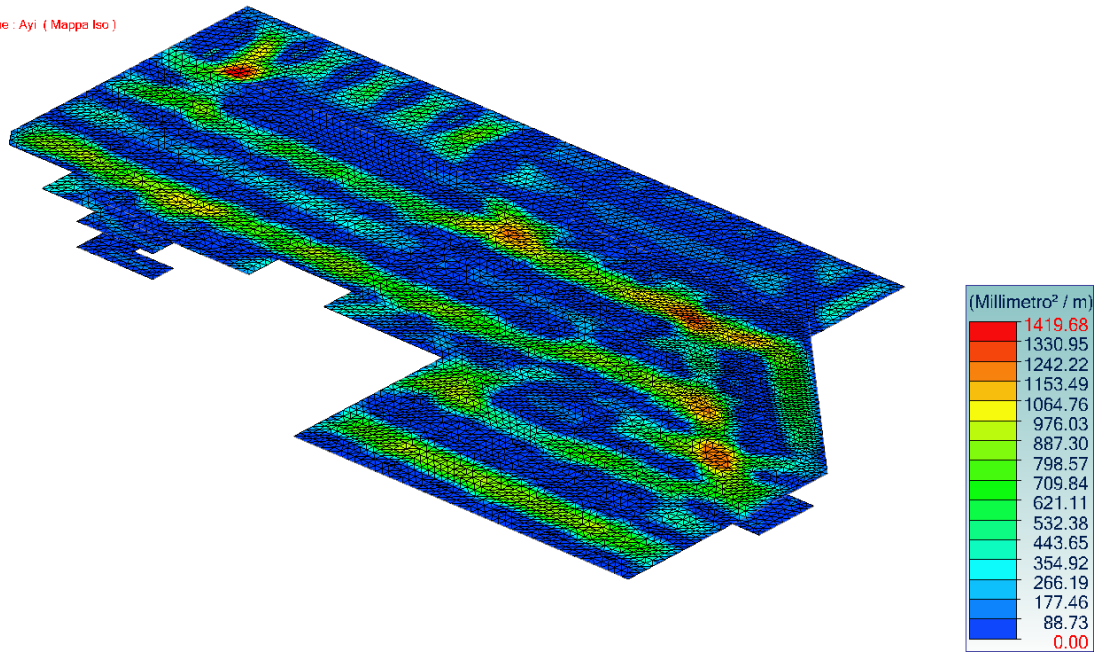


Figura 16 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:1-4, 101-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx
 Sistema globale
 Valori smussati

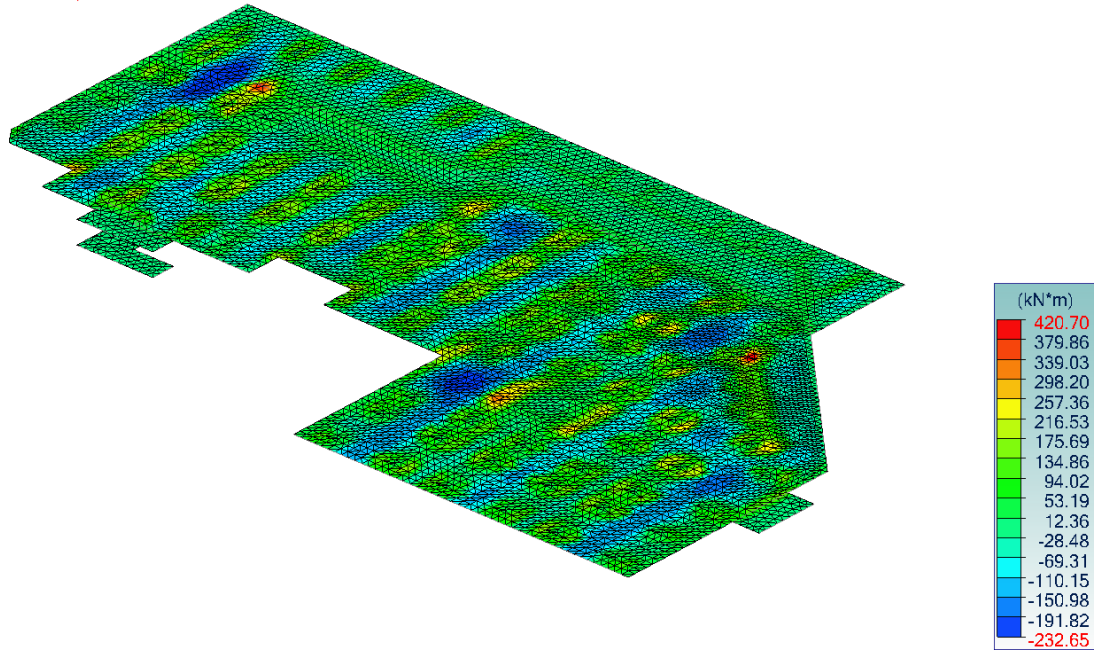


Figura 17 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:1-4, 101-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Sistema globale
 Valori smussati

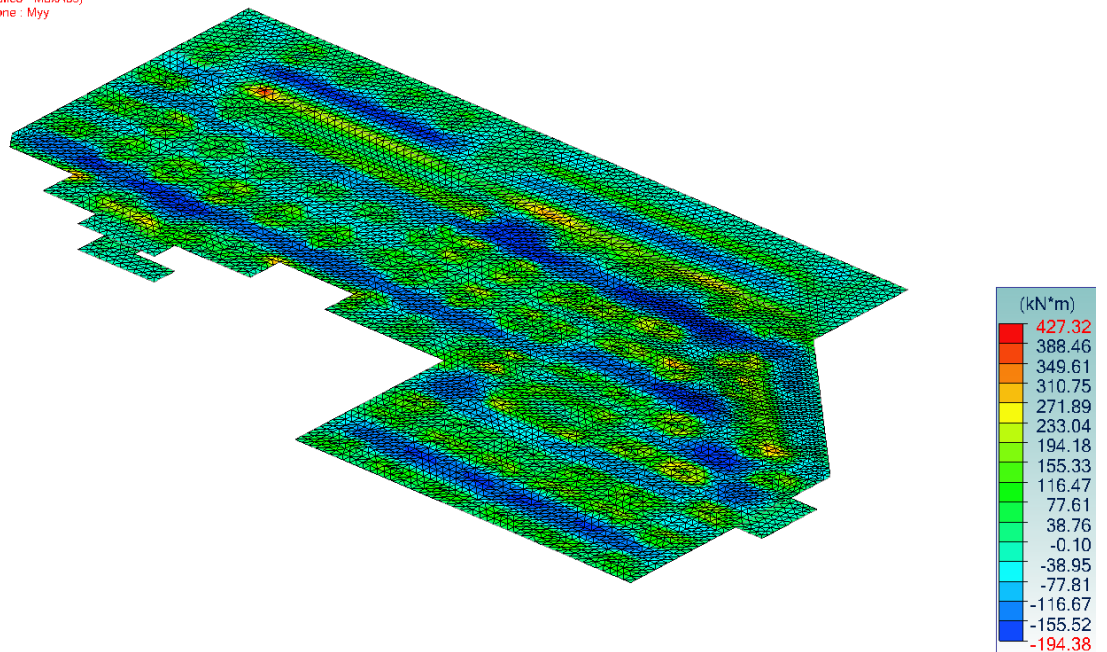


Figura 18 - Momenti Myy

9.2.1 Verifica sezione tipologica piena s=50cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.50 cm – armatura Ø16#10x10 + Ø10#10x10

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 420/-233 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 427/-195 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 50cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#10x10 + Ø10#10x10m, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,dir2} = 461.6 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 420 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,dir2} = 461.6 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 427 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 420/461.6 = 0,91$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 427/461.6 = 0,93$$

Titolo: L2687_Bengasi_S50_piena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.96	45
2	27.96	5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

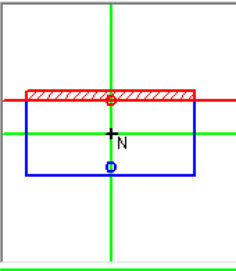
Calcoli:
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Materiali:
 B450C C35/45
 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} 19.83 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

Carichi e Geometria:
 M_{xRd} 461.6 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 24.79 ‰
 d 45 cm
 x 5.567 x/d 0.1237
 δ 0.7

Applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato



Titolo: L2687_Bengasi_S50_piena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.96	45
2	27.96	5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione:
 Retta Deviata

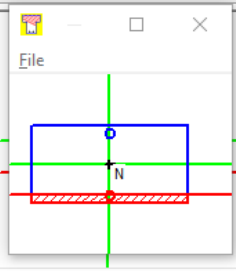
Calcoli:
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Materiali:
 B450C C35/45
 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} 19.83 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

Carichi e Geometria:
 M_{xRd} -461.6 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 24.79 ‰
 d 45 cm
 x 5.567 x/d 0.1237
 δ 0.7

Applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato



Titolo: L2687_Bengasi_S50_alleggerita

N° figure elementari: 3 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	10
2	15	30
3	100	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13.98	5
2	24.03	45

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19.83
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -241.4 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 31.37 ‰
 d 45 cm
 x 4.517 x/d 0.1004
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Devia

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.2.3 Verifica sezione tipologica piena s=30cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.30 cm – armatura Ø16#10x10

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – M_{Sd,xx} = 77.6/-60 kNm/m M_{Sd,yy} = 110.2/-108kNm/m

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 50cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#10x10cm, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,xx} = 180.8 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 77.6 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,yy} = 180.8 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 110.2 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 77.6/180.8 = 0,43$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 110.2/180.8 = 0,61$$

Titolo: L2687_Bengasi_S30_piena

N° figure elementari: Zoom

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	25
2	20.11	5

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} % ε_{c2} %

f_{yd} N/mm² ε_{cu} %

E_s N/mm² f_{cd} %

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} % σ_{c,adm} N/mm²

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c %

ε_s %

d cm

x x/d

δ

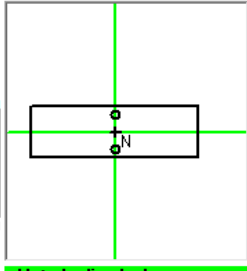
Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Devia

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

9.2.4 Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s50cm

Di seguito la verifica svolta con tabella Excel per controllo dei calcoli effettuati dal software

Rif Advance: Element No: 180

VERIFICA A PUNZONAMENTO (EC.2 §6.4)

MATERIALI

Classe di cls		C35/45
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	45.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Coefficiente parziale del cls	γ_c	1.50 [-]
Coefficiente di riduzione	α_{cc}	0.85 [-]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	19.83 N/mm ²

Tipo di Acciaio

		B450C
Resistenza di snervamento delle armature	f_{yk}	450.00 N/mm ²
Modulo Elastico delle armature	E_s	210000.00 N/mm ³
Coefficiente parziale delle armature	γ_s	1.15 [-]
Resistenza di progetto delle armature	f_{yd}	391.30 N/mm ²
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione y	Ø_y	16.00 mm
Passo armatura longitudinale in direzione y	s_y	100.00 mm
Area armatura longitudinale in direzione y	A_y	201.06 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_{ly}	0.0045
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione z	Ø_z	20.00 mm
Passo armatura longitudinale in direzione z	s_z	200.00 mm
Area armatura longitudinale in direzione z	A_z	314.16 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa in direzione z	ρ_{lz}	0.0036

GEOMETRIA

Tipo di sezione pilastro		 Rettangolare
Dimensione 1 del pilastro (parallela all'eccentricità del carico)	c₁	800.00 mm
Dimensione 2 del pilastro (perpendicolare all'eccentricità del carico)	c₂	300.00 mm
Spessore della piastra in cls	b	500.00 mm
Copriferro	c	50.00 mm
Altezza utile armatura in direzione y	d_y	450.00 mm
Altezza utile armatura in direzione z	d_z	434.00 mm
Altezza utile della soletta	d_{eff}	442.00 mm
Perimetro filo pilastro	u₀	2200.00 mm
Perimetro di verifica di base	u₁	7754.34 mm
Altezza capitello	h_H	250.00 mm
Larghezza capitello rispetto al filo esterno del pilastro	l_H	450.00 mm
	OK	
	l₁	1200.00 mm
	l₂	1700.00 mm
Distanza della sezione di verifica rispetto al centro del pilastro	r_{cont}	1683.84 mm
	u_{cont}	7489.94 mm
Area di verifica di base	A₁	1826154.11 mm ²

Condizione $l_H < 2,0 h_H$

AZIONI SOLLECITANTI

Momento Flettente	M_{Ed}	207.00 KNm
-------------------	-----------------------	------------

Taglio	V_{Ed}	3933.00	KN
Carico centrato		NO	

VERIFICHE SECONDO EUROCODICE 2

Verifica a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armatura a taglio (EC2 § 6.4.5)

Perimetro di verifica		perimetro u_{cont}	
Posizione Pilastro		Interno	
Coefficiente (valori approssimati raccomandati dall'Eurocodice)	β	1.15	
Tensione massima di taglio sul perimetro critico	v_{Ed}	1.02	N/mm ²
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	
Coefficiente	k	1.67	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_l	0.0040	
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0.45	N/mm ²
Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica u_1 .	$V_{Rd,c}$	0.48	N/mm ²
<i>Verifica $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$</i>	NO,	FS	2.11

**Aggiungere
armatura a
taglio**

Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armatura a taglio (EC2 §6.4.5)

Diametro barre armatura a Taglio	\emptyset_{sw}	18.00	mm
Passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio di punzonamento	s_r	331.50	mm
	S_{eff}	100.00	
Numero di barre trasversali nel perimetro di verifica	n	17	[-]
	A_{s_eff}	7895	mm ²
	$A_{s_eff}/2n$	234	mm ²
	$A_s \emptyset_{sw}$	254	mm ²
Area armatura a taglio situata su di un perimetro intorno al pilastro	A_{sw}	4284.85	mm ²
	A_{sw}/s_r	12.93	mm ² /mm
Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento	$f_{ywd,ef}$	360.50	N/mm ²
Angolo compreso fra l'armatura a taglio e il piano della piastra	α	45.00	°
Rapporto d/s_r	d/s_r	1.33	[-]
Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.	$V_{Rd,cs}$	1.02	N/mm ²
<i>Verifica $V_{Rd,cs} \geq V_{Ed}$</i>	OK	FS	1.00

Verifiche in adiacenza ai pilastri

Valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata	$V_{Rd,max}$	3.97	N/mm ²
Tensione massima di taglio per un pilastro interno	v_{Ed}	4.65	N/mm ²
<i>Verifica pilastro interno $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$</i>	OK	FS	0.91

Raccomandazioni di tipo geometrico (EC2 figura 6.22) :

Perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta	$u_{out,ef}$	21116.26	mm
Distanza tra perimetro più lontano delle armature e perimetro lungo il quale non è richiesta armatura a taglio	$k \cdot d$	663	mm

9.3 Soletta PK0 (quota 230.87) – fase 2

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

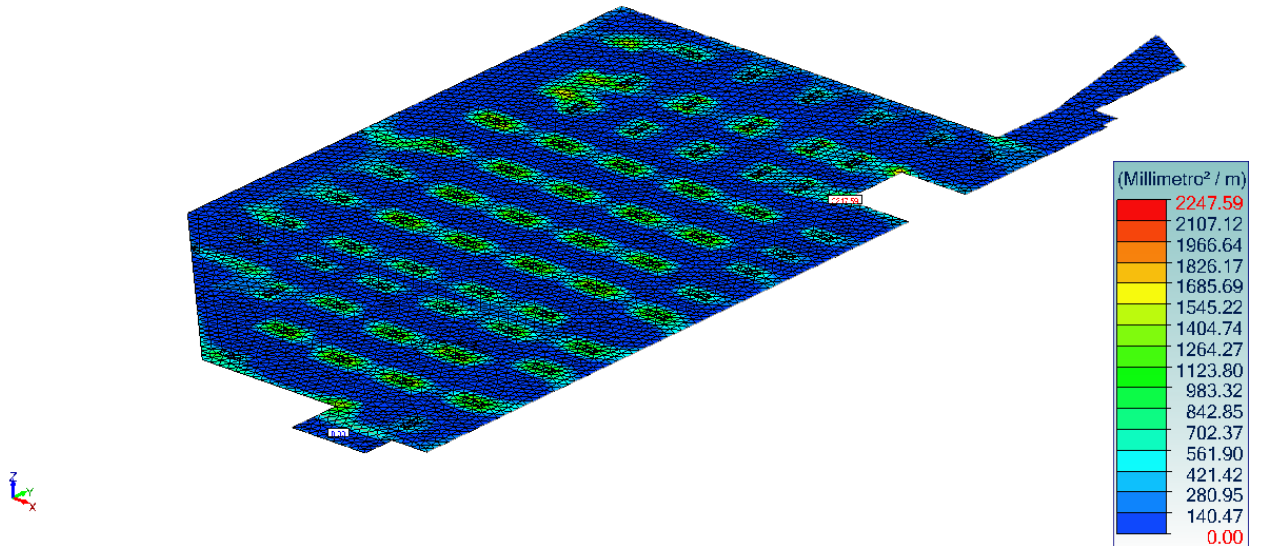


Figura 19 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

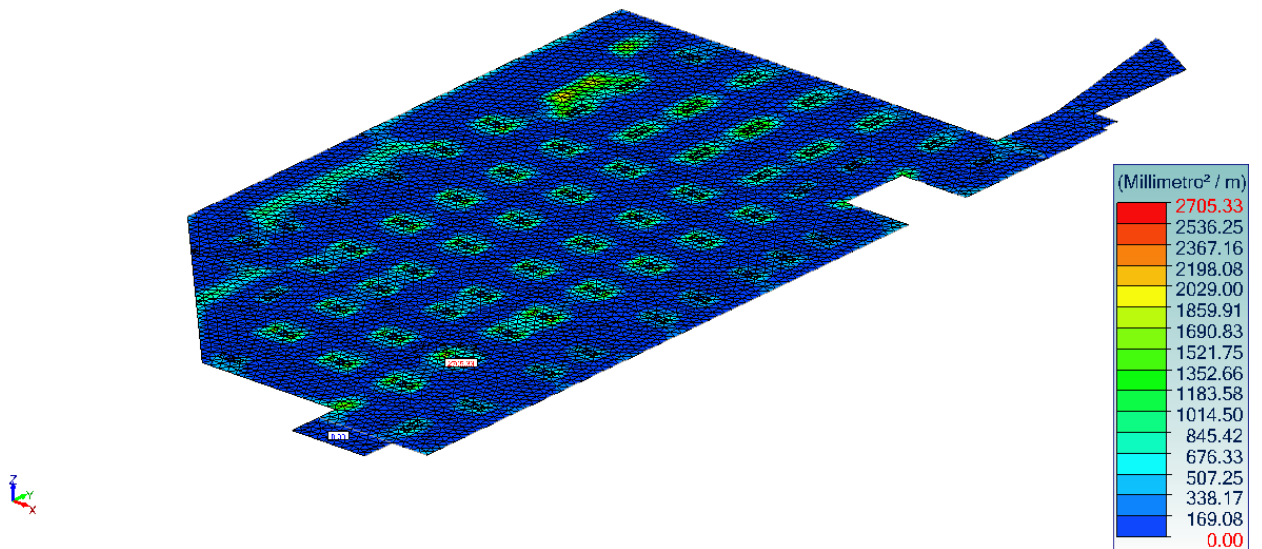


Figura 20 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

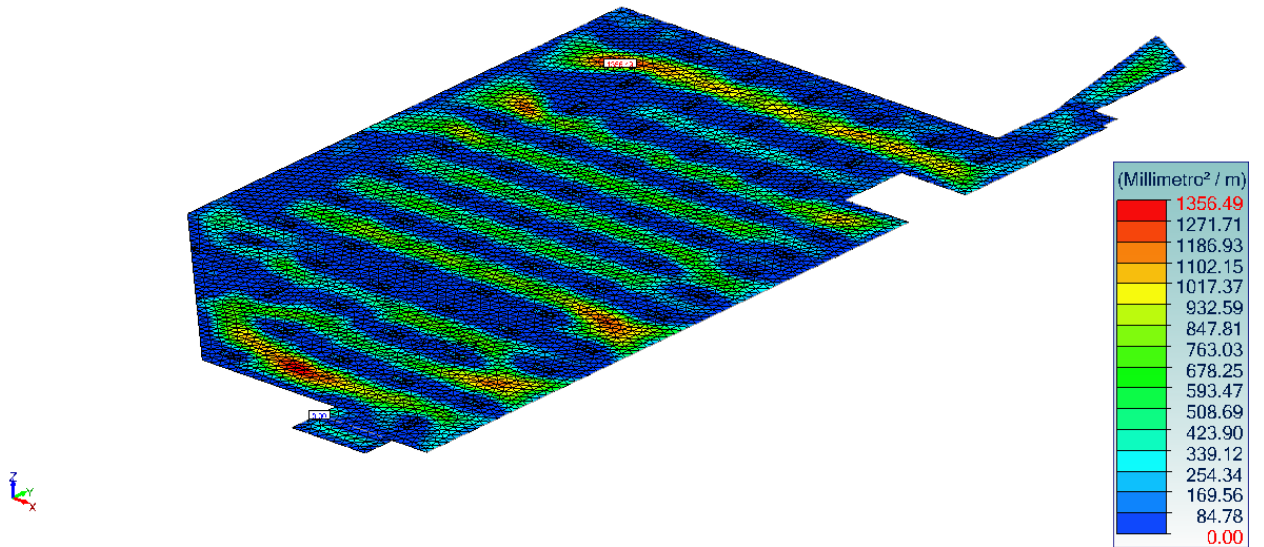


Figura 21 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

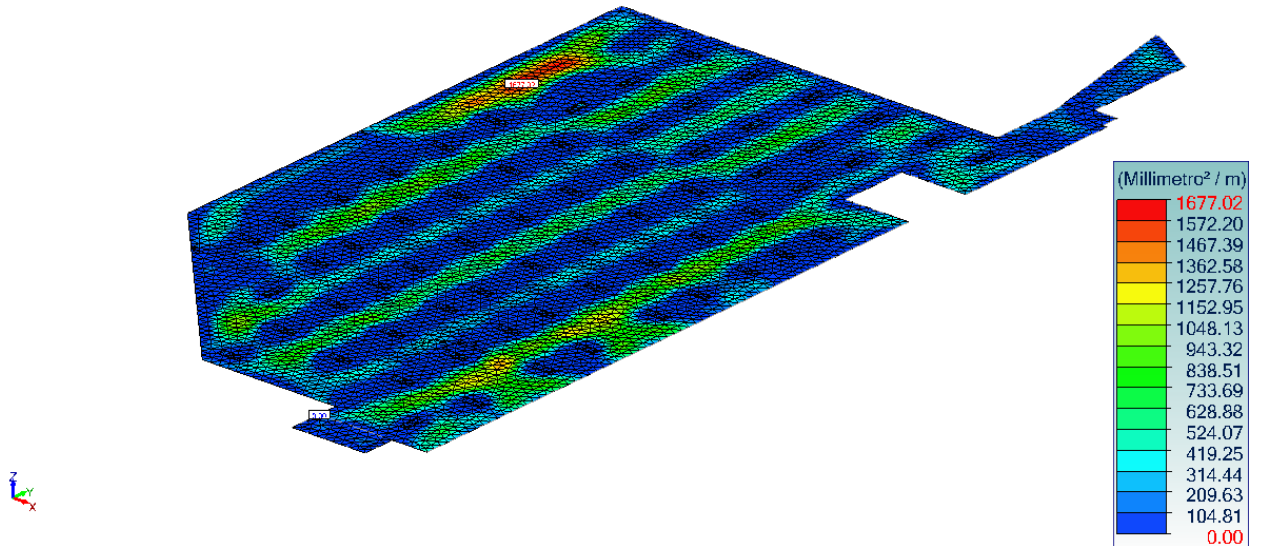


Figura 22 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:106-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

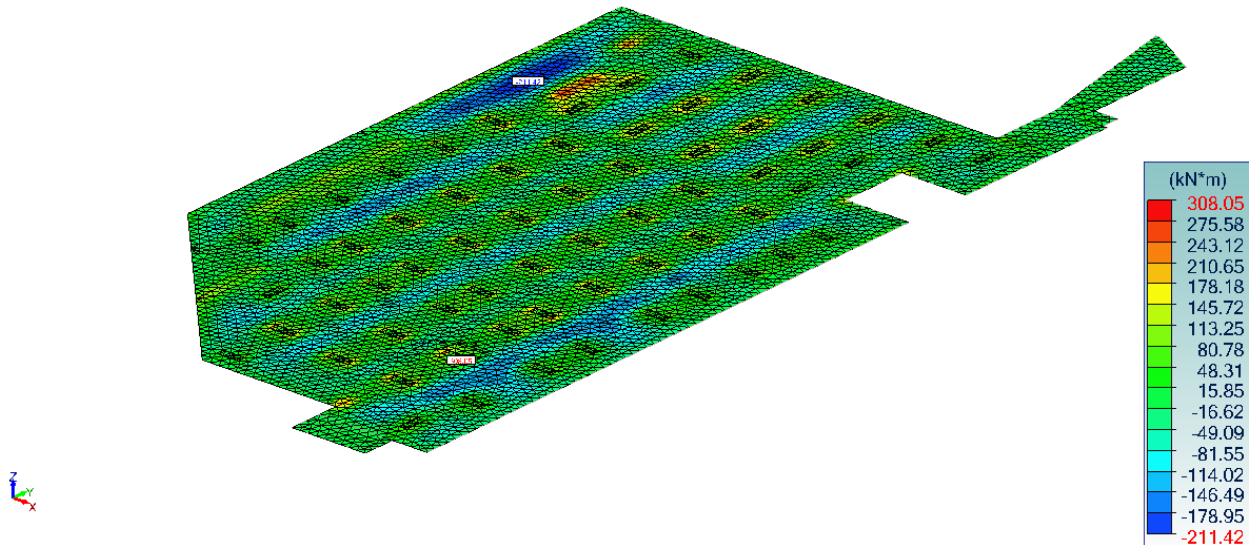


Figura 23 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:106-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

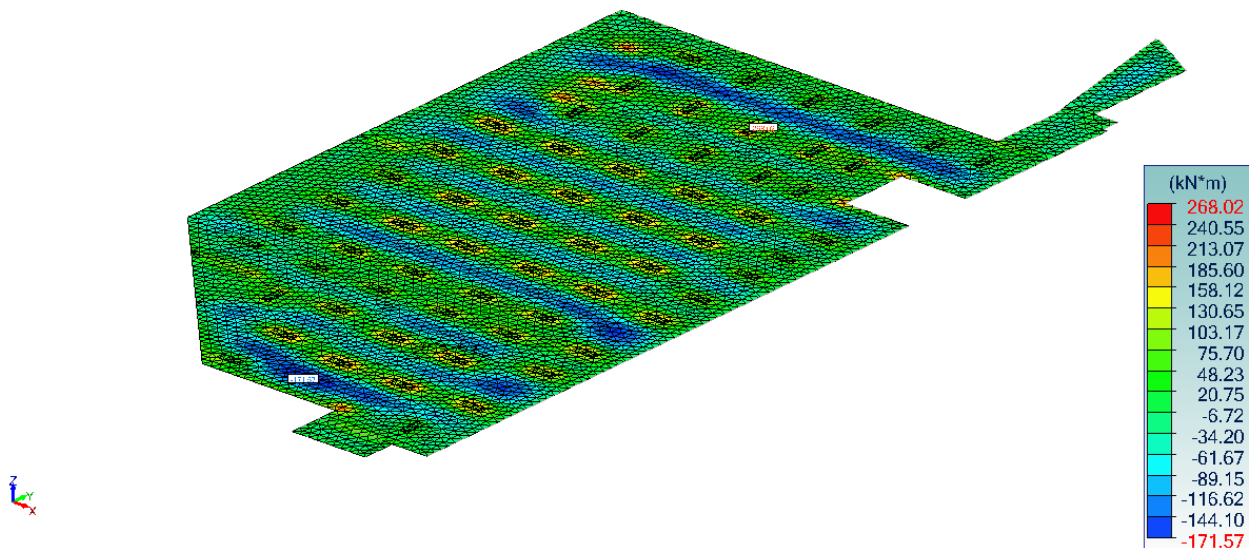


Figura 24 - Momenti Myy

9.3.1 Verifica sezione tipologica piena s=50cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.50 cm – armatura Ø16#10x10 + Ø10#10x10

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 308 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 268 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 50cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#10x10 + Ø10#10x10m, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,dir2} = 461 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 308 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,dir2} = 461 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 268 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 308/461 = 0,67$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 268/461 = 0,58$$

Titolo: L2687_Bengasi_S50_piena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.96	45
2	27.96	5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

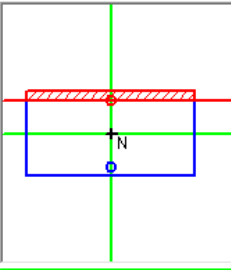
Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali:
 B450C C35/45
 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} 19.83
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

Calcolo:
 Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Parametri:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 461.6 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.79 ‰
 d 45 cm
 x 5.567 x/d 0.1237
 δ 0.7



Titolo: L2687_Bengasi_S50_piena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.96	45
2	27.96	5

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

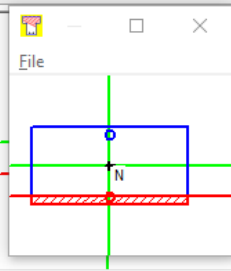
Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali:
 B450C C35/45
 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} 19.83
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

Calcolo:
 Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Parametri:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} -461.6 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 24.79 ‰
 d 45 cm
 x 5.567 x/d 0.1237
 δ 0.7



9.3.2 Verifica sezione tipologica alleggerita s=50cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.50 cm - armatura superiore Ø16#20x20 + Ø10#20x20
 - armatura inferiore Ø16#10x10 + Ø10#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 211 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 171 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

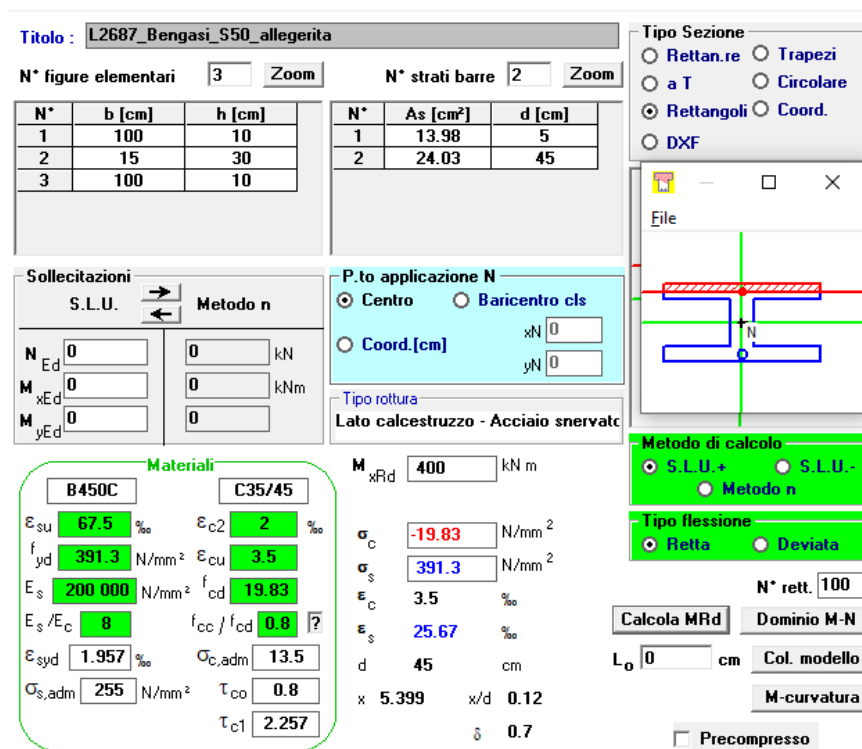
La sezione della soletta ha spessore 50cm ed è armata con barre Ø16#20x20 + Ø10#20x20m sulla faccia superiore e con barre Ø16#10x10 + Ø10#20x20 sulla faccia inferiore, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,xx} = 241 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 211 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,yy} = 241 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 171 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 211/241 = 0,88$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 171/241 = 0,71$$



Titolo: L2687_Bengasi_S50_alleggerita

N° figure elementari: 3 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	10	1	13.98	5
2	15	30	2	24.03	45
3	100	10			

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm] (xN: 0, yN: 0)

Materiali: B450C C35/45

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}	19.83
E_s/E_c	8	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Calcoli: $M_{xRd} = 400 \text{ kNm}$, $\sigma_c = -19.83 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 391.3 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$, $\epsilon_s = 25.67 \text{ ‰}$, $d = 45 \text{ cm}$, $x = 5.399$, $x/d = 0.12$, $\delta = 0.7$

Altri parametri: N° rett. 100, L₀ 0 cm, Col. modello, M-curvatura, Precompresso

Titolo: L2687_Bengasi_S50_alleggerita

N° figure elementari: 3 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	10
2	15	30
3	100	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13.98	5
2	24.03	45

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snerato

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19.83
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -241.4 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 31.37 ‰
 d 45 cm
 x 4.517 x/d 0.1004
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.3.3 Verifica sezione tipologica piena s=30cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.30 cm – armatura Ø16#10x10

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – M_{sd,xx} = 110/-128.56 kNm/m M_{sd,yy} = 51/-131.76kNm/m

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 50cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#10x10cm, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,xx} = 180.8 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 129 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd,yy} = 180.8 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 132 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 129/180.8 = 0,71$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 132/180.8 = 0,73$$

Titolo: L2687_Bengasi_S30_piena

N° figure elementari: Zoom

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20.11	25
2	20.11	5

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C C35/45

ε_{su} % ε_{c2} %

f_{yd} N/mm² ε_{cu} %

E_s N/mm² f_{cd} %

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?

ε_{syd} % σ_{c,adm} N/mm²

σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²

τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ε_c %

ε_s %

d cm

x x/d

δ

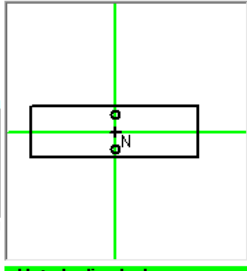
Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

DXF



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Devia

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

9.3.4 Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s50cm

Di seguito la verifica svolta con tabella Excel per controllo dei calcoli effettuati dal software

Rif Advance: Element No: 60

VERIFICA A PUNZONAMENTO (EC.2 §6.4)

MATERIALI

Classe di cls		C35/45
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	45.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Coefficiente parziale del cls	γ_c	1.50 [-]
Coefficiente di riduzione	α_{cc}	0.85 [-]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	19.83 N/mm ²
Tipo di Acciaio		B450C
Resistenza di snervamento delle armature	f_{yk}	450.00 N/mm ²
Modulo Elastico delle armature	E_s	210000.00 N/mm ²
Coefficiente parziale delle armature	γ_s	1.15 [-]
Resistenza di progetto delle armature	f_{yd}	391.30 N/mm ²
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione y	\varnothing_y	16.00 mm
Passo armatura longitudinale in direzione y	s_y	100.00 mm
Area armatura longitudinale in direzione y	A_y	201.06 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_{ly}	0.0083
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione z	\varnothing_z	20.00 mm
Passo armatura longitudinale in direzione z	s_z	200.00 mm
Area armatura longitudinale in direzione z	A_z	314.16 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa in direzione z	ρ_{lz}	0.0065

GEOMETRIA

Tipo di sezione pilastro		Rettangolare
Dimensione 1 del pilastro (parallela all'eccentricità del carico)	c_1	800.00 mm
Dimensione 2 del pilastro (perpendicolare all'eccentricità del carico)	c_2	300.00 mm
Spessore della piastra in cls	b	300.00 mm
Copriferro	c	50.00 mm
Altezza utile armatura in direzione y	d_y	250.00 mm
Altezza utile armatura in direzione z	d_z	234.00 mm
Altezza utile della soletta	d_{eff}	242.00 mm
Perimetro filo pilastro	u_0	2200.00 mm
Perimetro di verifica di base	u_1	5241.06 mm
Altezza capitello	h_H	250.00 mm
Larghezza capitello rispetto al filo esterno del pilastro	l_H	450.00 mm
	OK	
	l_1	1200.00 mm
	l_2	1700.00 mm
Distanza della sezione di verifica rispetto al centro del pilastro	r_{cont}	1283.84 mm
	u_{cont}	6233.30 mm
Area di verifica di base	A_1	956384.23 mm ²

Condizione $l_H < 2,0 h_H$

AZIONI SOLLECITANTI

Momento Flettente	M_{Ed}	160.00 KNm
Taglio	V_{Ed}	1657.00 KN

Carico centrato

NO

VERIFICHE SECONDO EUROCODICE 2

Verifica a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armatura a taglio (EC2 § 6.4.5)

Perimetro di verifica		perimetro u_{cont}
Posizione Pilastro		Interno
Coefficiente (valori approssimati raccomandati dall'Eurocodice)	β	1.15
Tensione massima di taglio sul perimetro critico	v_{Ed}	0.79 N/mm ²
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12
Coefficiente	k	1.91
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_l	0.0073
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0.55 N/mm ²
Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica u_1 .	$V_{Rd,c}$	0.68 N/mm ²
<i>Verifica $v_{Rd,c} \geq v_{Ed}$</i>	NO,	FS 1.16

**Aggiungere
armatura a
taglio**

Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armatura a taglio (EC2 §6.4.5)

Diametro barre armatura a Taglio	ϕ_{sw}	18.00 mm
Passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio di punzonamento	s_r	181.50 mm
	S_{eff}	150.00
Numero di barre trasversali nel perimetro di verifica	n	17 [-]
	A_{s_eff}	1528 mm ²
	$A_{s_eff}/2n$	45 mm ²
	$As_ \phi_{sw}$	254 mm ²
Area armatura a taglio situata su di un perimetro intorno al pilastro	A_{sw}	4325.97 mm ²
	A_{sw}/s_r	23.83 mm ² /mm
Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento	$f_{ywd,ef}$	310.50 N/mm ²
Angolo compreso fra l'armatura a taglio e il piano della piastra	α	45.00 °
Rapporto d/s_r	d/s_r	1.33 [-]
Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.	$V_{Rd,cs}$	2.22 N/mm ²
<i>Verifica $v_{Rd,cs} \geq v_{Ed}$</i>	OK	FS 0.29

Verifiche in adiacenza ai pilastri

Valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata	$V_{Rd,max}$	3.97 N/mm ²
Tensione massima di taglio per un pilastro interno	v_{Ed}	2.92 N/mm ²
<i>Verifica pilastro interno $v_{Rd,max} \geq v_{Ed}$</i>	OK	FS 0.57

Raccomandazioni di tipo geometrico (EC2 figura 6.22) :

Perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta	$u_{out,ef}$	9488.90 mm
Distanza tra perimetro più lontano delle armature e perimetro lungo il quale non è richiesta armatura a taglio	$k \cdot d$	363 mm

9.4 Soletta PK1 (quota 227.72) – fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

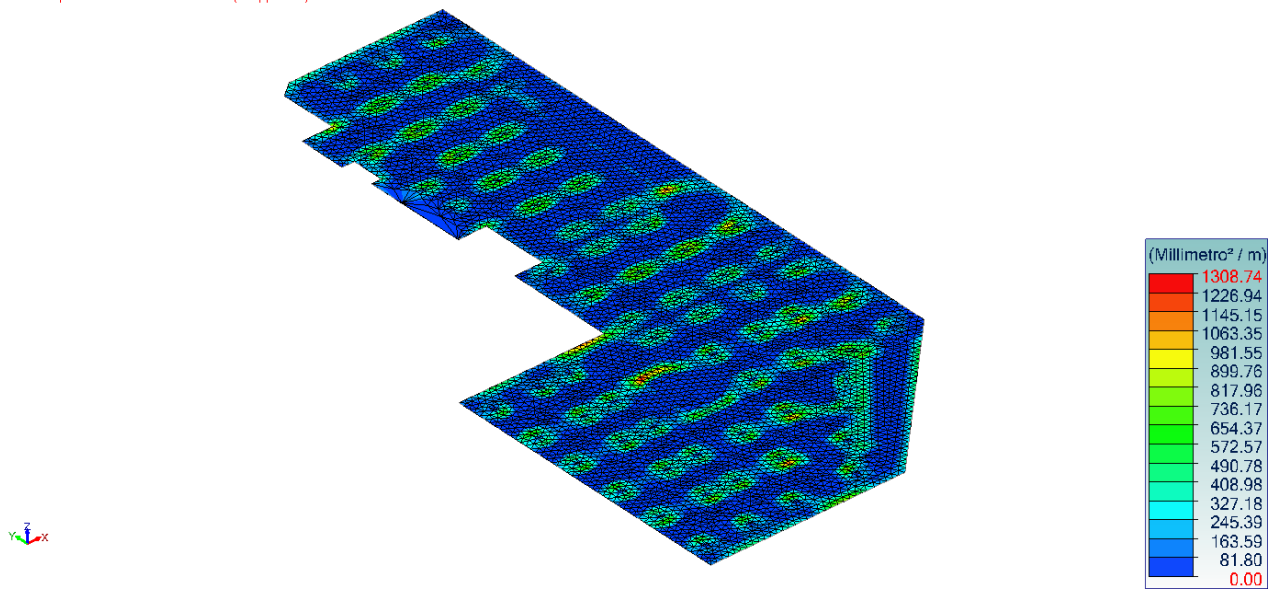


Figura 25 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

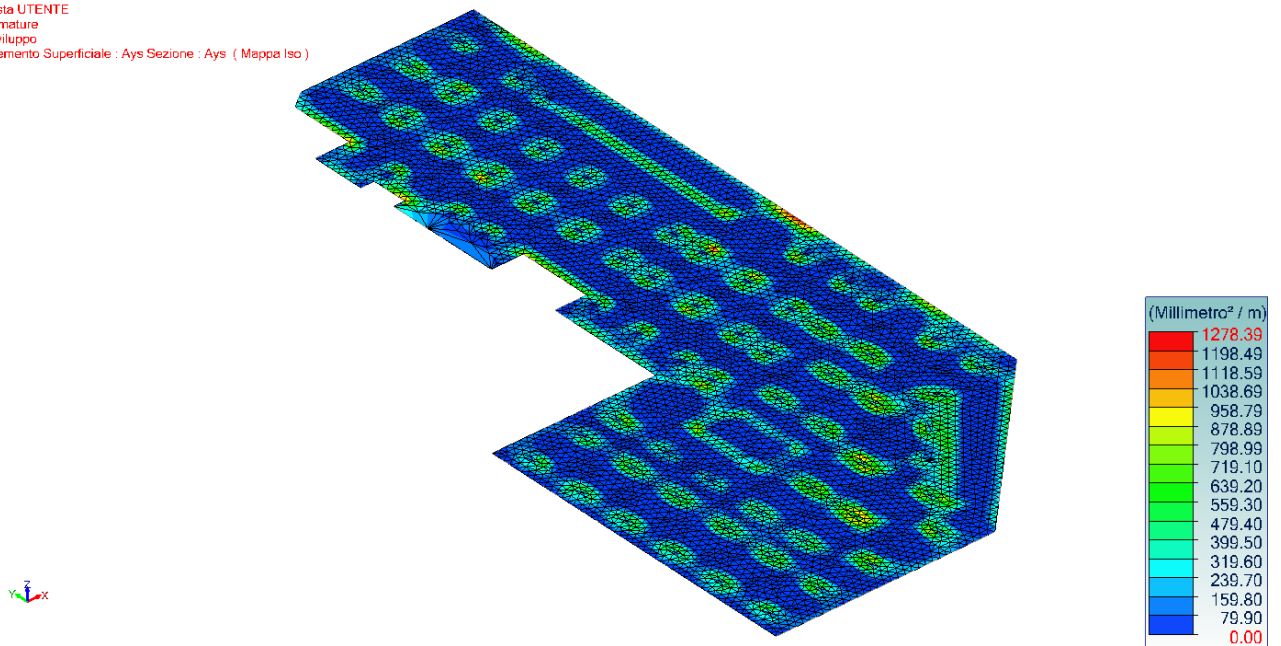


Figura 26 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

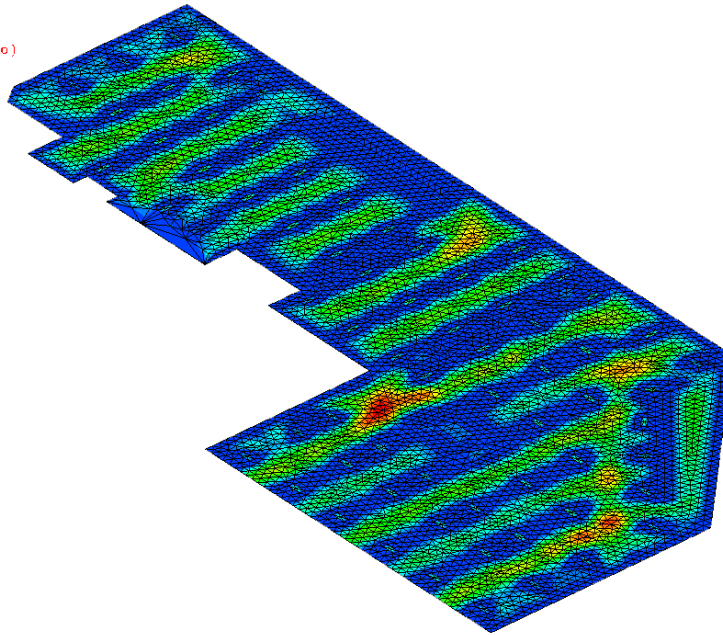


Figura 27 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

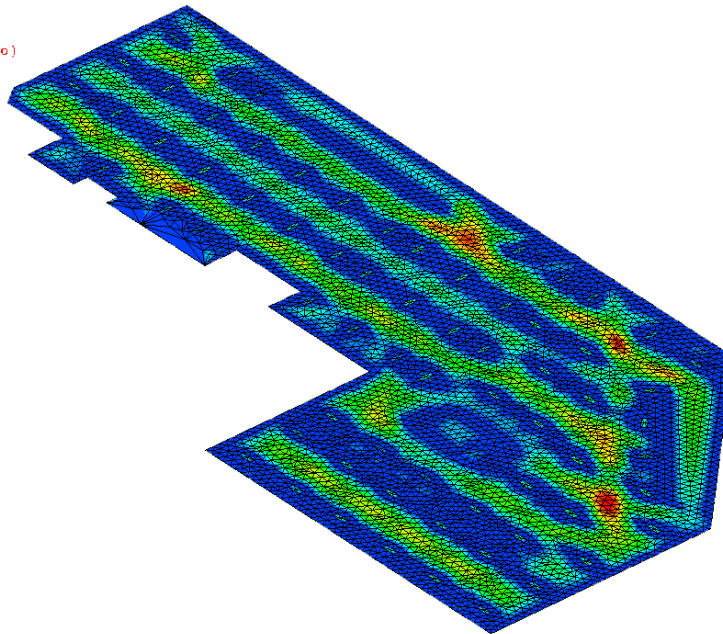


Figura 28 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:1-8, 101-383 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Sistema globale
 Valori smussati

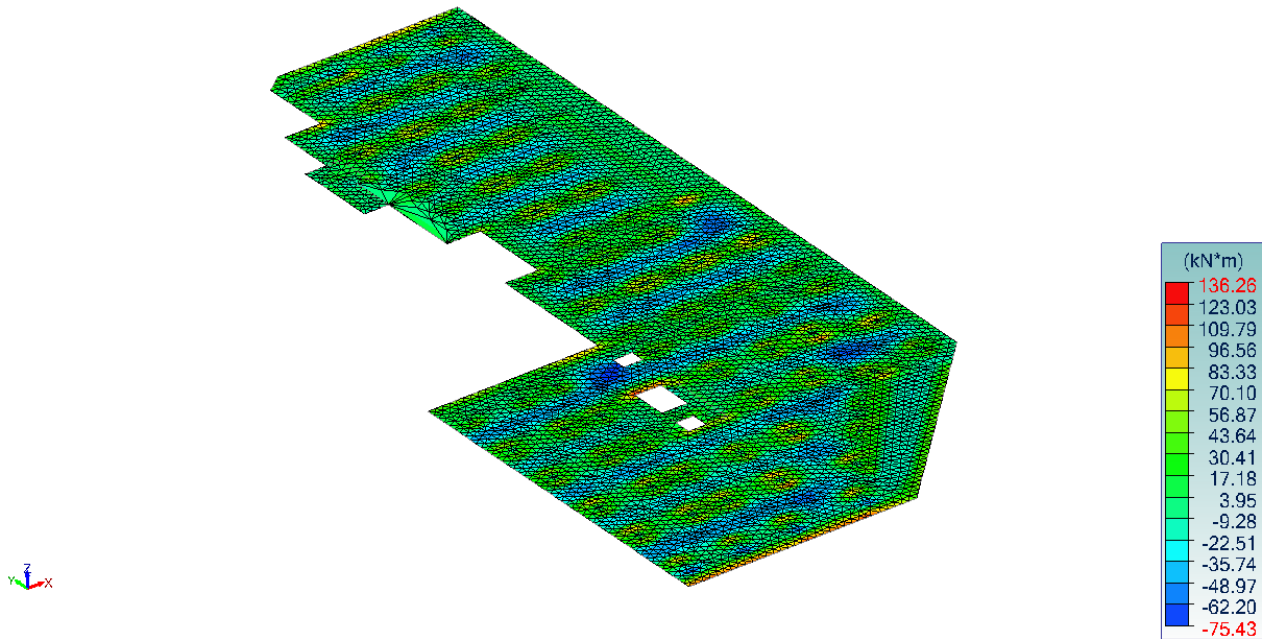


Figura 29 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:1-8, 101-383 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Sistema globale
 Valori smussati

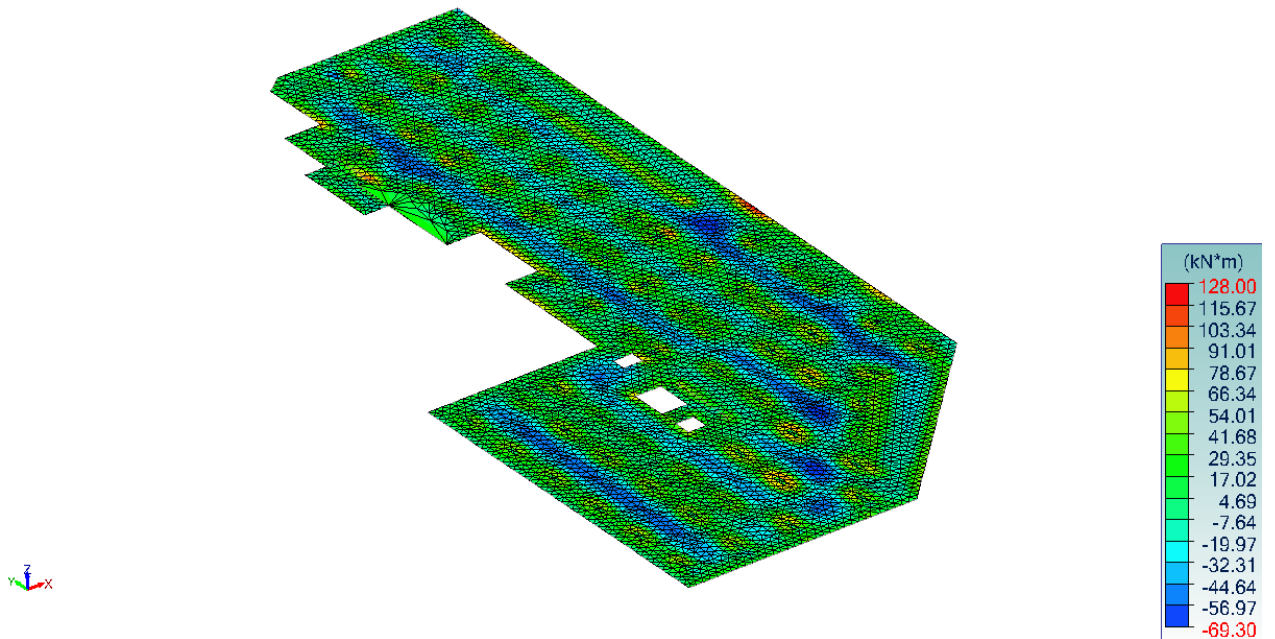


Figura 30 - Momenti Myy

9.4.1 Verifica sezione tipologica piena s=30cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.30 cm – armatura Ø16#10x10

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 136.3 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 128 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

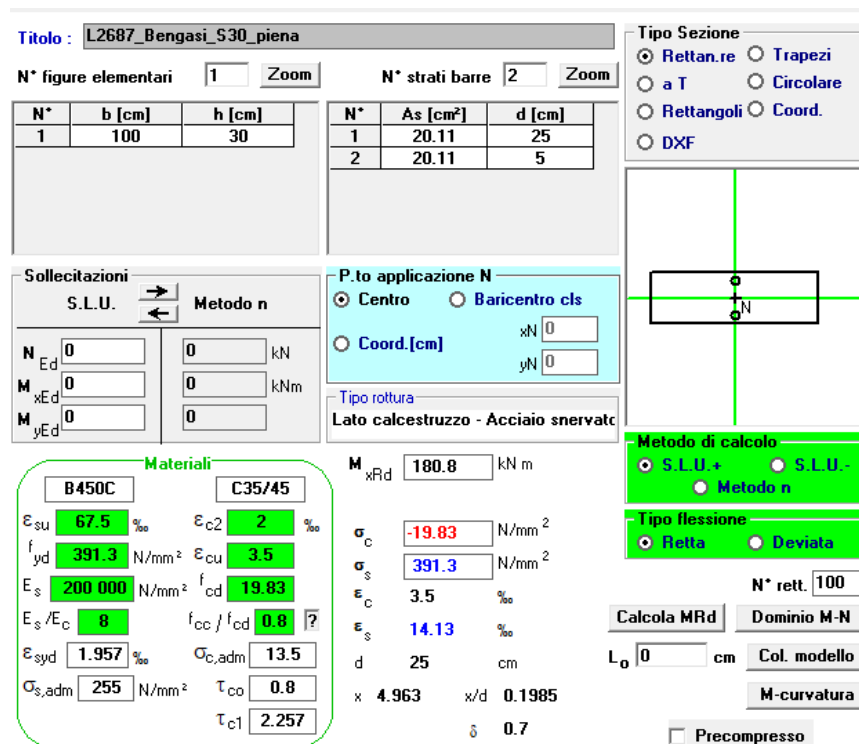
La sezione della soletta ha spessore 30cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#10x10, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 181 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 136 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 181 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 128 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 136/181 = 0,75$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 128/181 = 0,70$$



9.4.2 Verifica sezione tipologica alleggerita s=30cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.30 cm - armatura superiore Ø16#20x20
 - armatura inferiore Ø16#10x10

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 75.4 \text{ kNm/m}$

$M_{sd,yy} = 69.3 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 50cm ed è armata con barre Ø16#20x20 sulla faccia superiore e con barre Ø16#10x10 sulla faccia inferiore, con un copriferro di 40mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 100.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 75.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 100.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 69.3 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{xx} = M_{Sd}/M_{Rd} = 75.4/100.5 = 0,75$$

$$FS_{xx} = M_{Sd}/M_{Rd} = 69.3/100.5 = 0,69$$

Titolo : L2687_Bengasi_S30_alleggerita

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	10
2	15	10
3	100	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	20.11	25

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 rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

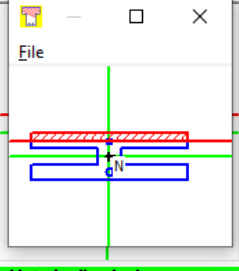
Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



Titolo : L2687_Bengasi_S30_alleggerita

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	10
2	15	10
3	100	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	20.11	25

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 rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

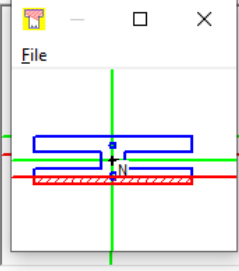
Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



9.4.3 Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s30cm

Di seguito la verifica svolta con tabella Excel per controllo dei calcoli effettuati dal software

Rif Advance: Element No: 85

VERIFICA A PUNZONAMENTO (EC.2 §6.4)

MATERIALI

Classe di cls		C35/45	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	45.00	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	35.00	N/mm ²
Coefficiente parziale del cls	γ_c	1.50	[-]
Coefficiente di riduzione	α_{cc}	0.85	[-]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	19.83	N/mm ²
Tipo di Acciaio		B450C	
Resistenza di snervamento delle armature	f_{yk}	450.00	N/mm ²
Modulo Elastico delle armature	E_s	210000.00	N/mm ³
Coefficiente parziale delle armature	γ_s	1.15	[-]
Resistenza di progetto delle armature	f_{yd}	391.30	N/mm ²
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione y	Ø_y	16.00	mm
Passo armatura longitudinale in direzione y	s_y	100.00	mm
Area armatura longitudinale in direzione y	A_y	201.06	mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_{ly}	0.0083	
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione z	Ø_z	20.00	mm
Passo armatura longitudinale in direzione z	s_z	200.00	mm
Area armatura longitudinale in direzione z	A_z	314.16	mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa in direzione z	ρ_{lz}	0.0065	

GEOMETRIA

Tipo di sezione pilastro		Rettagonolare	
Dimensione 1 del pilastro (parallela all'eccentricità del carico)	c₁	800.00	mm
Dimensione 2 del pilastro (perpendicolare all'eccentricità del carico)	c₂	300.00	mm
Spessore della piastra in cls	b	300.00	mm
Copriferro	c	50.00	mm
Altezza utile armatura in direzione y	d_y	250.00	mm
Altezza utile armatura in direzione z	d_z	234.00	mm
Altezza utile della soletta	d_{eff}	242.00	mm
Perimetro filo pilastro	u₀	2200.00	mm
Perimetro di verifica di base	u₁	5241.06	mm
Altezza capitello	h_H	250.00	mm
Larghezza capitello rispetto al filo esterno del pilastro	l_H	450.00	mm
		OK	
		<i>Condizione l_H < 2,0 h_H</i>	
	l₁	1200.00	mm
	l₂	1700.00	mm
Distanza della sezione di verifica rispetto al centro del pilastro	r_{cont}	1283.84	mm
	u_{cont}	6233.30	mm
Area di verifica di base	A₁	956384.23	mm ²

AZIONI SOLLECITANTI

Momento Flettente	M_{Ed}	117.00	KNm
Taglio	V_{Ed}	3597.00	KN

Carico centrato

NO

VERIFICHE SECONDO EUROCODICE 2

Verifica a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armatura a taglio (EC2 § 6.4.5)

Perimetro di verifica		perimetro u_{cont}	
Posizione Pilastro		Interno	
Coefficiente (valori approssimati raccomandati dall'Eurocodice)	β	1.15	
Tensione massima di taglio sul perimetro critico	V_{Ed}	1.71	N/mm ²
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	
Coefficiente	k	1.91	
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_l	0.0073	
$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	V_{min}	0.55	N/mm ²
Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica u_1 .	$V_{Rd,c}$	0.68	N/mm ²

Verifica $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ **NO,**
Aggiungere
armatura a
taglio

FS 2.53

Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armatura a taglio (EC2 §6.4.5)

Diametro barre armatura a Taglio	\varnothing_{sw}	18.00	mm
Passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio di punzonamento	s_r	181.50	mm
	S_{eff}	100.00	
Numero di barre trasversali nel perimetro di verifica	n	13	[-]
	A_{s_eff}	6554	mm ²
	$A_{s_eff} 2n$	255	mm ²
	$A_s \varnothing_{sw}$	254	mm ²
Area armatura a taglio situata su di un perimetro intorno al pilastro	A_{sw}	3266.97	mm ²
	A_{sw}/s_r	18.00	mm ² /mm
Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento	$f_{ywd,ef}$	310.50	N/mm ²
Angolo compreso fra l'armatura a taglio e il piano della piastra	α	90.00	°
Rapporto d/s_r	d/s_r	1.33	[-]

Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.

Verifica $V_{Rd,cs} \geq V_{Ed}$ **OK** **FS 0.92**

Verifiche in adiacenza ai pilastri

Valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata	$V_{Rd,max}$	3.97	N/mm ²
Tensione massima di taglio per un pilastro interno	V_{Ed}	7.77	N/mm ²
Verifica pilastro interno $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$	NO	FS	1.52

Raccomandazioni di tipo geometrico (EC2 figura 6.22) :

Perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta	$u_{out,ef}$	25282.65	mm
Distanza tra perimetro più lontano delle armature e perimetro lungo il quale non è richiesta armatura a taglio	$k \cdot d$	363	mm

9.5 Soletta PK1 (quota 227.72) – fase 2

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

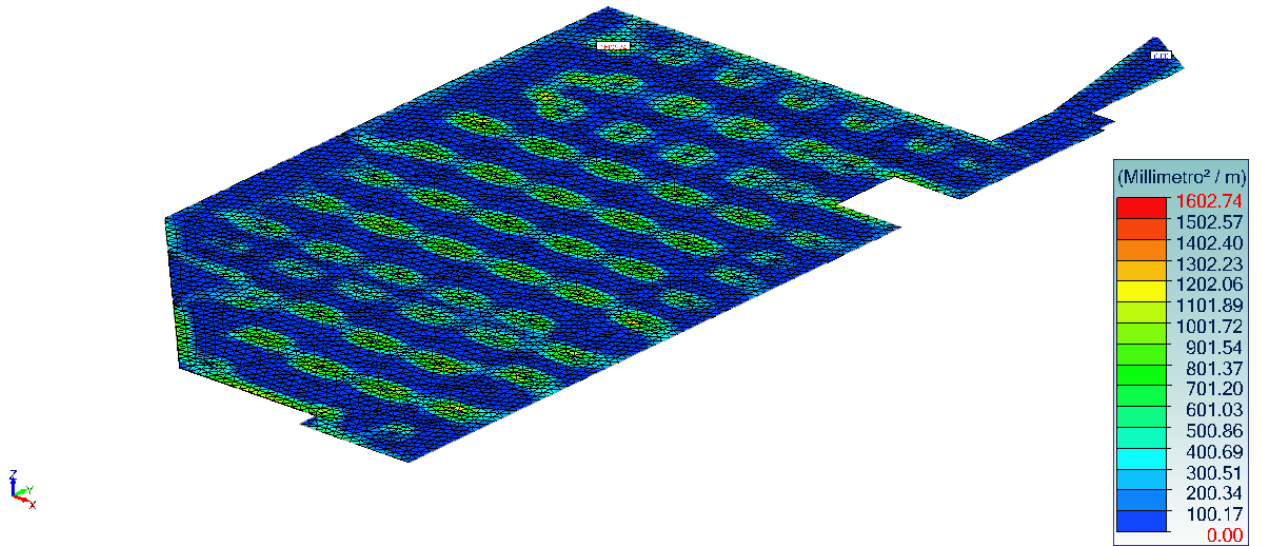


Figura 31 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

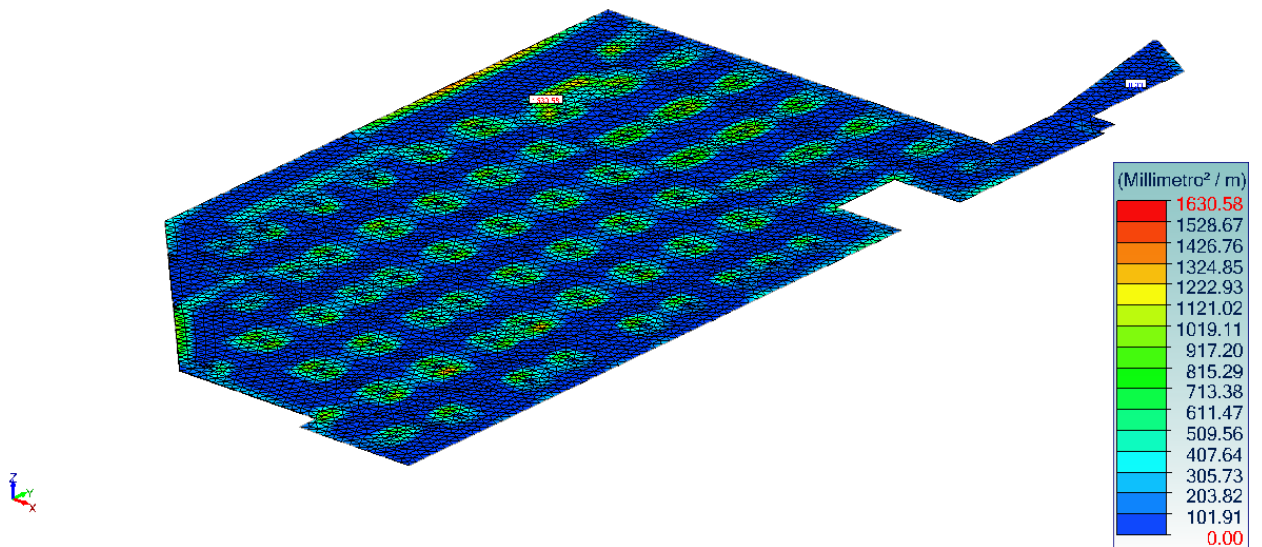


Figura 32 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

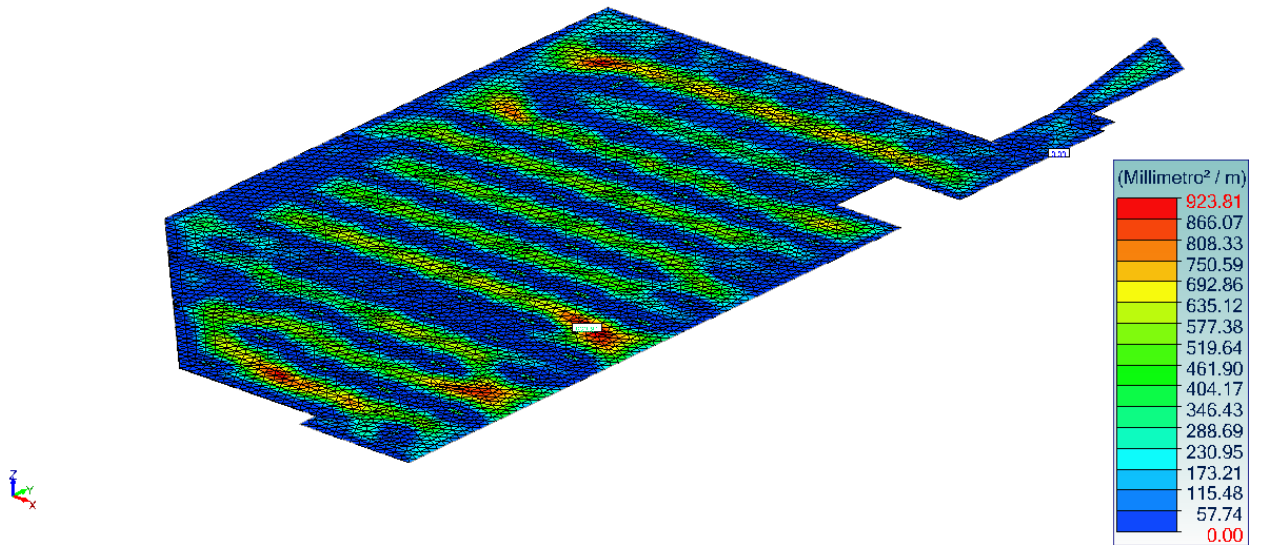


Figura 33 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

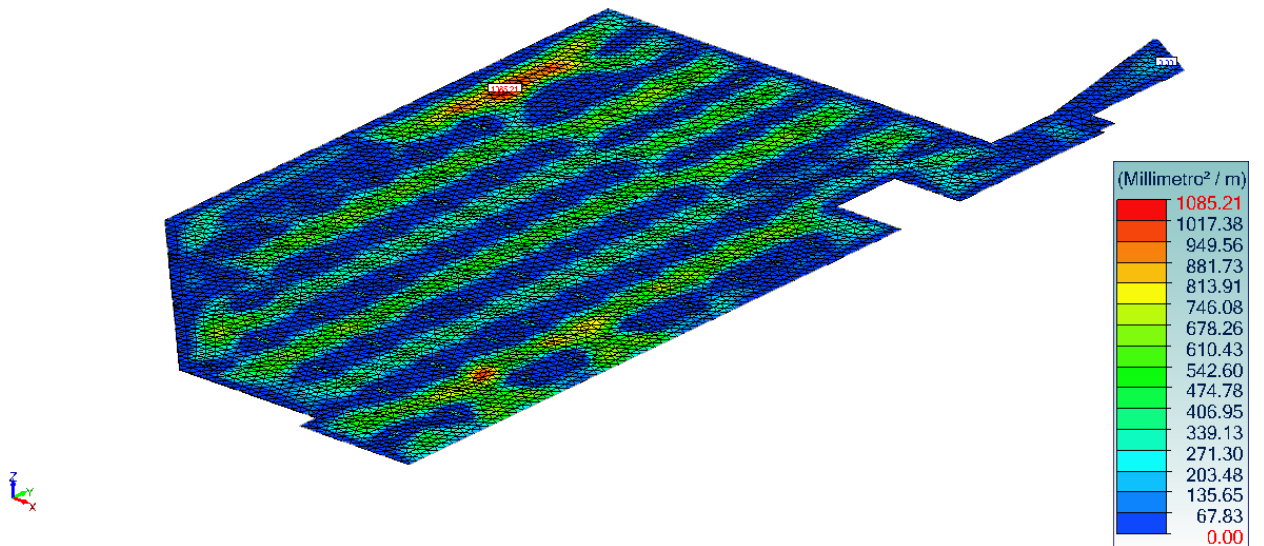


Figura 34 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:106-120 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

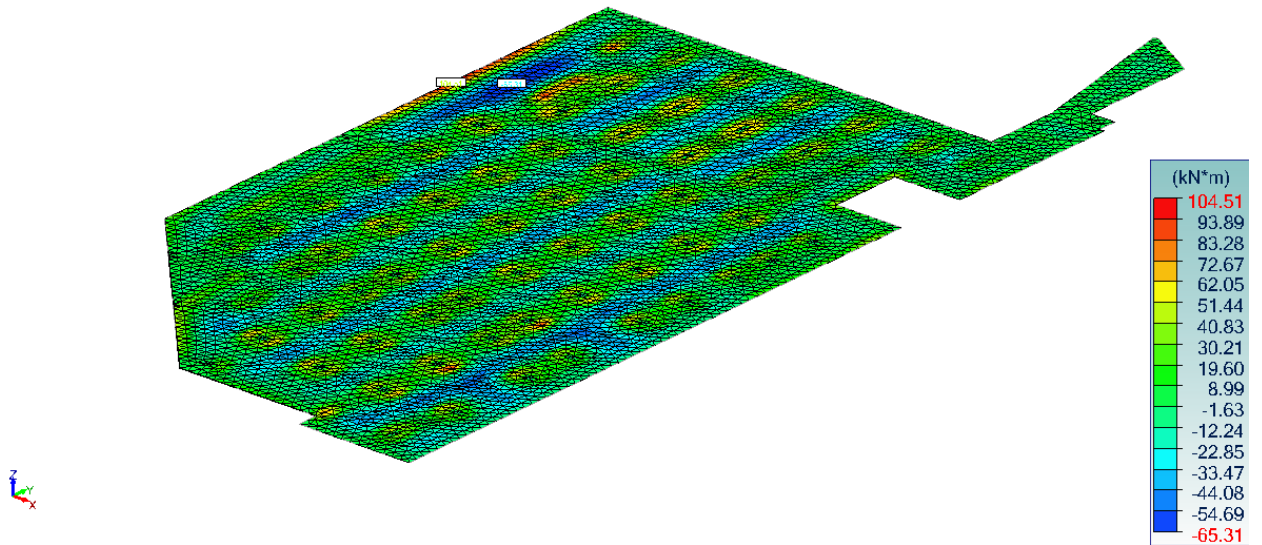


Figura 35 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:106-120 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

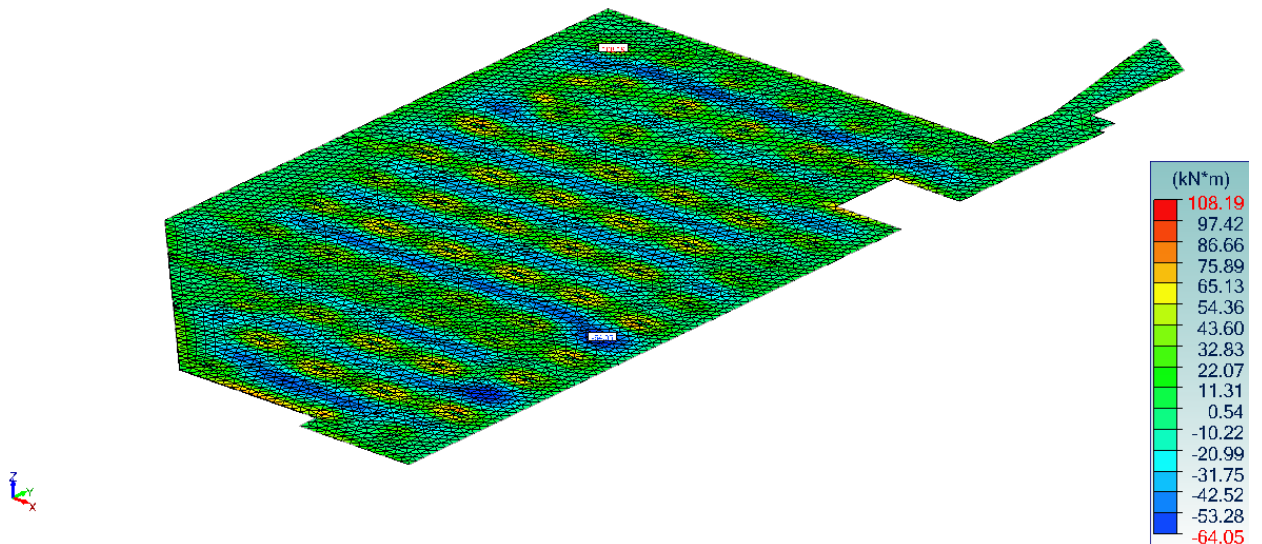


Figura 36 - Momenti Myy

9.5.1 Verifica sezione tipologica piena s=30cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.30 cm – armatura Ø16#10x10 cm

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 104 \text{ kNm/m}$

$M_{sd,yy} = 108 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

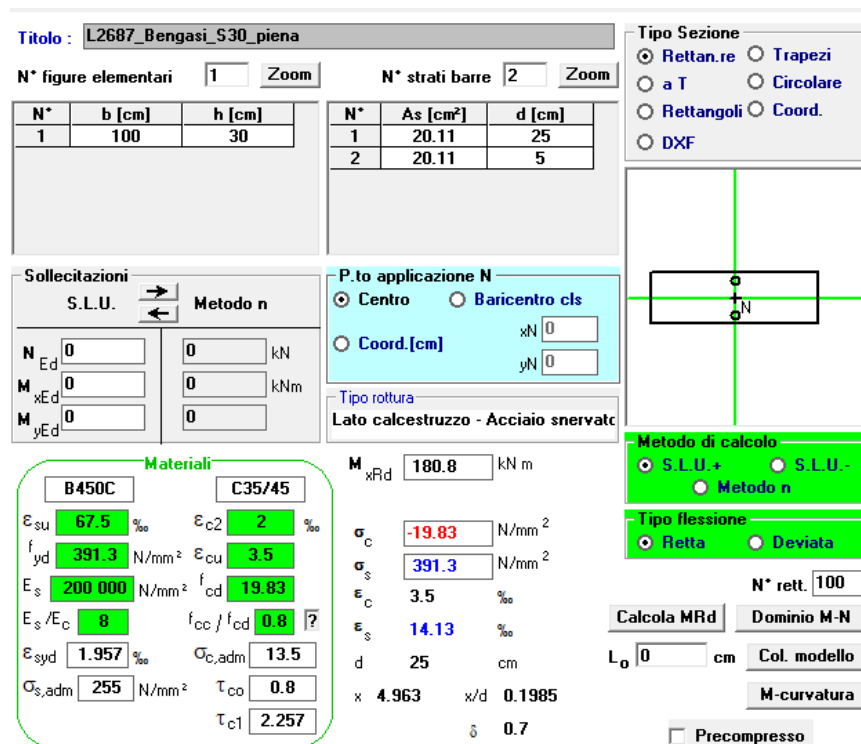
La sezione della soletta ha spessore 30cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#10x10, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 181 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 104 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 181 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 108 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 104/181 = 0,57$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 108/181 = 0,59$$



9.5.2 Verifica sezione tipologica alleggerita s=30cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.30 cm - armatura superiore Ø16#20x20
 - armatura inferiore Ø16#10x10

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 65 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 64 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 30cm ed è armata con barre Ø16#20x20 sulla faccia superiore e con barre Ø16#10x10 sulla faccia inferiore, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 100.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 65 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 100.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 64 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 65/100.5 = 0,65$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 64/100.5 = 0,64$$

Titolo : L2687_Bengasi_S30_alleggerita

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	10
2	15	10
3	100	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	20.11	25

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 rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

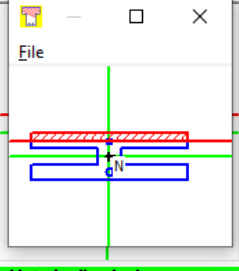
Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



Titolo : L2687_Bengasi_S30_alleggerita

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	10
2	15	10
3	100	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	20.11	25

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 rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

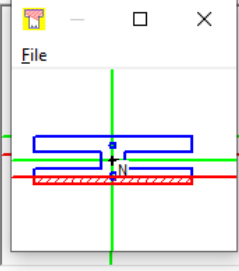
Materiali
 B450C C35/45
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso



9.5.3 Verifica punzonamento pilastri su piastra piena s30cm

Di seguito la verifica svolta con tabella Excel per controllo dei calcoli effettuati dal software

Rif Advance: Element No: 60

VERIFICA A PUNZONAMENTO (EC.2 §6.4)

MATERIALI

Classe di cls		C35/45
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	45.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	35.00 N/mm ²
Coefficiente parziale del cls	γ_c	1.50 [-]
Coefficiente di riduzione	α_{cc}	0.85 [-]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	19.83 N/mm ²
Tipo di Acciaio		B450C
Resistenza di snervamento delle armature	f_{yk}	450.00 N/mm ²
Modulo Elastico delle armature	E_s	210000.00 N/mm ²
Coefficiente parziale delle armature	γ_s	1.15 [-]
Resistenza di progetto delle armature	f_{yd}	391.30 N/mm ²
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione y	\varnothing_y	16.00 mm
Passo armatura longitudinale in direzione y	s_y	100.00 mm
Area armatura longitudinale in direzione y	A_y	201.06 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_{ly}	0.0083
Diametro barre dell'armatura longitudinale in direzione z	\varnothing_z	20.00 mm
Passo armatura longitudinale in direzione z	s_z	200.00 mm
Area armatura longitudinale in direzione z	A_z	314.16 mm ²
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa in direzione z	ρ_{lz}	0.0065

GEOMETRIA

Tipo di sezione pilastro		Rettangolare
Dimensione 1 del pilastro (parallela all'eccentricità del carico)	c_1	800.00 mm
Dimensione 2 del pilastro (perpendicolare all'eccentricità del carico)	c_2	300.00 mm
Spessore della piastra in cls	b	300.00 mm
Copriferro	c	50.00 mm
Altezza utile armatura in direzione y	d_y	250.00 mm
Altezza utile armatura in direzione z	d_z	234.00 mm
Altezza utile della soletta	d_{eff}	242.00 mm
Perimetro filo pilastro	u_0	2200.00 mm
Perimetro di verifica di base	u_1	5241.06 mm
Altezza capitello	h_H	250.00 mm
Larghezza capitello rispetto al filo esterno del pilastro	l_H	450.00 mm
	OK	
	l_1	1200.00 mm
	l_2	1700.00 mm
Distanza della sezione di verifica rispetto al centro del pilastro	r_{cont}	1283.84 mm
	u_{cont}	6233.30 mm
Area di verifica di base	A_1	956384.23 mm ²

Condizione $l_H < 2,0 h_H$

AZIONI SOLLECITANTI

Momento Flettente	M_{Ed}	90.00 KNm
Taglio	V_{Ed}	1350.00 KN

Carico centrato

NO

VERIFICHE SECONDO EUROCODICE 2

Verifica a punzonamento di piastre e fondazioni di pilastri prive di armatura a taglio (EC2 § 6.4.5)

		perimetro u_{cont}
		Interno
Perimetro di verifica		
Posizione Pilastro		
Coefficiente (valori approssimati raccomandati dall'Eurocodice)	β	1.15
Tensione massima di taglio sul perimetro critico	v_{Ed}	0.64 N/mm ²
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12
Coefficiente	k	1.91
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_l	0.0073
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0.55 N/mm ²
Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra, priva di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica u_1 .	$V_{Rd,c}$	0.68 N/mm ²
<i>Verifica $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$</i>	OK	FS 0.95

Resistenza a punzonamento di piastre o fondazioni di pilastri munite di armatura a taglio (EC2 §6.4.5)

Diametro barre armatura a Taglio	\varnothing_{sw}	24.00 mm
Passo radiale dei perimetri dell'armatura a taglio di punzonamento	s_r	181.50 mm
	S_{eff}	150.00
Numero di barre trasversali nel perimetro di verifica	n	13 [-]
	A_{s_eff}	733 mm ²
	$A_{s_eff}/2n$	28 mm ²
	$A_s \varnothing_{sw}$	452 mm ²
Area armatura a taglio situata su di un perimetro intorno al pilastro	A_{sw}	5881.06 mm ²
	A_{sw}/s_r	32.40 mm ² /mm
Resistenza di progetto efficace dell'armatura a taglio-punzonamento	$f_{ywd,ef}$	310.50 N/mm ²
Angolo compreso fra l'armatura a taglio e il piano della piastra	α	45.00 °
Rapporto d/s_r	d/s_r	1.33 [-]
Valore di progetto del taglio-punzonamento resistente di una piastra dotata di armature per il taglio-punzonamento, lungo la sezione di verifica considerata.	$V_{Rd,cs}$	2.22al cap N/mm ²
<i>Verifica $V_{Rd,cs} \geq V_{Ed}$</i>	OK	FS 0.29

Verifiche in adiacenza ai pilastri

Valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica considerata	$v_{Rd,max}$	3.97 N/mm ²
Tensione massima di taglio per un pilastro interno	v_{Ed}	2.92 N/mm ²
<i>Verifica pilastro interno $v_{Rd,max} \geq v_{Ed}$</i>	OK	FS 0.57

Raccomandazioni di tipo geometrico (EC2 figura 6.22) :

Perimetro di verifica lungo il quale l'armatura a taglio non è richiesta	$u_{out,ef}$	9488.90 mm
Distanza tra perimetro più lontano delle armature e perimetro lungo il quale non è richiesta armatura a taglio	$k \cdot d$	363 mm

9.6 Soletta PK2 (quota 224.77) - fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs (Mappa Iso)

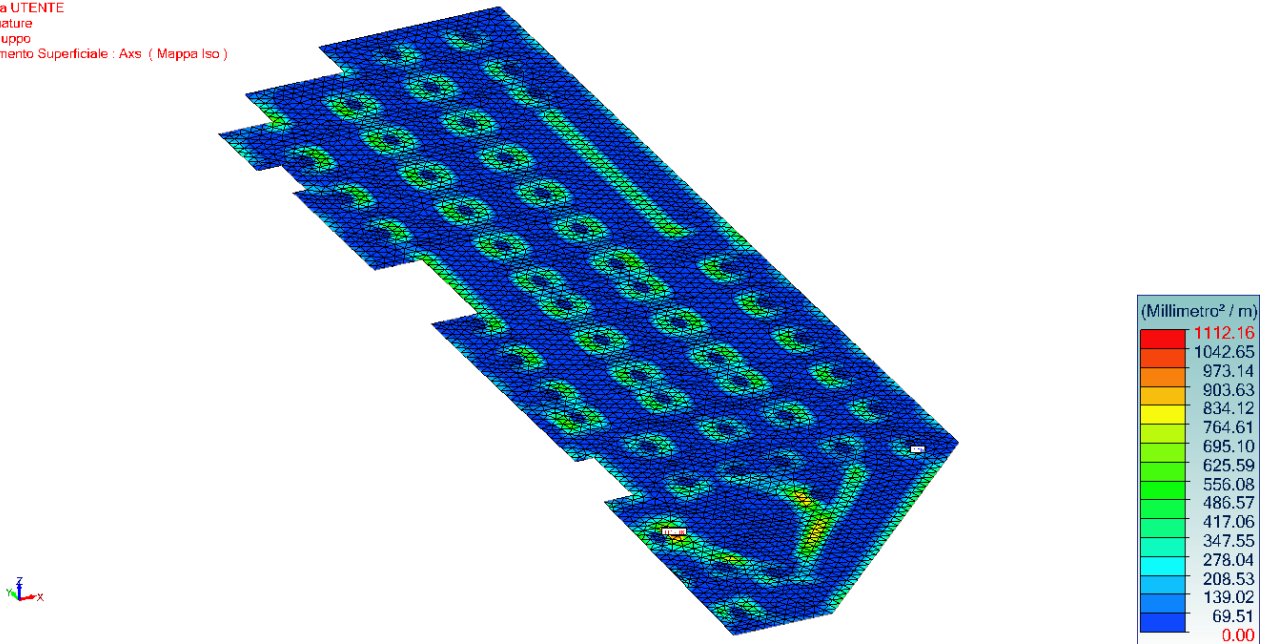


Figura 37 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays (Mappa Iso)

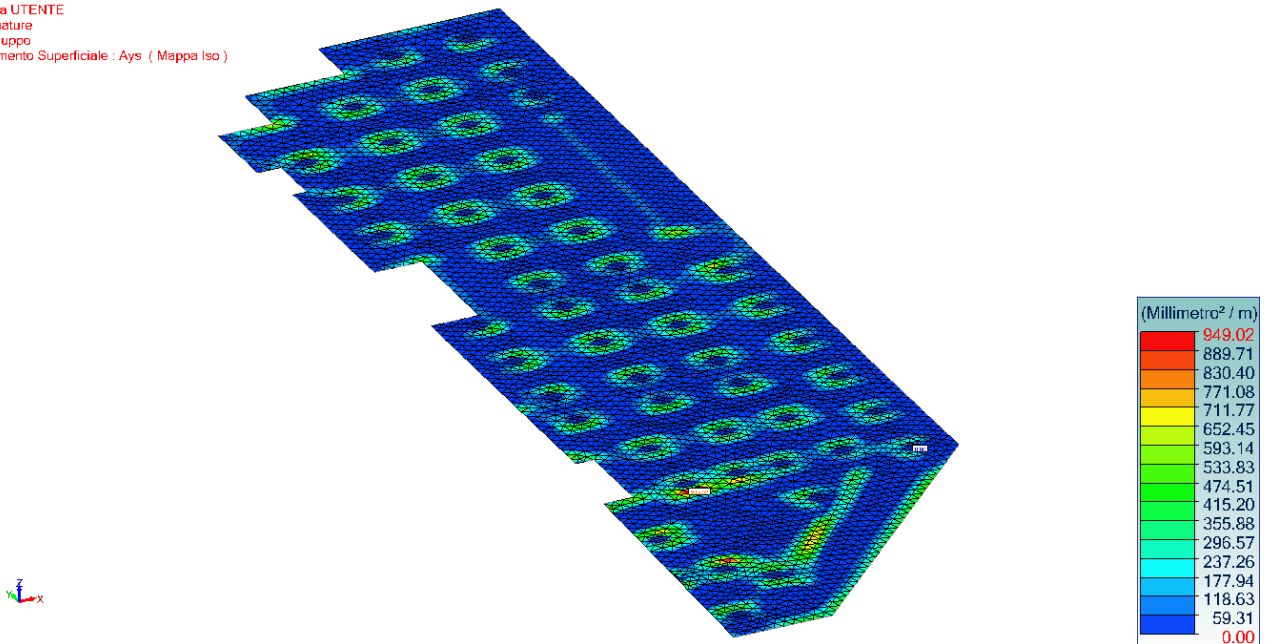


Figura 38 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi (Mappa Iso)

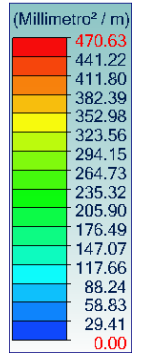
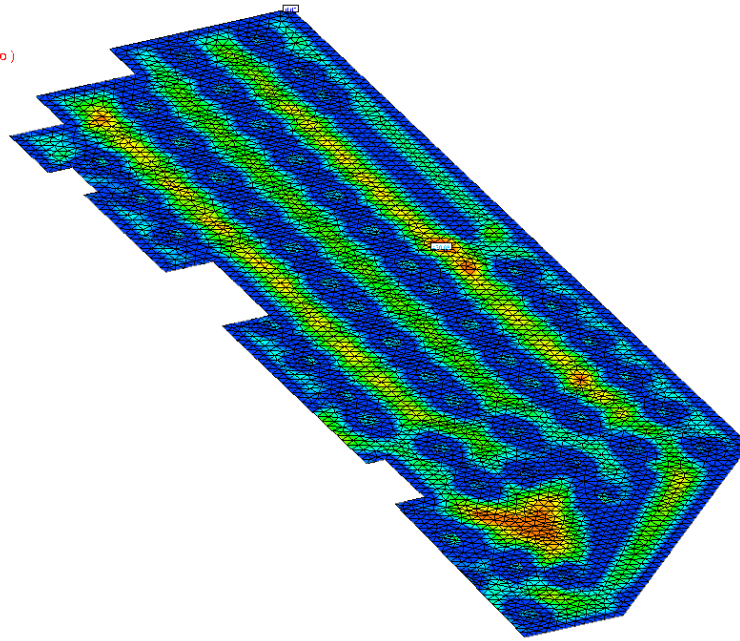


Figura 39 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi (Mappa Iso)

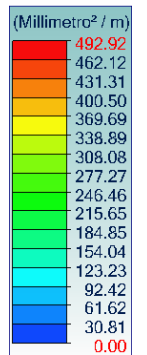
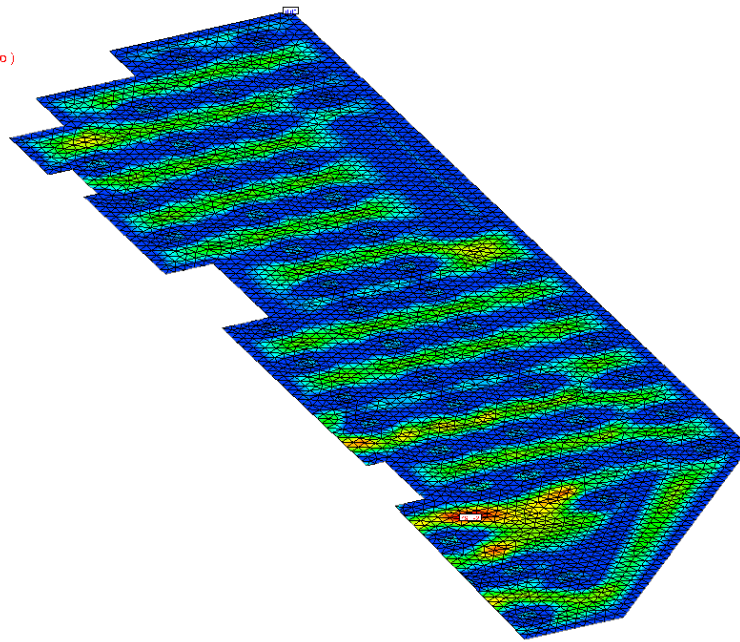


Figura 40 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:1-5, 101-147 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Sistema globale
 Valori smussati

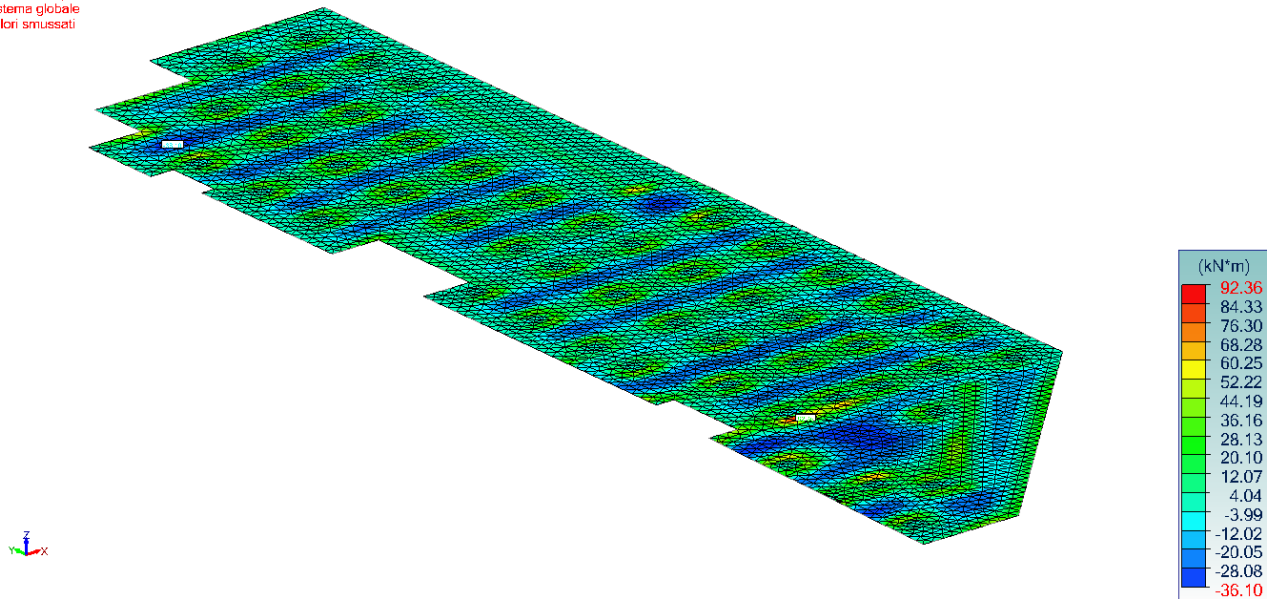


Figura 41 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:1-5, 101-147 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Sistema globale
 Valori smussati

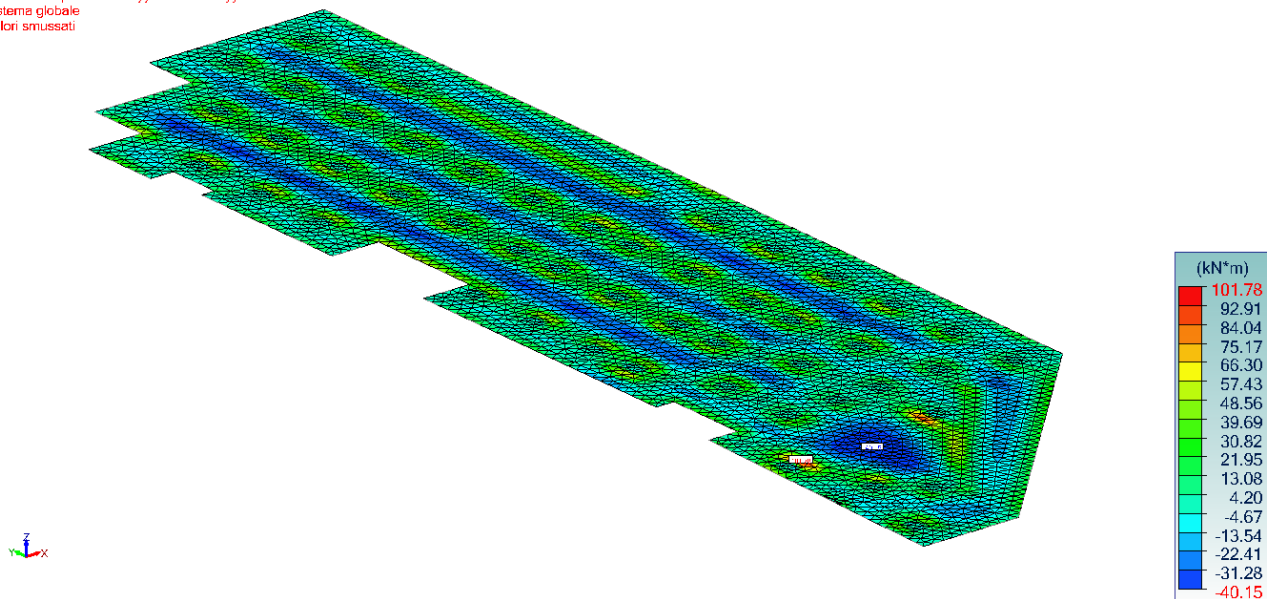


Figura 42 - Momenti Myy

LE SOLLECITAZIONI DI PICCO SONO DA INTENDERSI APPARTENENTI ALLE FONDAZIONI PRINCIPALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI

9.6.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø14#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 36 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 40 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø14#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 50 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 36 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 50 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 40 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 36/50 = 0,56$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 40/50 = 0,63$$

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	3
			2	7.70	17

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19.83
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 50.07 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.13 ‰
 d 17 cm
 x 2.518 x/d 0.1481
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	3
			2	7.70	17

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19.83
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -50.07 kNm
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.13 ‰
 d 17 cm
 x 2.518 x/d 0.1481
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.7 Soletta PK2 (quota 224.77) – fase 2

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

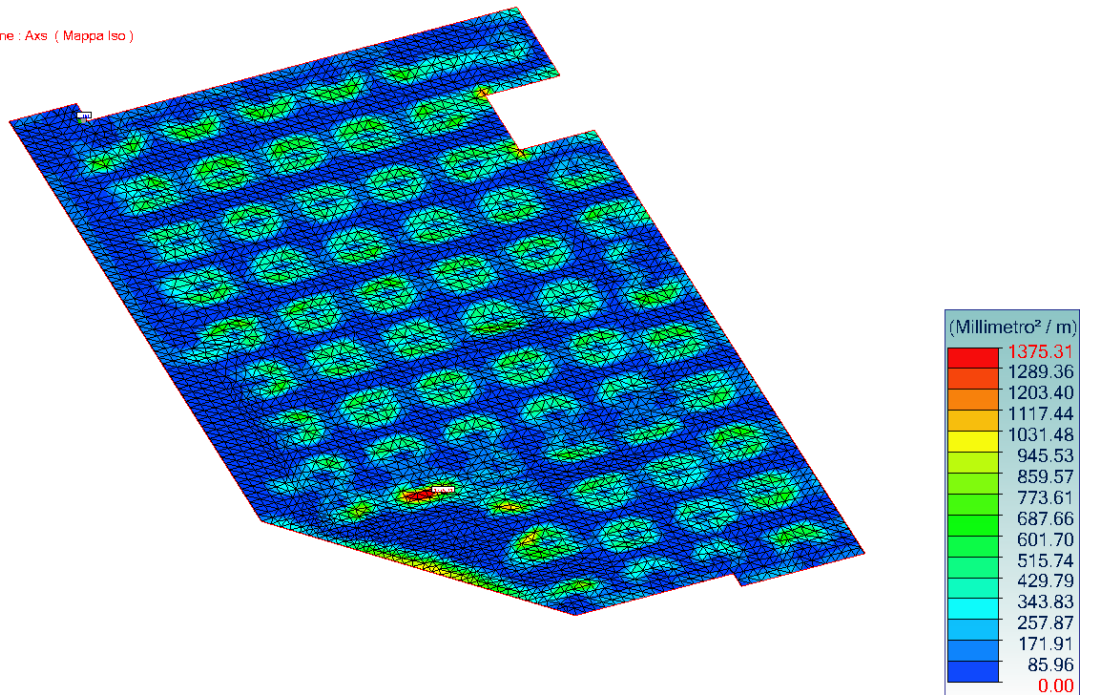


Figura 43 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

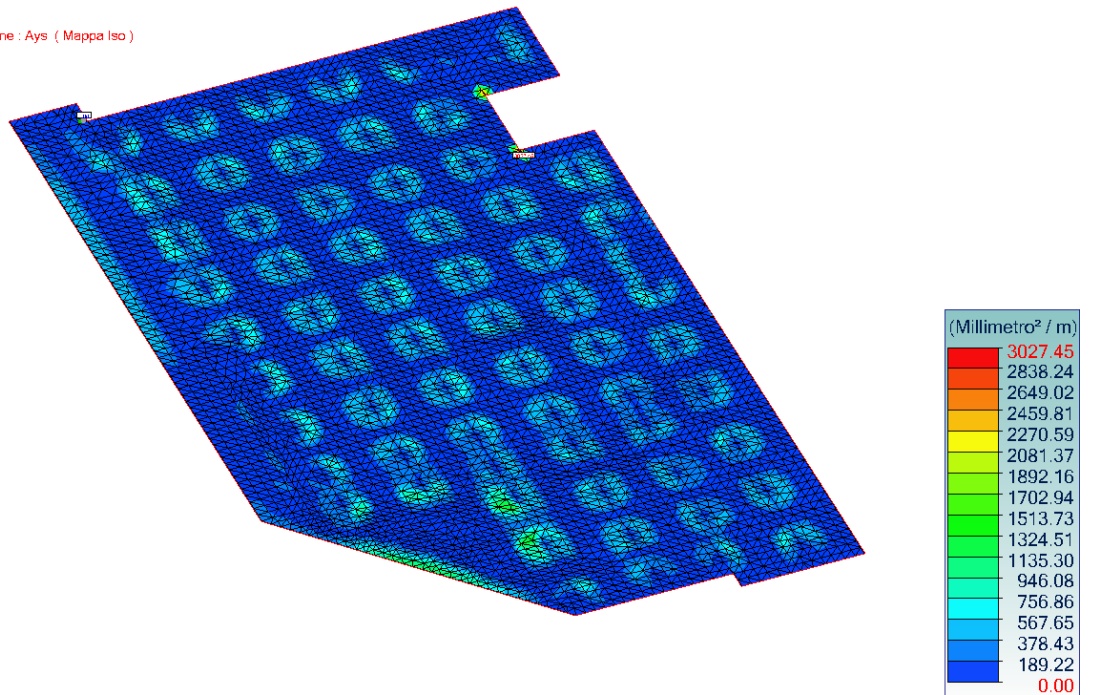


Figura 44 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

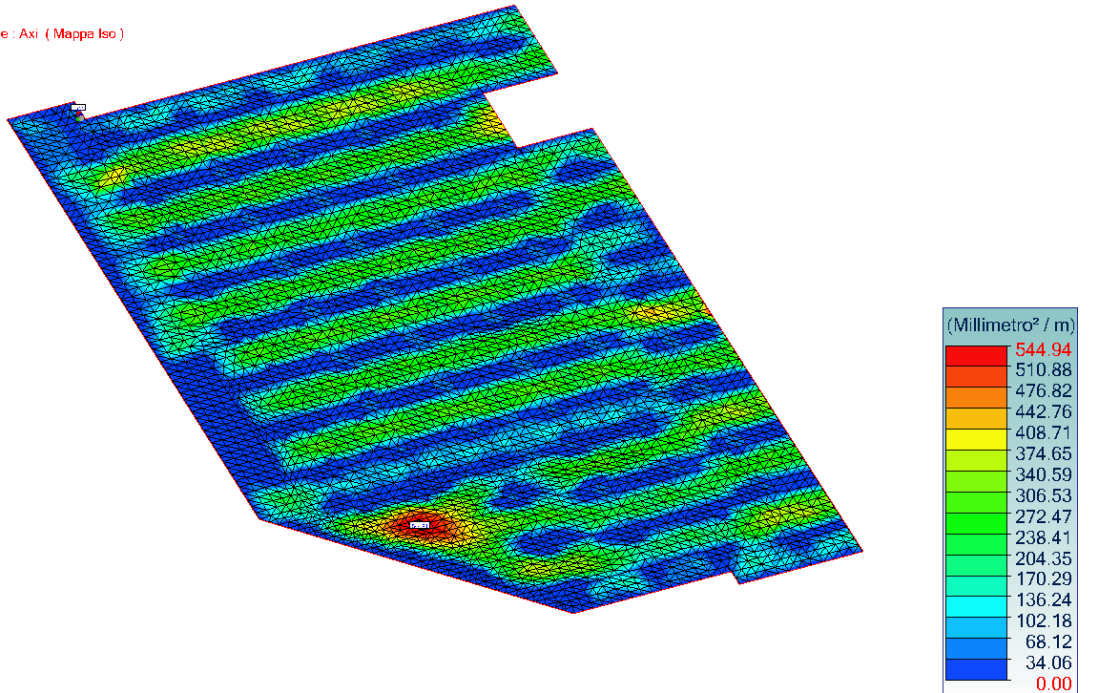


Figura 45 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

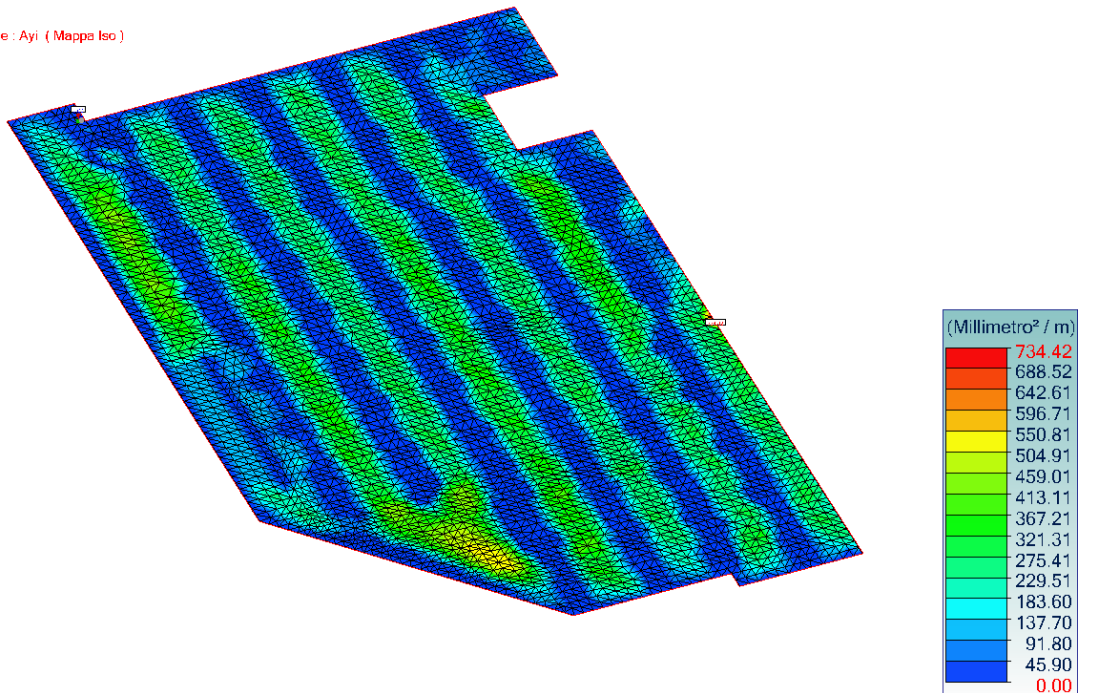


Figura 46 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:1-8, 101-282 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Sistema globale
 Valori smussati

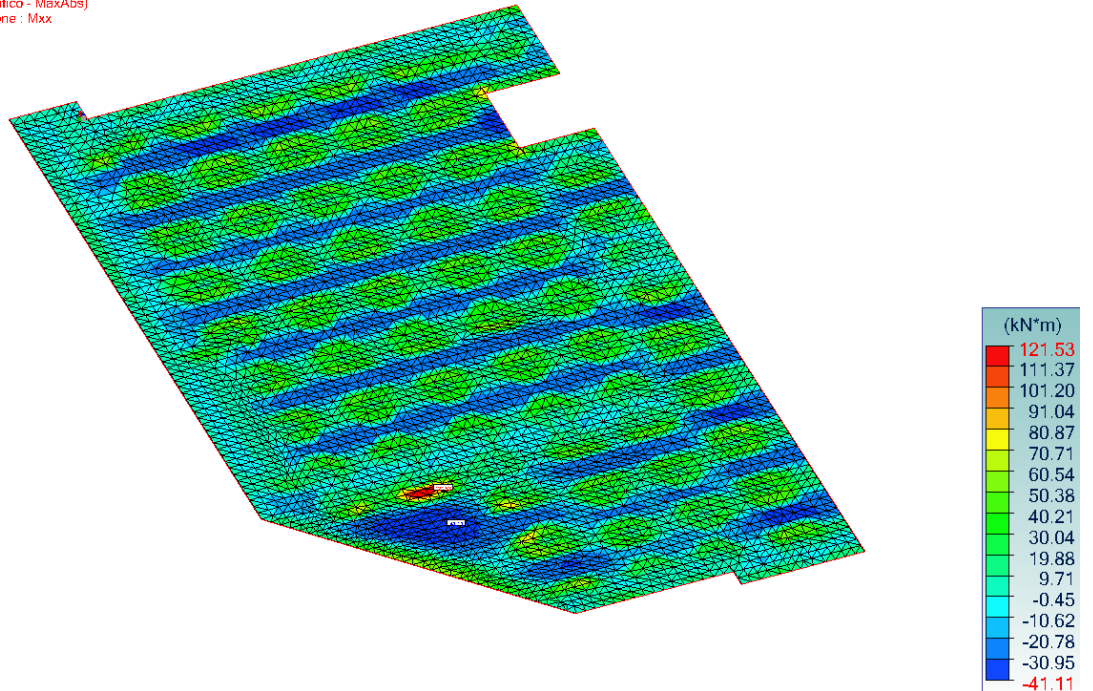


Figura 47 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:1-8, 101-282 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Sistema globale
 Valori smussati

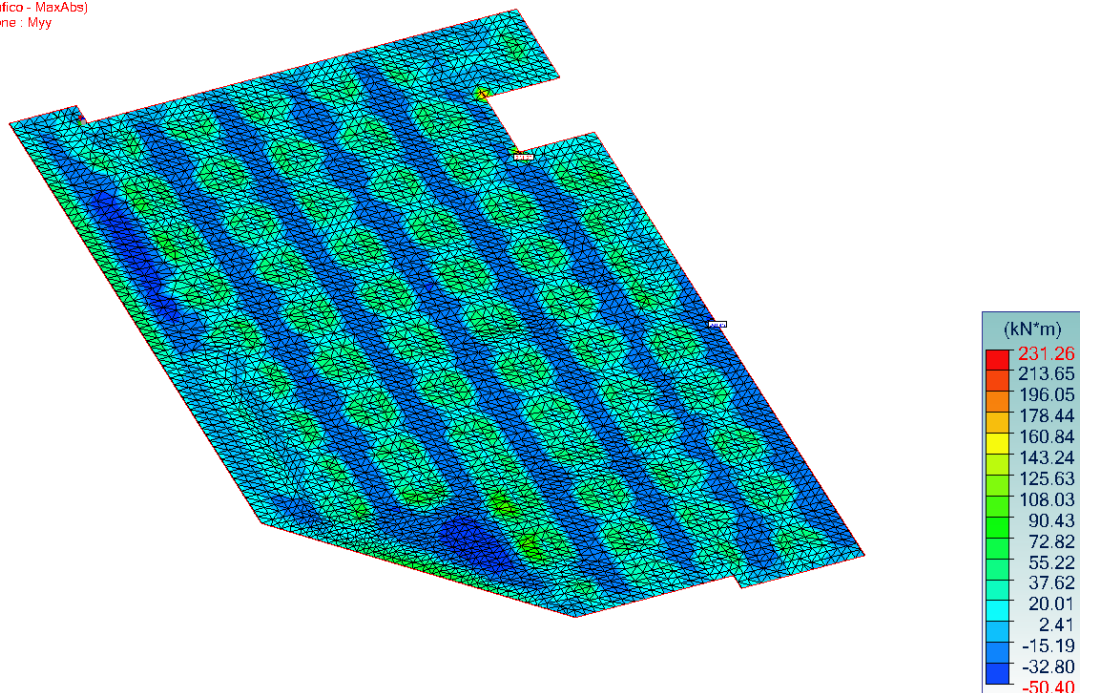


Figura 48 - Momenti Myy

LE SOLLECITAZIONI DI PICCO SONO DA INTENDERSI APPARTENENTI ALLE FONDAZIONI PRINCIPALI DEGLI ELEMENTI PRINCIPALI.

9.7.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø14#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 41 \text{ kNm/m}$

$M_{sd,yy} = 50 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø14#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 50 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 41 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 50 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 50 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 41/50 = 0,82$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 50/50 = 0,99$$

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	3
			2	7.70	17

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19.83 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} 50.07 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.13 ‰
 d 17 cm
 x 2.518 x/d 0.1481
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	7.70	3
			2	7.70	17

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

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

Materiali
 B450C C35/45
 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} 19.83 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 13.5 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.8
 τ_{c1} 2.257

M_{xRd} -50.07 kN m
 σ_c -19.83 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.13 ‰
 d 17 cm
 x 2.518 x/d 0.1481
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.8 Platea 100 cm PK2 (quota 224.77) – fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE

Armature

Involuppo

Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

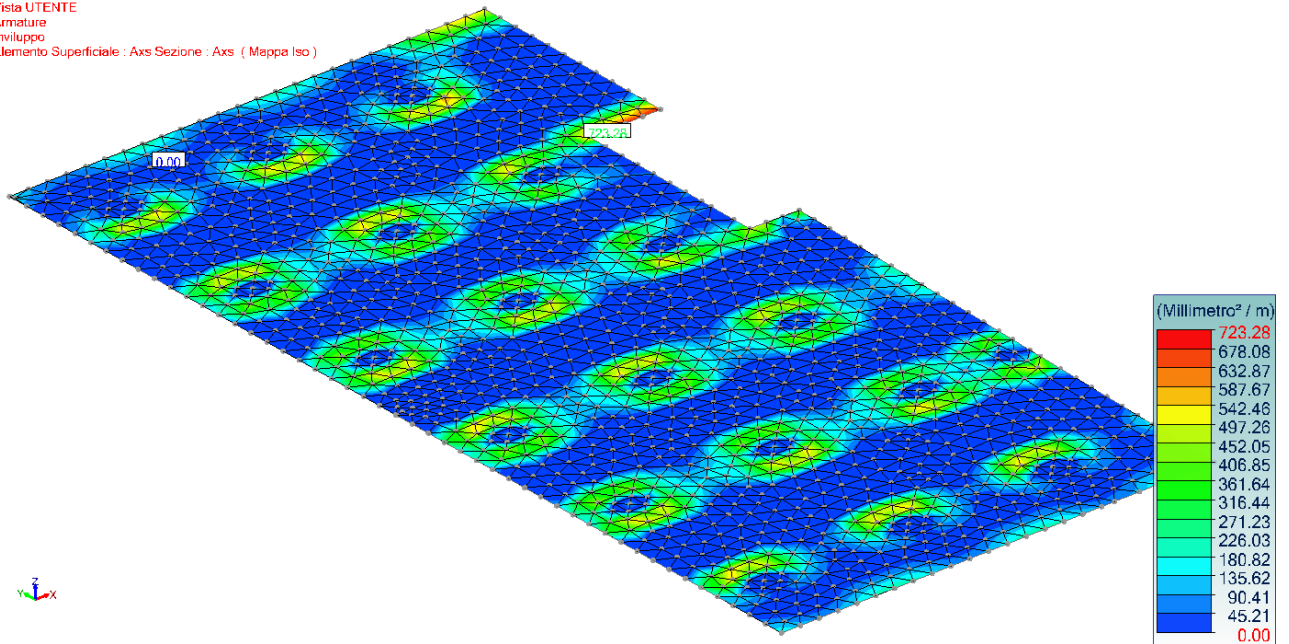


Figura 49 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE

Armature

Involuppo

Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

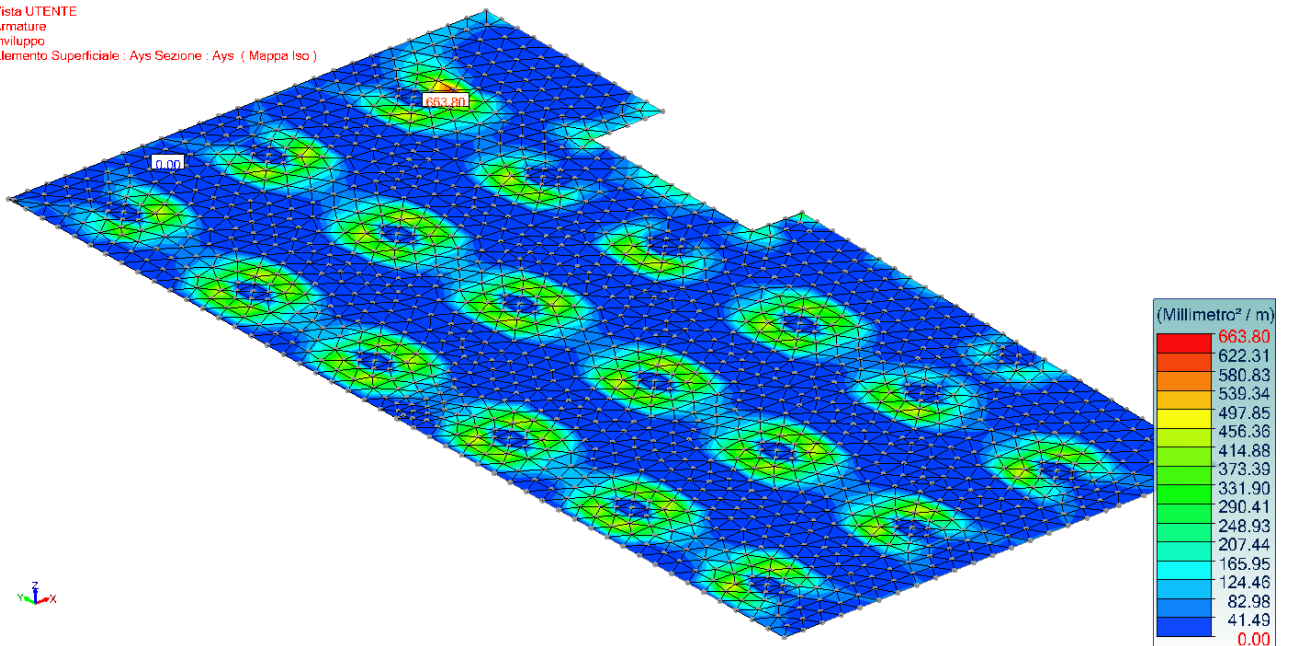


Figura 50 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

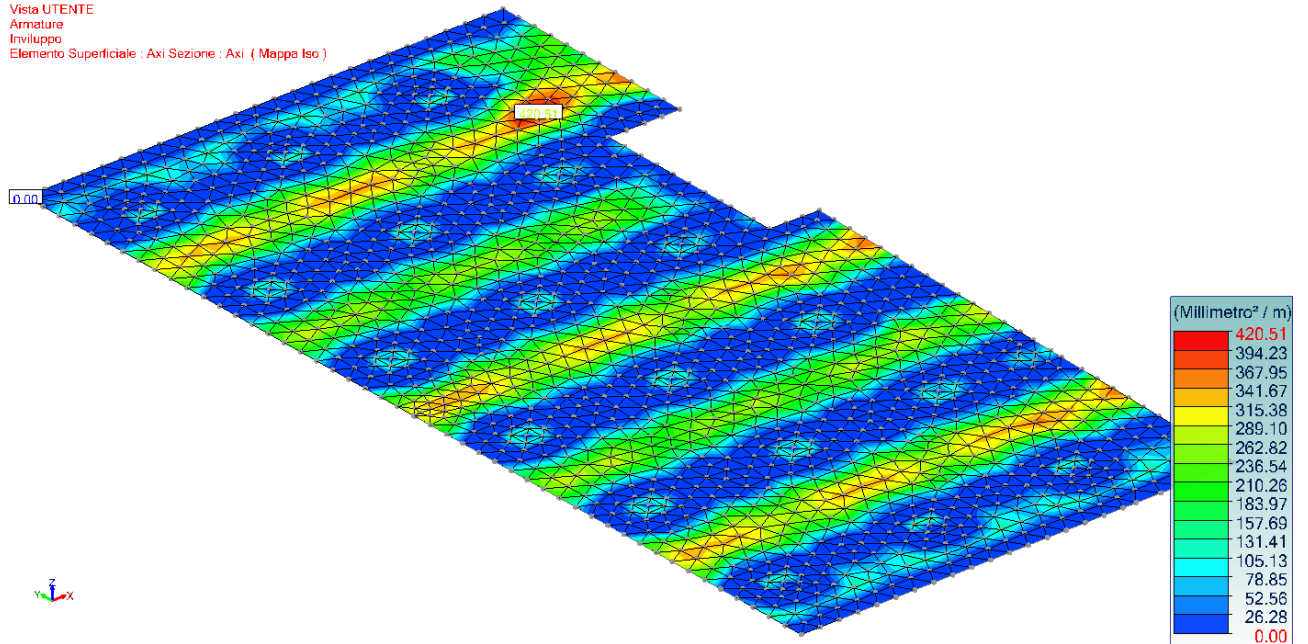


Figura 51 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

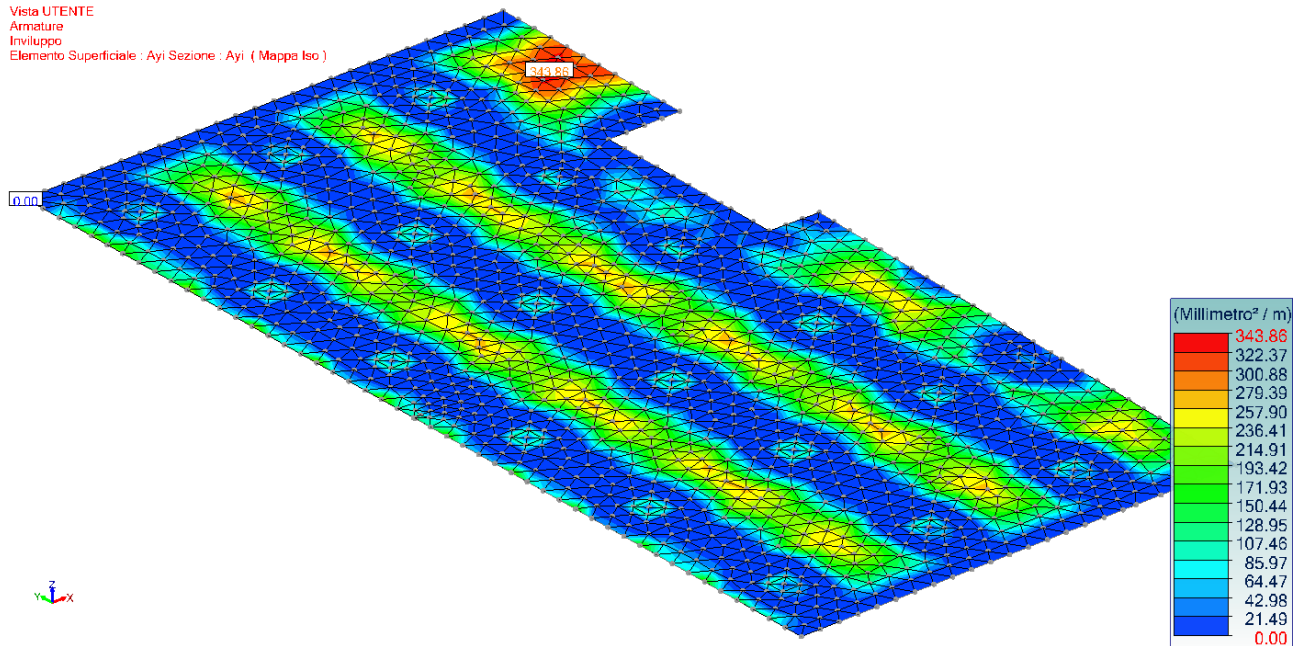


Figura 52 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-282 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

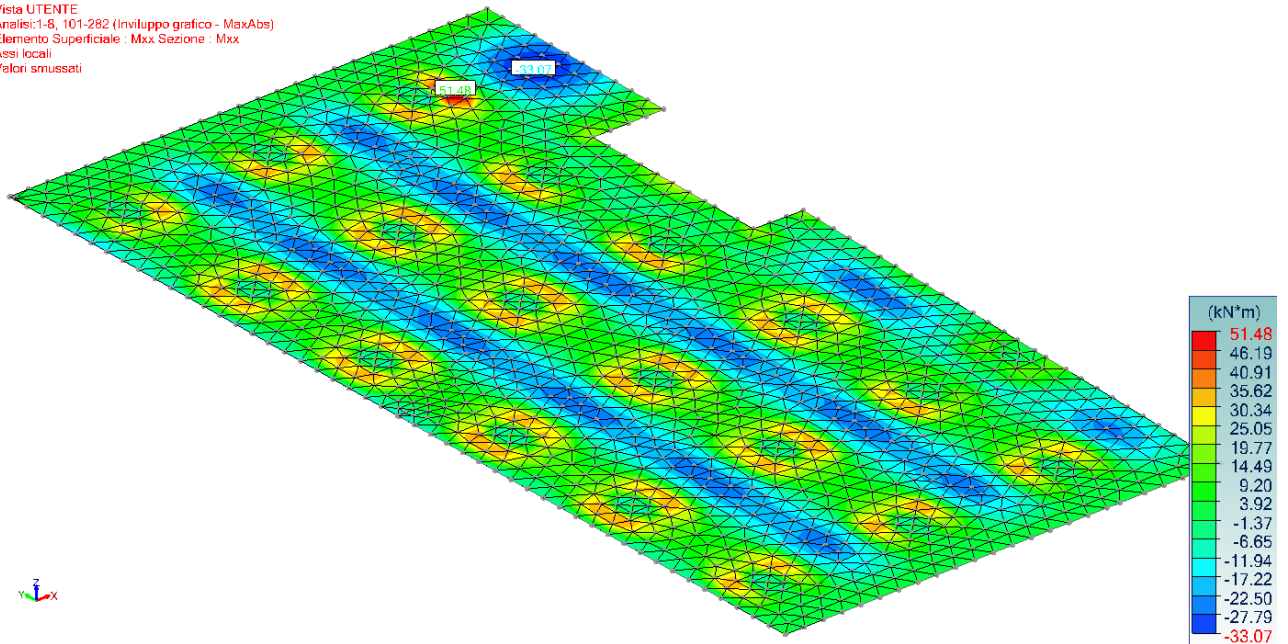


Figura 53 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-282 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

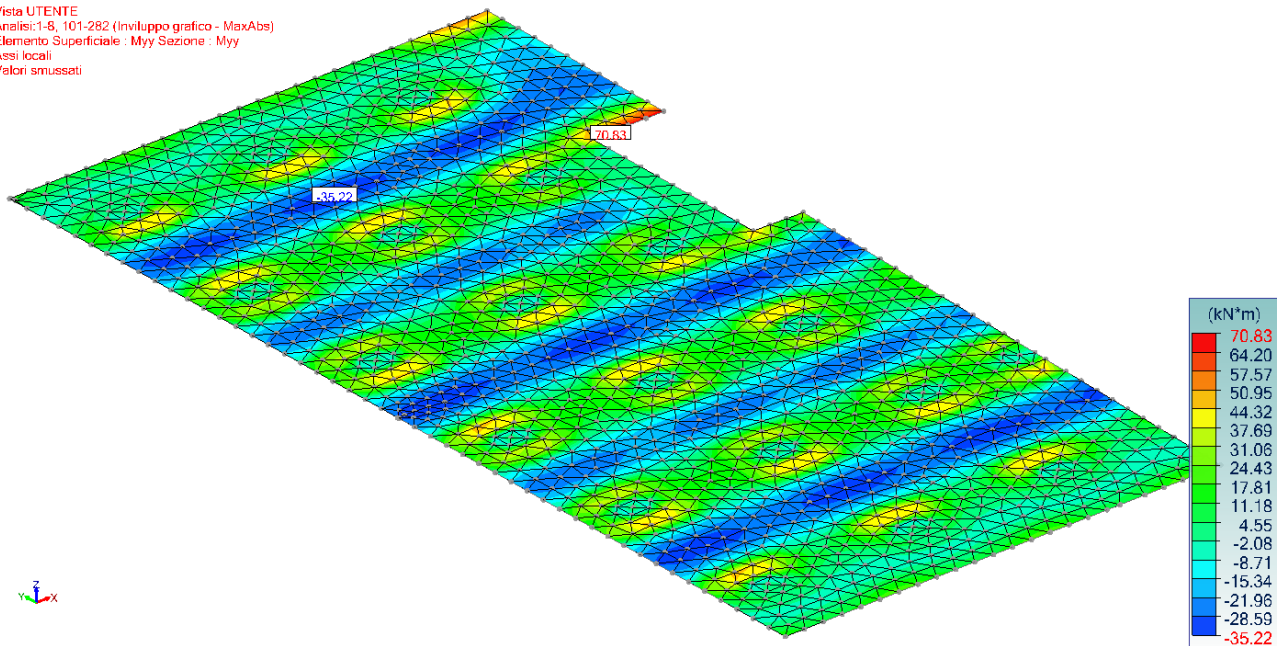


Figura 54 - Momenti Myy

9.8.1 Verifica sezione tipologica piena s=100cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø16#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 51 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 70 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 100cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#20x20, con un copriferro di 40mm sulla barra esterna e 40mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 443 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 51 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 443 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 70 \text{ kNm/m}$$

9.9 Platea 50 cm PK2 (quota 224.77) – fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

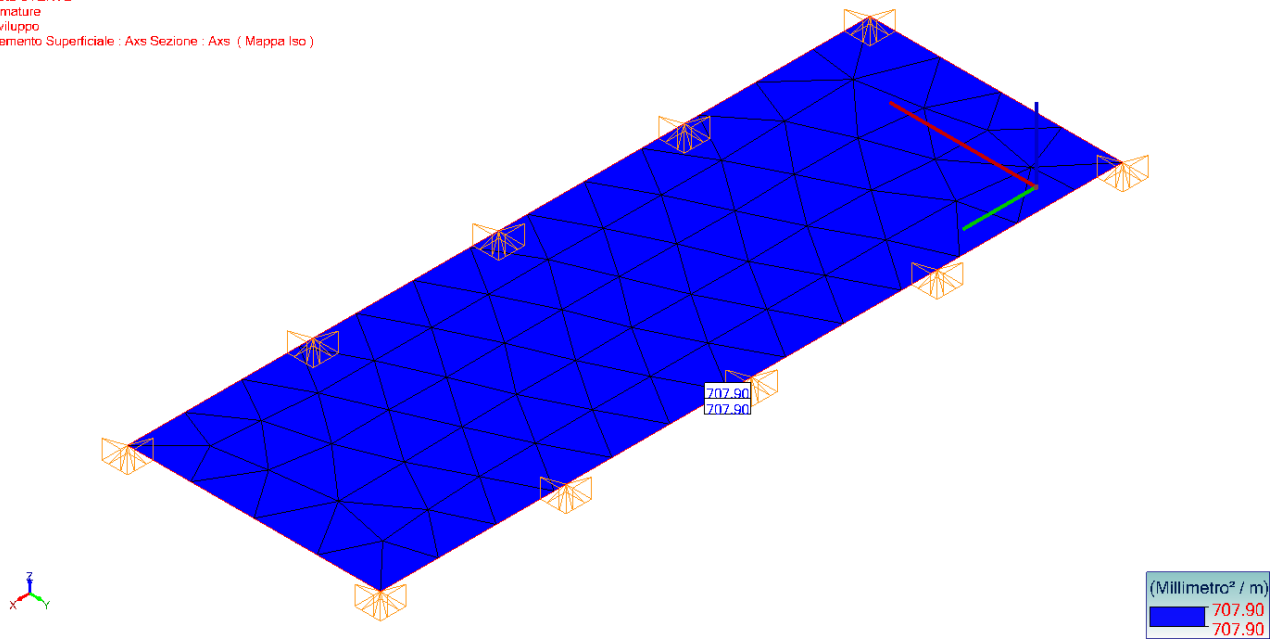


Figura 55 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

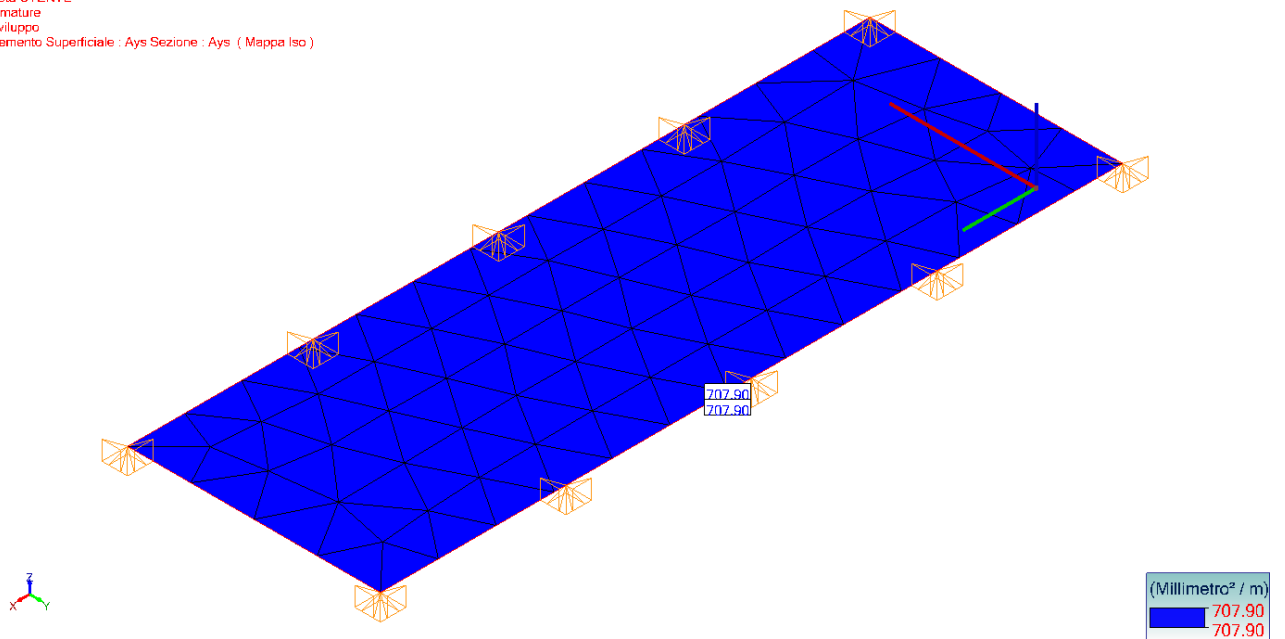


Figura 56 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

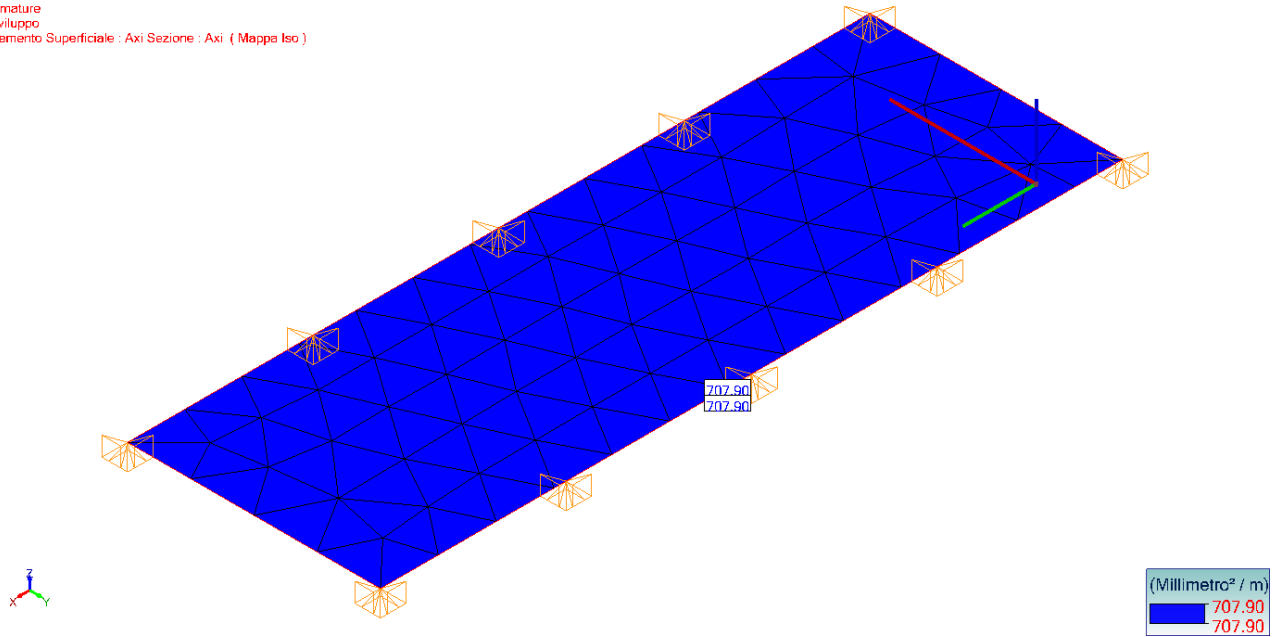


Figura 57 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

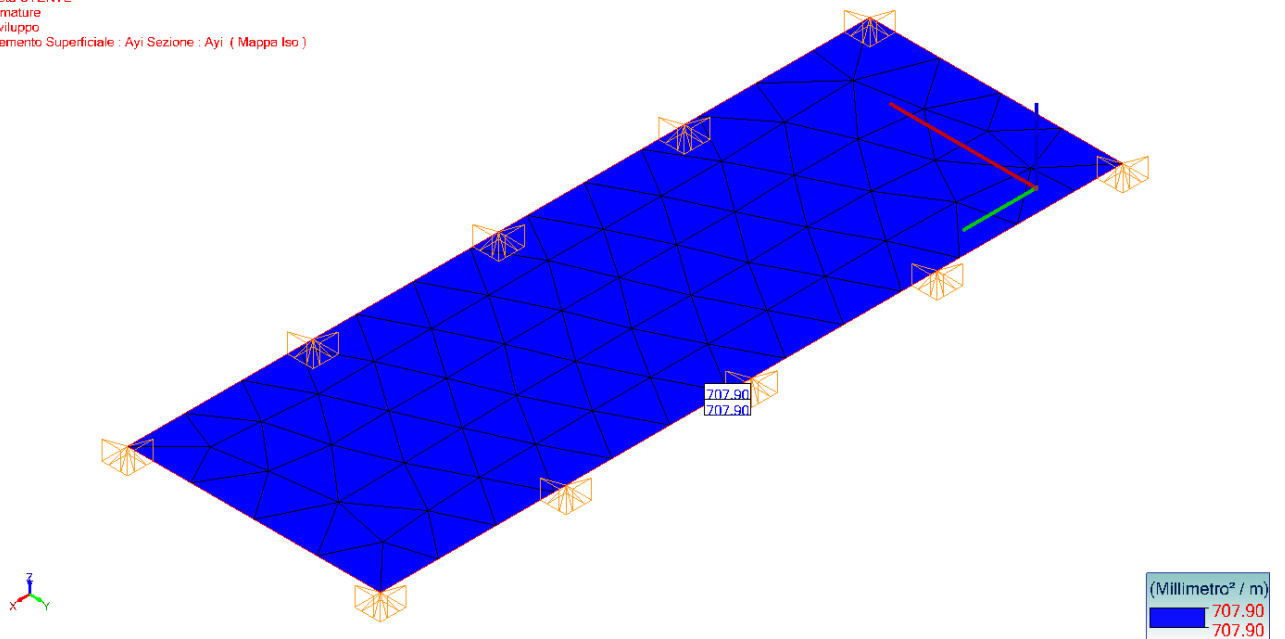


Figura 58 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:1-8, 101-383 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

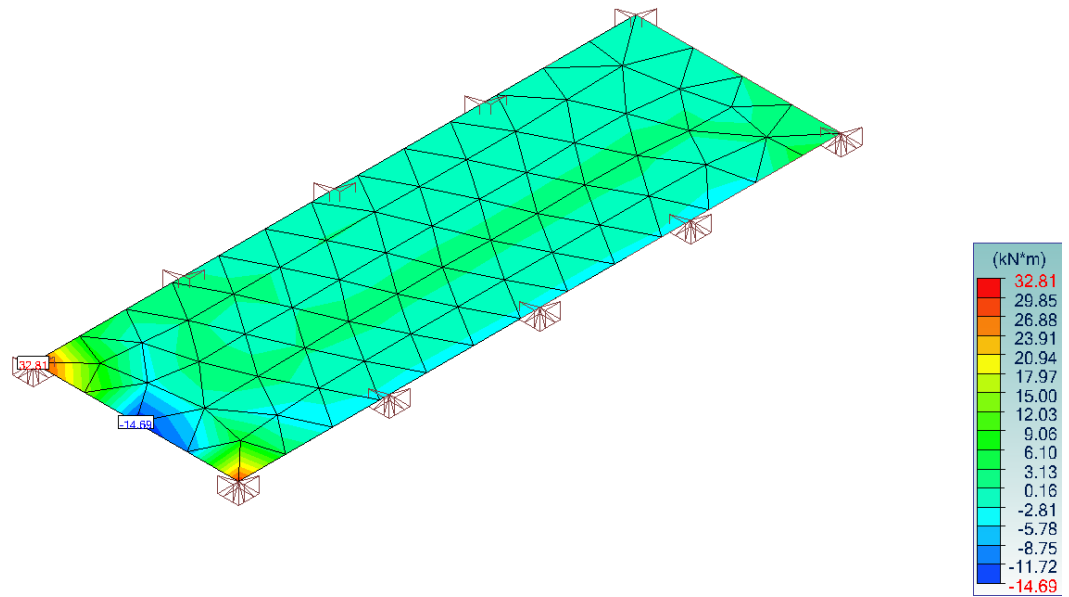


Figura 59 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:1-8, 101-383 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

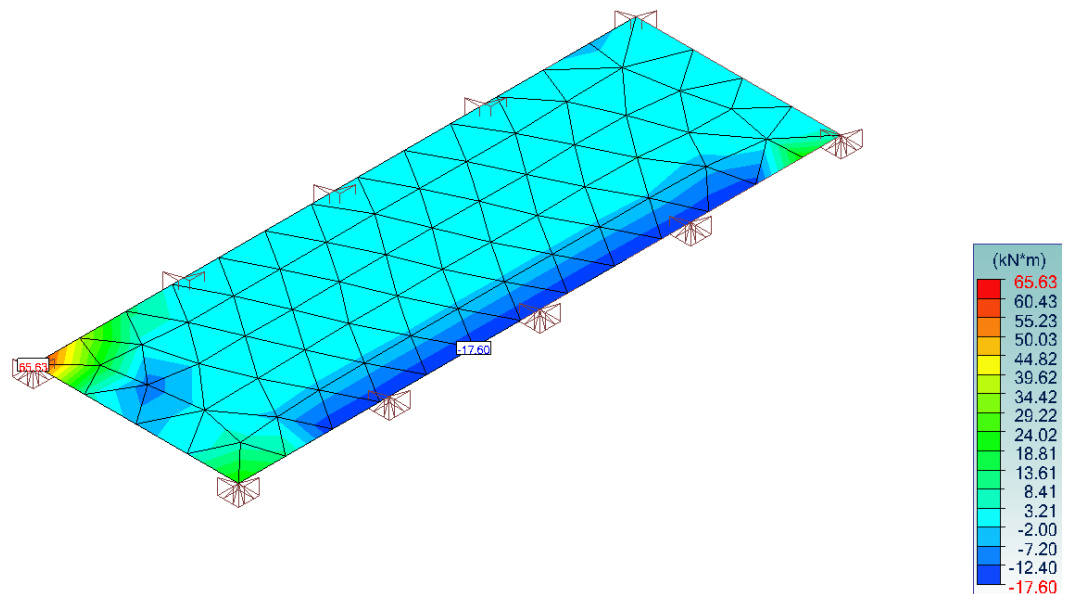


Figura 60 - Momenti Myy

9.9.1 Verifica sezione tipologica piena s=50cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø16#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 33 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 65 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 50cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#20x20, con un copriferro di 40mm sulla barra esterna e 40mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 176 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 33 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 176 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 65 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 33/176 = 0,19$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 65/176 = 0,36$$

Titolo: L2687_Bengasi_S50_piena

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	45
			2	10.05	5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M M_{xRd} 175.8 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 35.41 ‰
 d 45 cm
 x 4.048 x/d 0.08996
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.10 Platea 100cm PK1 (quota 224.77) - fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

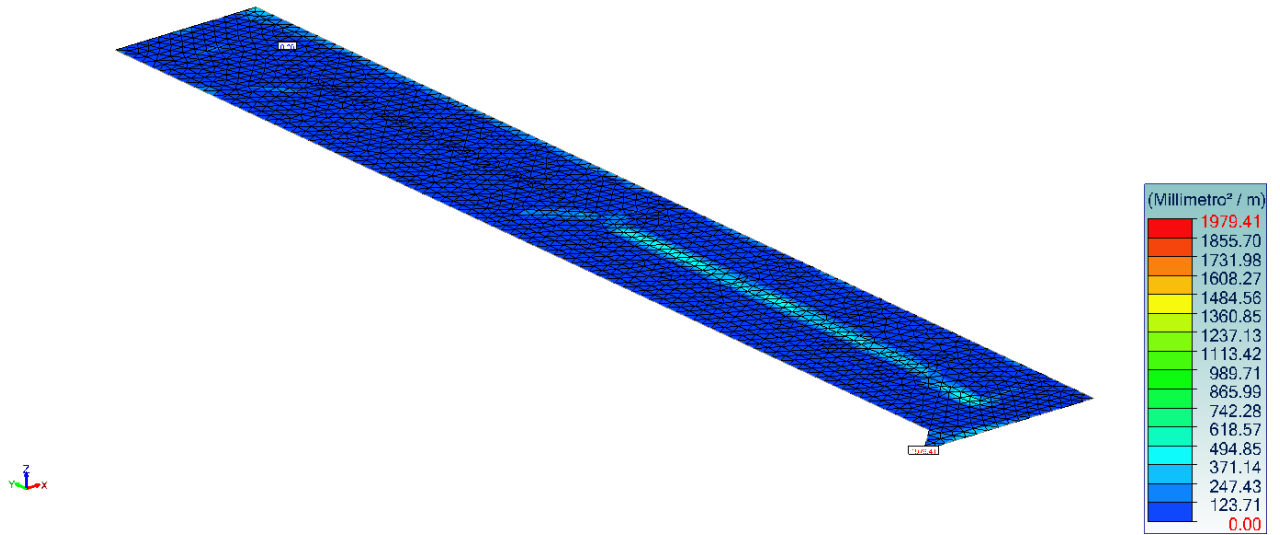


Figura 61 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

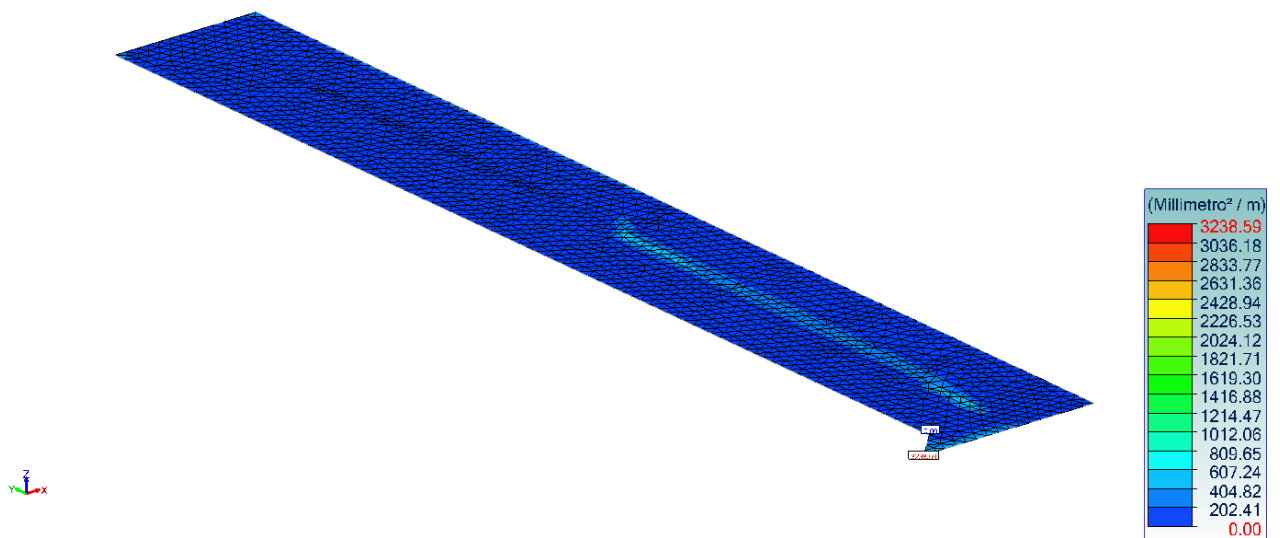


Figura 62 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

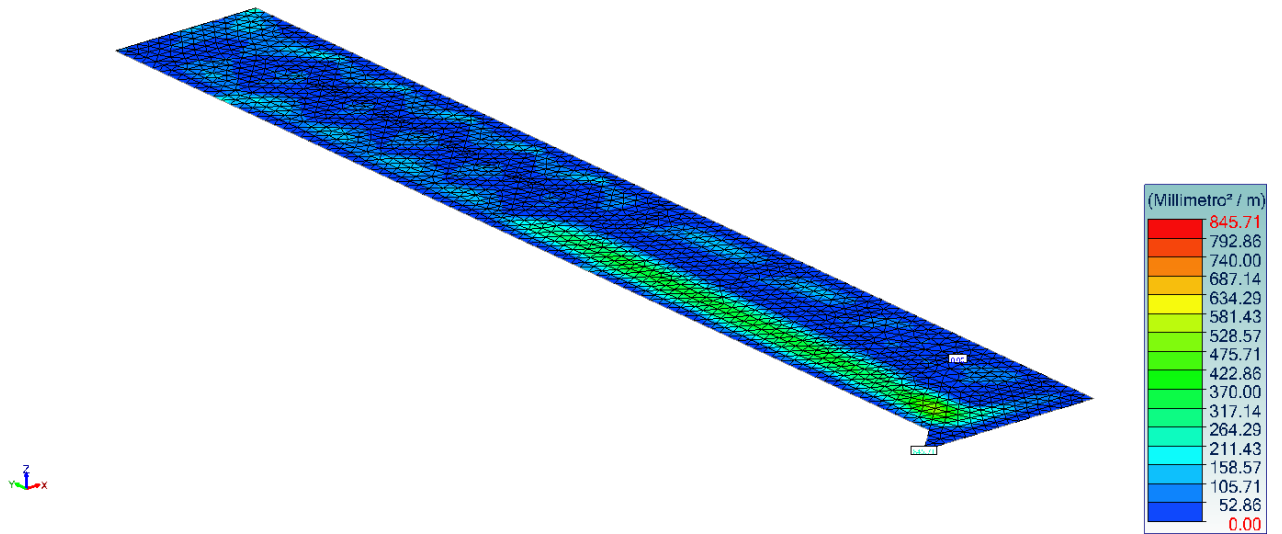


Figura 63 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

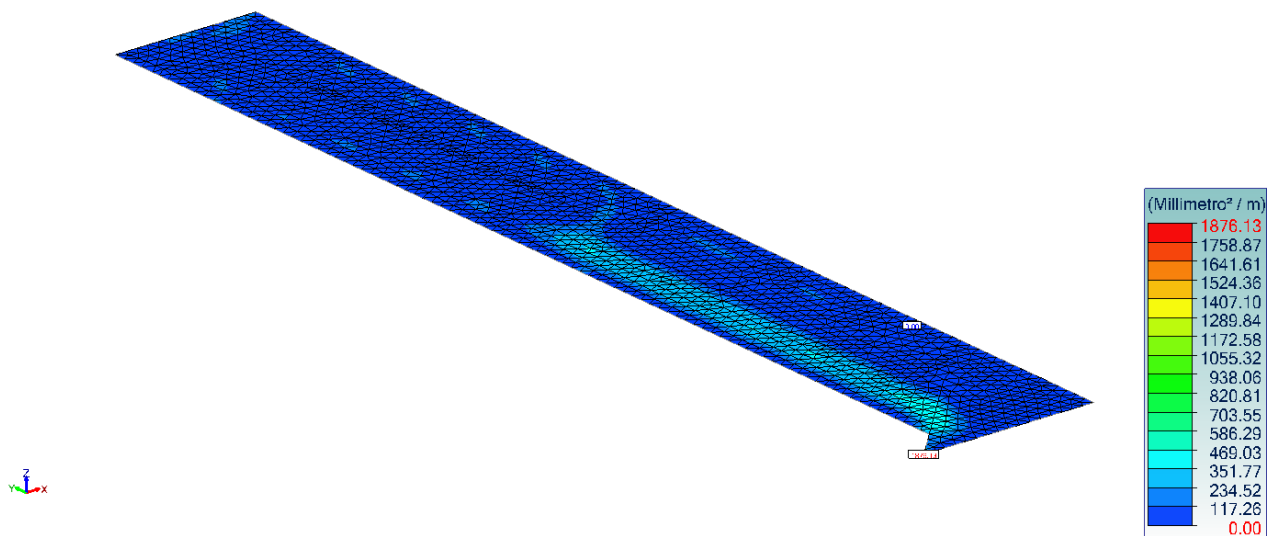


Figura 64 - Armatura Ay inf

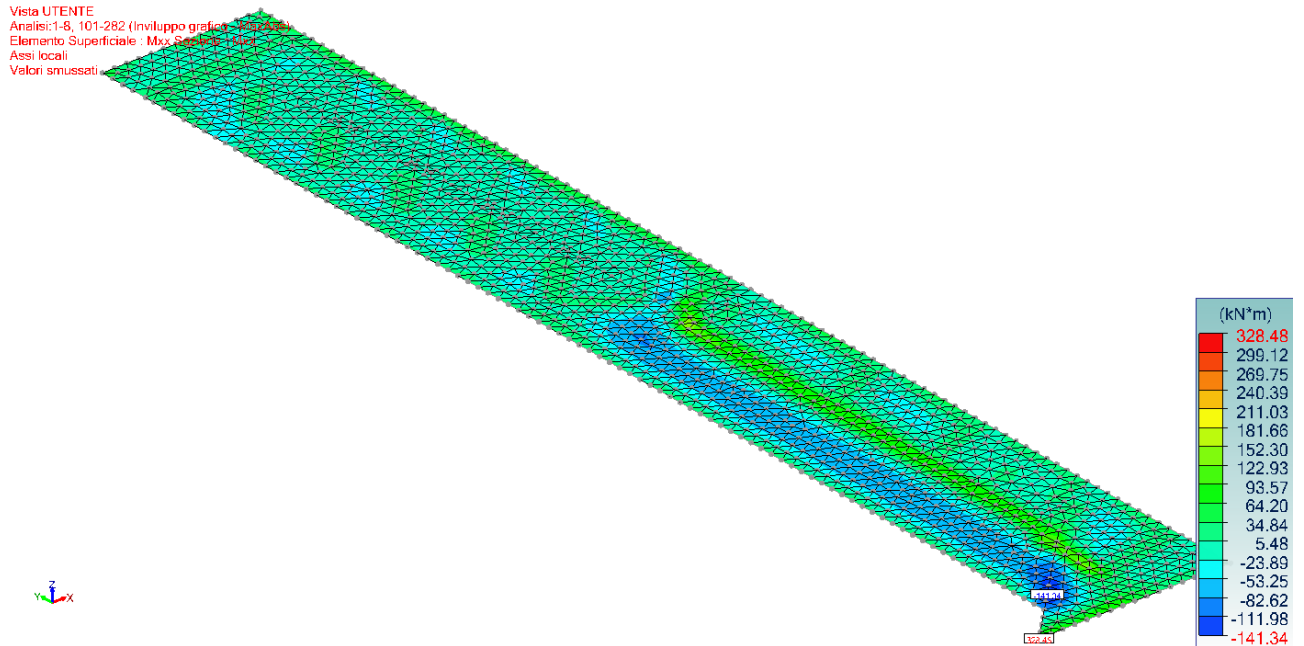


Figura 65 – Momenti Mxx

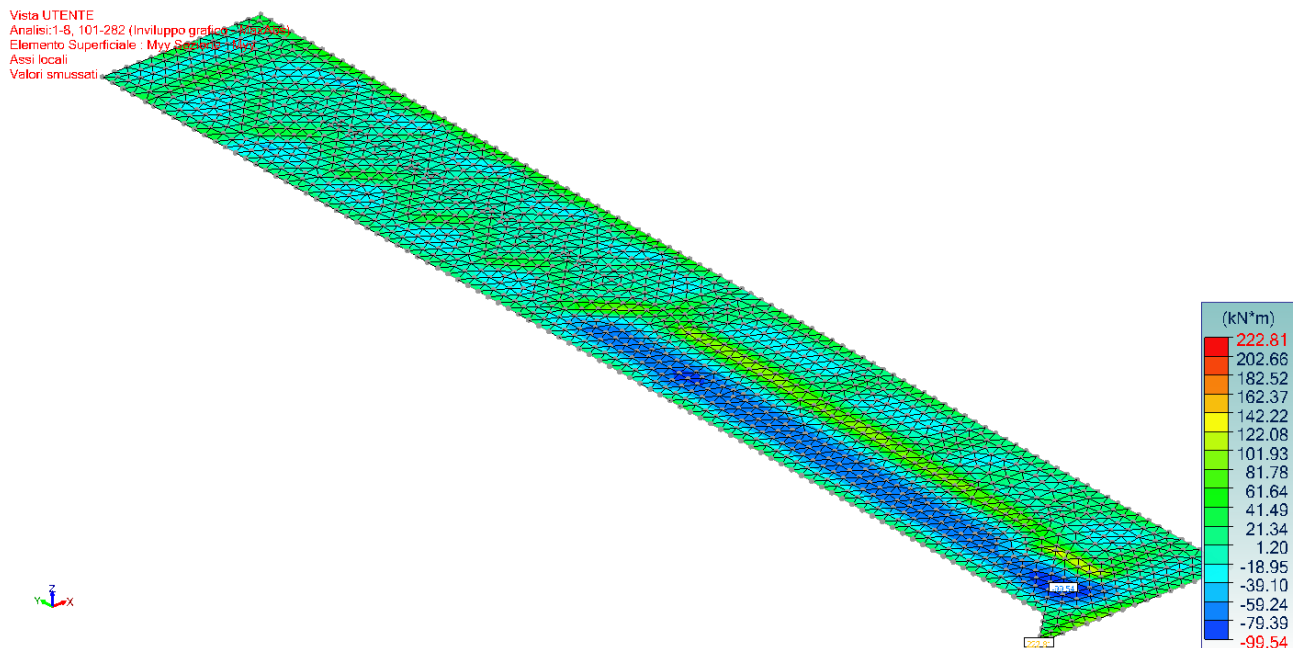


Figura 66 - Momenti Myy

9.10.1 Verifica sezione tipologica piena s=100cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.100 cm – armatura Ø16#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 328 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 223 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 100cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø16#20x20, con un copriferro di 40mm sulla barra esterna e 40mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 443 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 328 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 443 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 223 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 328/443 = 0,74$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 223/443 = 0,50$$

Titolo : L2687_Bengasi_S100_piena

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	12.06	95
			2	12.06	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 rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

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
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

M kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

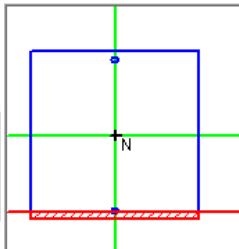
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviate

N° rett.

 L₀ cm

 Precompresso



9.11 Verifica Scala

VERIFICA SCALA MATERIALI

Classe di cls	C30/37	
Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	37.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	f_{ck}	30.00 N/mm ²
Coefficiente parziale del cls	γ_c	1.50 [-]
Coefficiente di riduzione	α_{cc}	0.85 [-]
Resistenza di progetto a compressione del cls	f_{cd}	17.00 N/mm ²
Peso specifico cls armato	γ_{cls}	25.00 KN/m ³

Tipo di Acciaio	B450C	
Resistenza di snervamento delle armature	f_{yk}	450.00 N/mm ²
Modulo Elastico delle armature	E_s	210000.00 N/mm ²
Coefficiente parziale delle armature	γ_s	1.15 [-]
Resistenza di progetto delle armature	f_{yd}	391.30 N/mm ²

GEOMETRIA

Alzata	a	17.00 cm
Pedata	p	30.00 cm
Spessore rampa e pianerottoli	sp	200.00 mm
Larghezza rampa	b	1200.00 mm
Copriferro	c	35.00 mm
Lunghezza rampa	l_r	3300.00 mm
Lunghezza pianerottoli	l_p	1400.00 mm
Inclinazione rampa	α	30.00 °

ANALISI DEI CARICHI

Peso proprio soletta	G₁	6.00 KN/m
Peso permanente portato	G₂	1.51 KN/m
Carico variabile	Q	6.00 kN/m
Combinazione SLU		
Carico distribuito agente sulla rampa	q_{sd}	19.06 kN/m

AZIONI SOLLECITANTI

Momento Flettente	M_{Ed}	52.63 KNm
Taglio	V_{Ed}	14.10 KN

VERIFICHE SLU

Predimensionamento Armatura a flessione	A_s	905.69 mm ²
Diametro barre dell'armatura longitudinale base in direzione y	Ø	16.00 mm
Numero di barre d'armatura	n	6.00 -
Area barra d'armatura	A_s	201.06 mm ²
Armatura longitudinale effettiva	A_{seff}	1206.37 mm ²
Passo armatura longitudinale	s	188.00 mm

Verifica Armatura minima

$$A_{sm,eff} > 1,4 b_w d / f_{yk}$$

OK

Verifica Armatura massima

$$A_{seff} < 3,5 b_w d / f_{yk} + 0,5 A_s$$

OK

Verifica a flessione

Momento Resistente	M_{Rd}	70.10 KNm
	FS=	0.75

Verifica $M_{Rd} > M_{Ed}$

OK

Verifica per elementi privi di armatura a Taglio

Coefficiente	k	2.00 -
$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$	v_{min}	0.54 -
Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa	ρ_l	0.0061
Resistenza al taglio per elementi privi di armatura trasversale	V_{rd}	125.18 KN

Verifica $V_{Rd} > V_{ed}$

OK

FS= 0.11

In senso trasversale si disporrà un'armatura di ripartizione non inferiore al 20% di quella longitudinale

Armatura di ripartizione $\geq 20\%$ di A_{eff}

\emptyset_{y_base}

n

As

241.3 mm²/ml

12.00 mm

6.00 -

678.58 mm²/ml

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte:

Titolo : To Bengasi_Verifica Soletta Scala

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12.06	3.5
2	12.06	15

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Materiali

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd cm cm cm
 Dominio M-N Col. modello M-curvatura

Precompresso

9.12 Verifica Setti – Fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura. La direzione X è verticale.

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

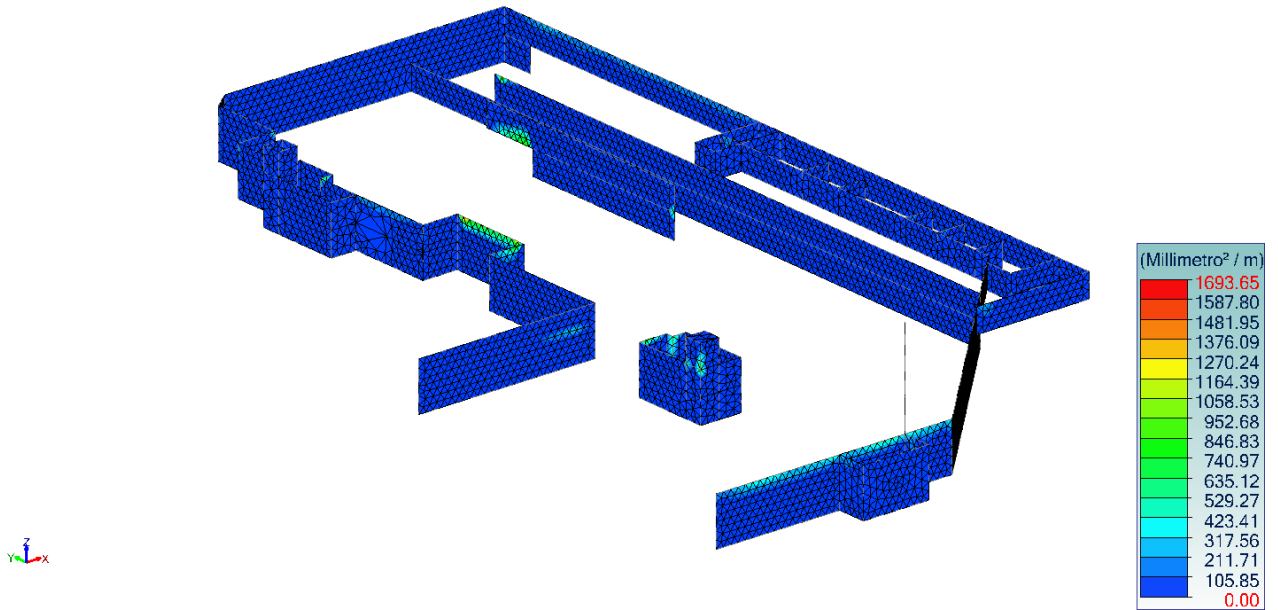


Figura 67 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

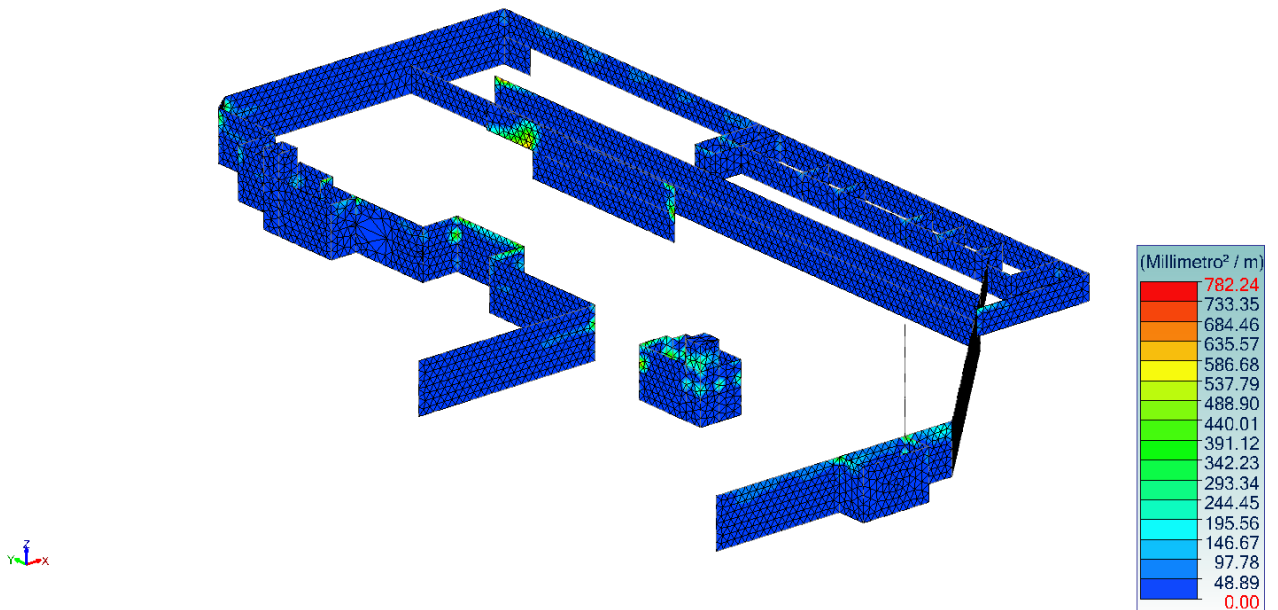


Figura 68 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armatura
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

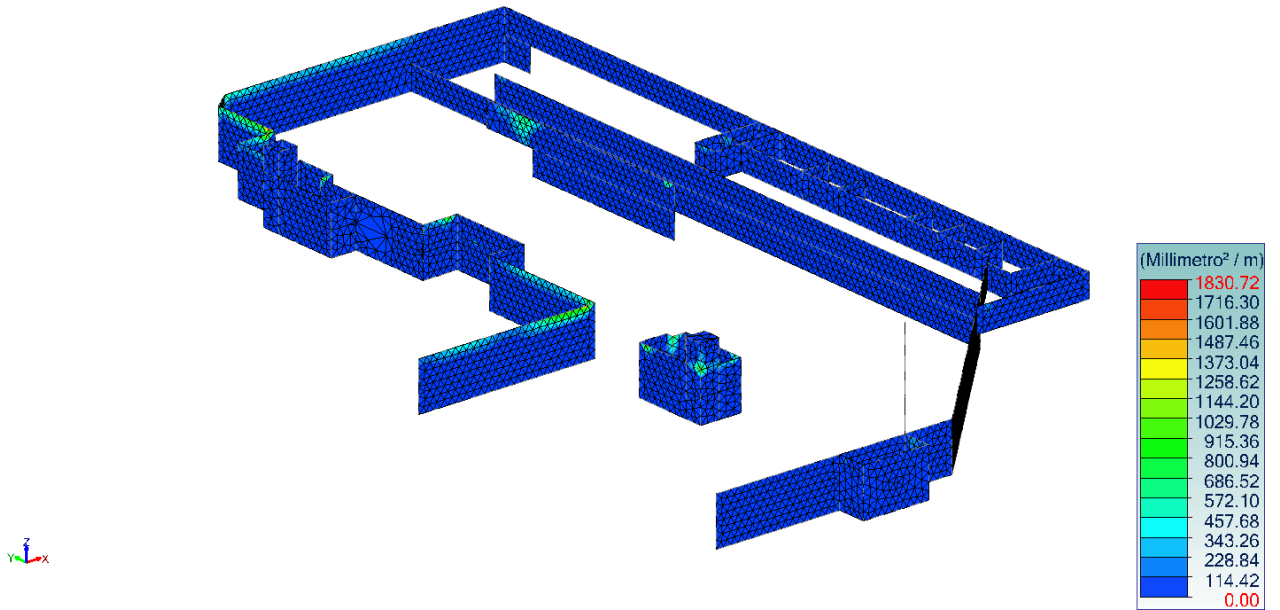


Figura 69 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armatura
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

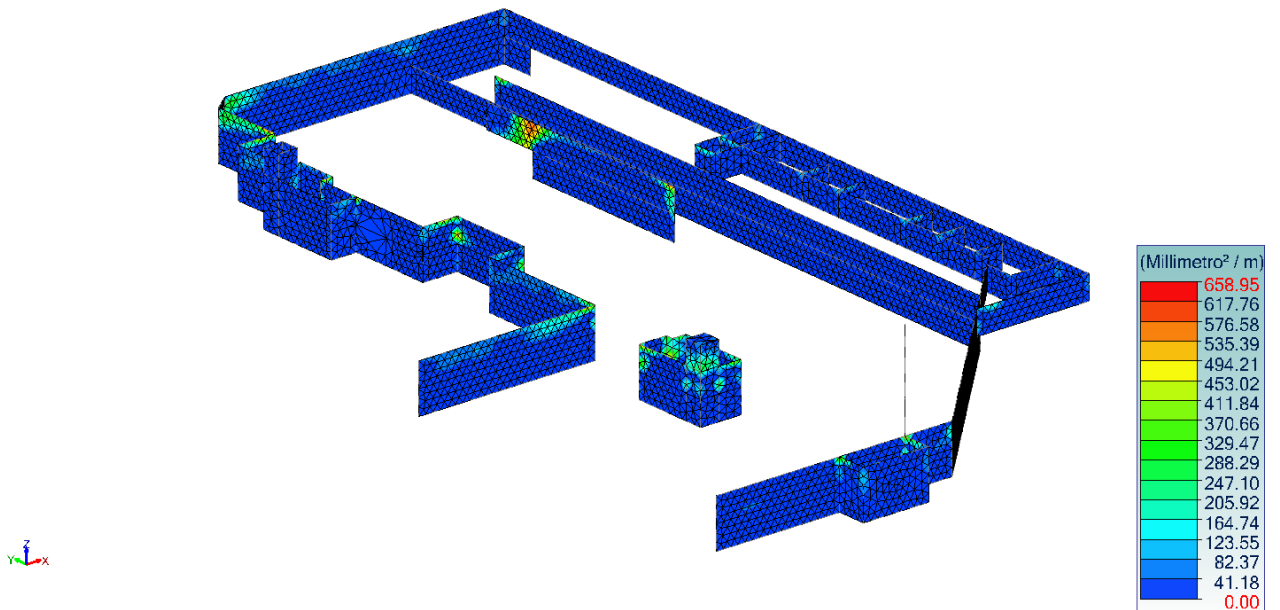


Figura 70 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:1-4, 101-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Sistema globale
 Valori smussati

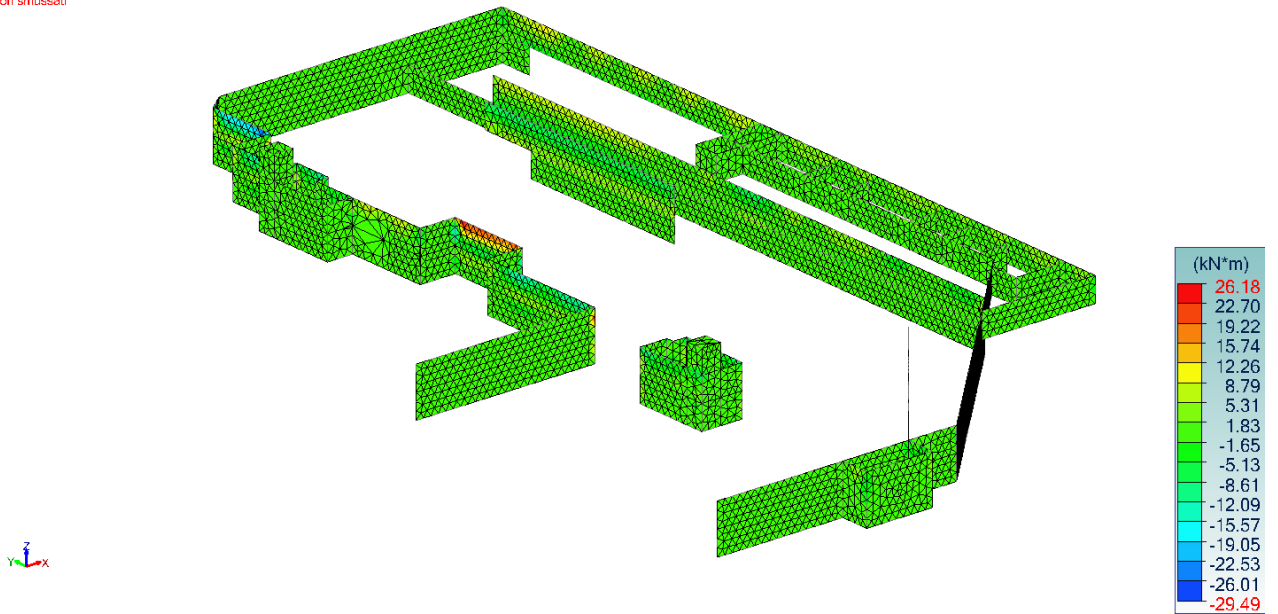


Figura 71 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:1-4, 101-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Sistema globale
 Valori smussati

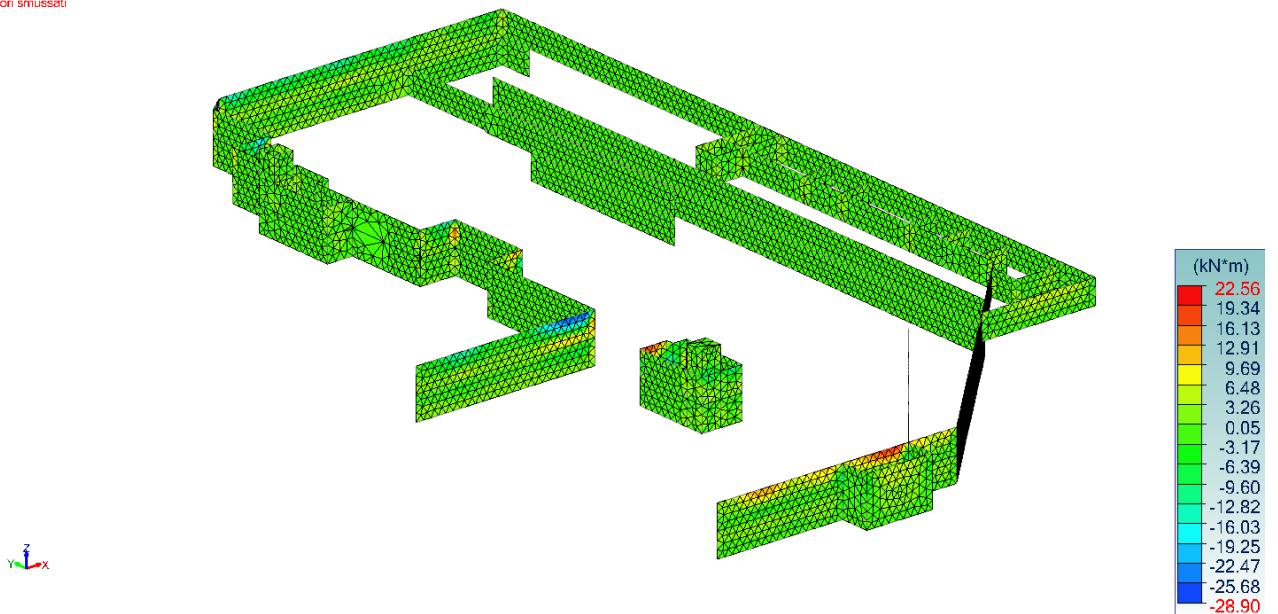


Figura 72 - Momenti Myy

9.12.1 Verifica sezione tipologica piena s=25cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.25 cm – armatura Ø16/20 verticale + Ø12/20 orizzontale

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 30\text{kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 29\text{kNm/m}$

Azione resistente

La sezione unitaria ha spessore 25cm ed è armata con barre Ø16/20 verticale + Ø12/20 orizzontale, con un copriferro di 45mm sulla barra esterna e 45mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,xx} = 78.2 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 30 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{xx} = M_{Sd}/M_{Rd} = 30/78.2 = 0,38$$

Titolo : L2687_Bengasi_Set100x25_xx

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.5
2	10.05	20.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 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 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} -78.18 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 15.39 ‰
 d 20.5 cm
 x 3.799 x/d 0.1853
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

$$M_{Rd,yy} = 49 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 29 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 29/49 = 0,59$$

Titolo : L2687_Bengasi_Set100x25_yy

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.5
2	5.65	20.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 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 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 48.85 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.29 ‰
 d 20.5 cm
 x 3.016 x/d 0.1471
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.13 Verifica Setti – Fase 2

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura. La direzione X è verticale.

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

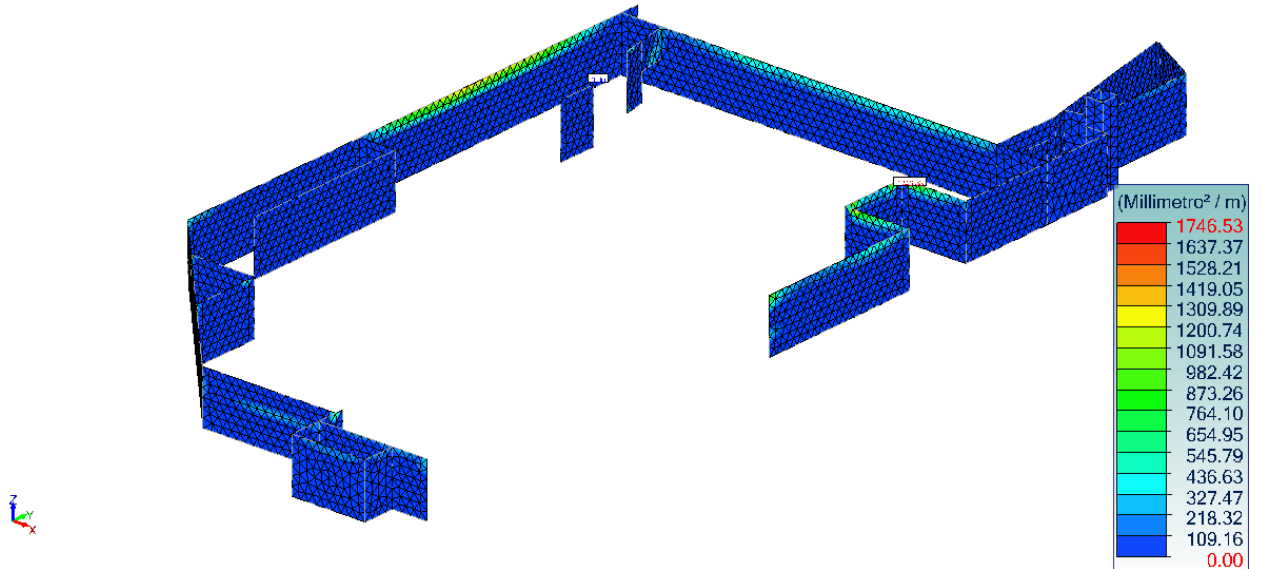


Figura 73 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

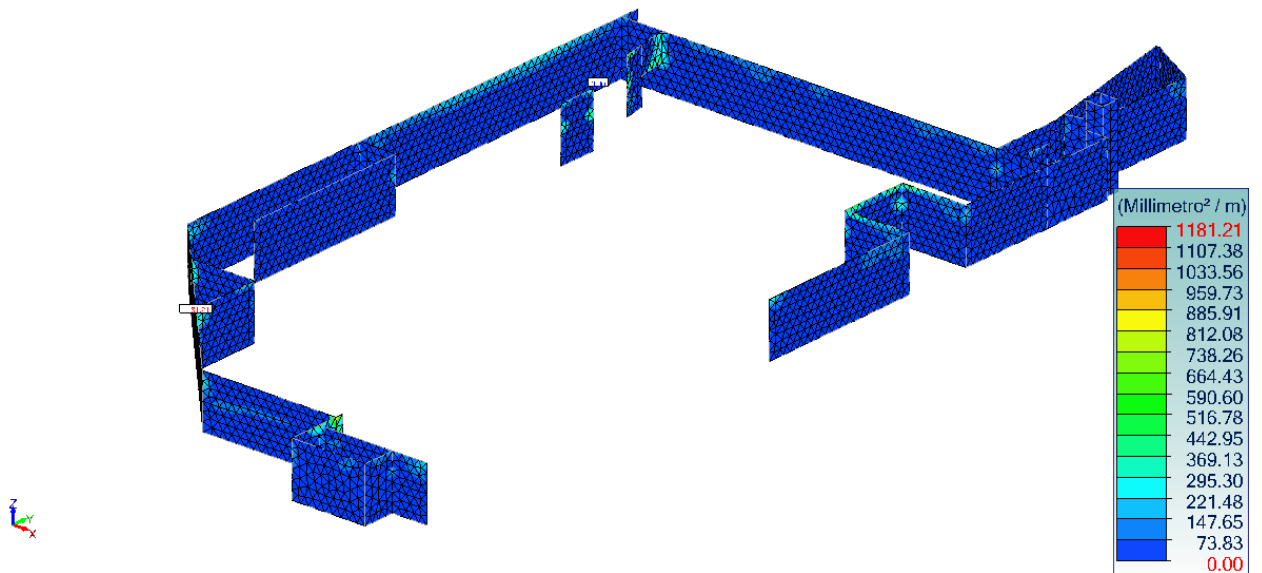


Figura 74 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Inviluppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

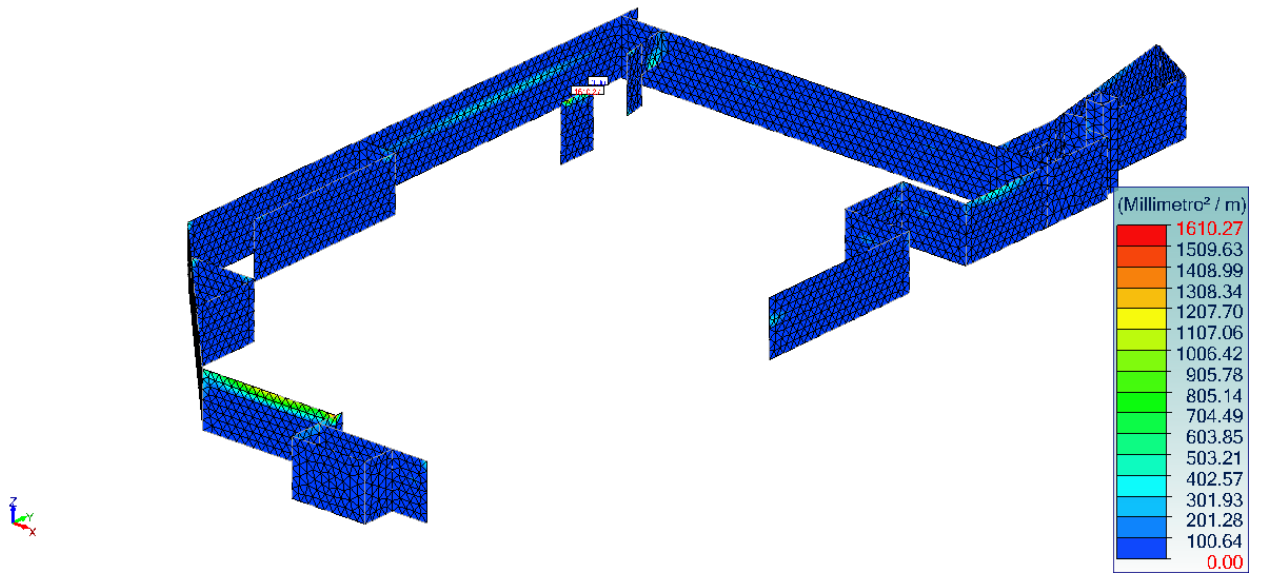


Figura 75 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Inviluppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

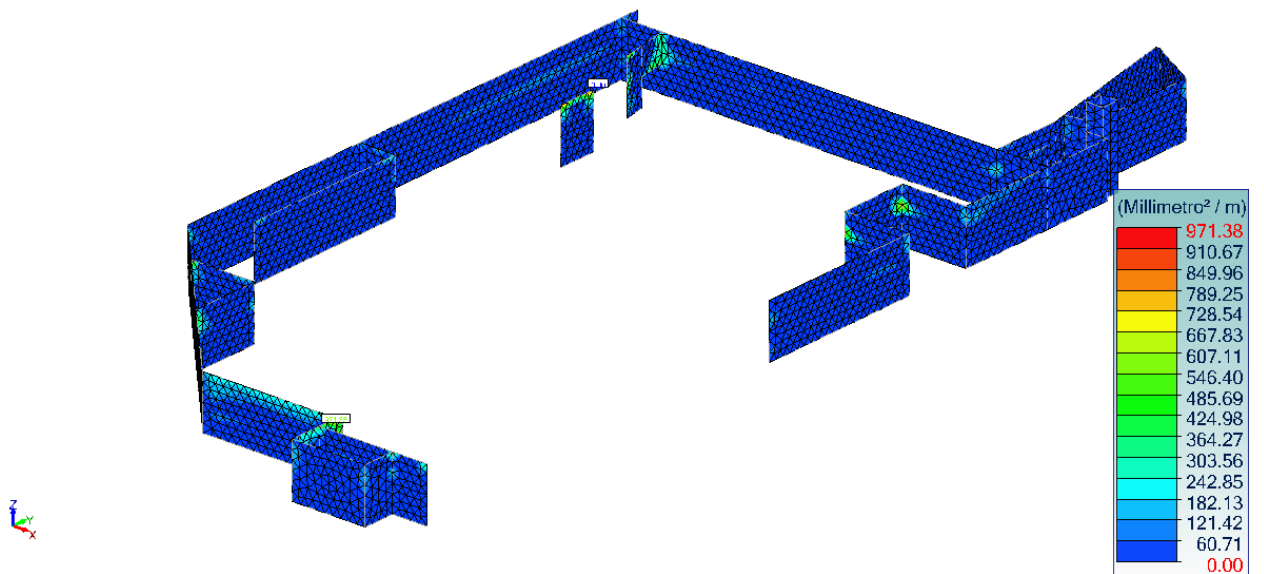


Figura 76 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi:106-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

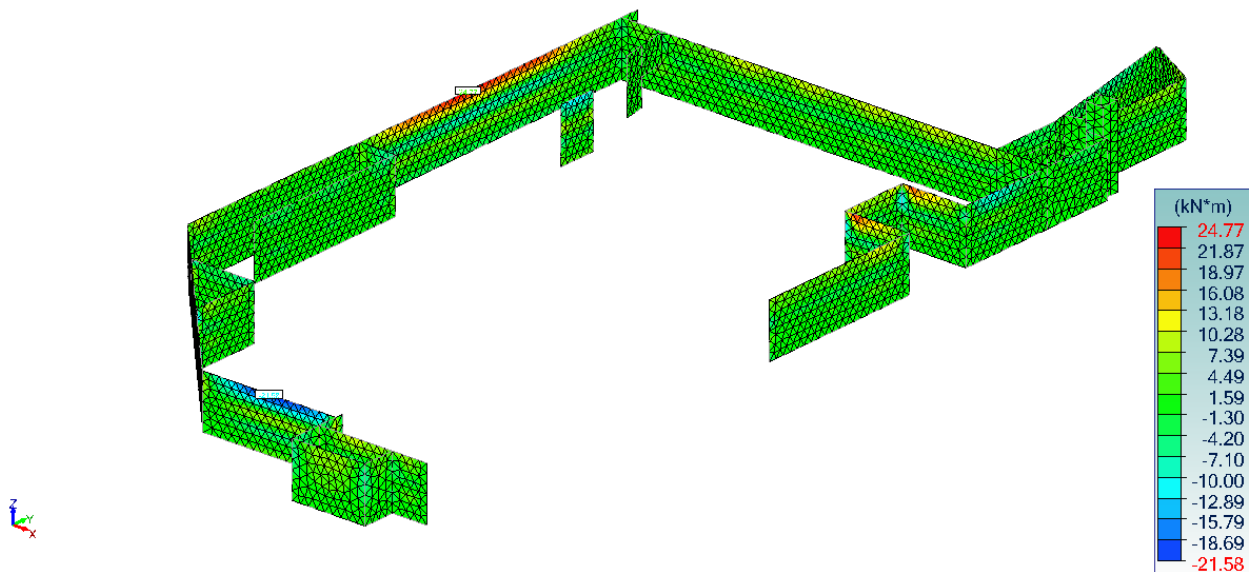


Figura 77 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi:106-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

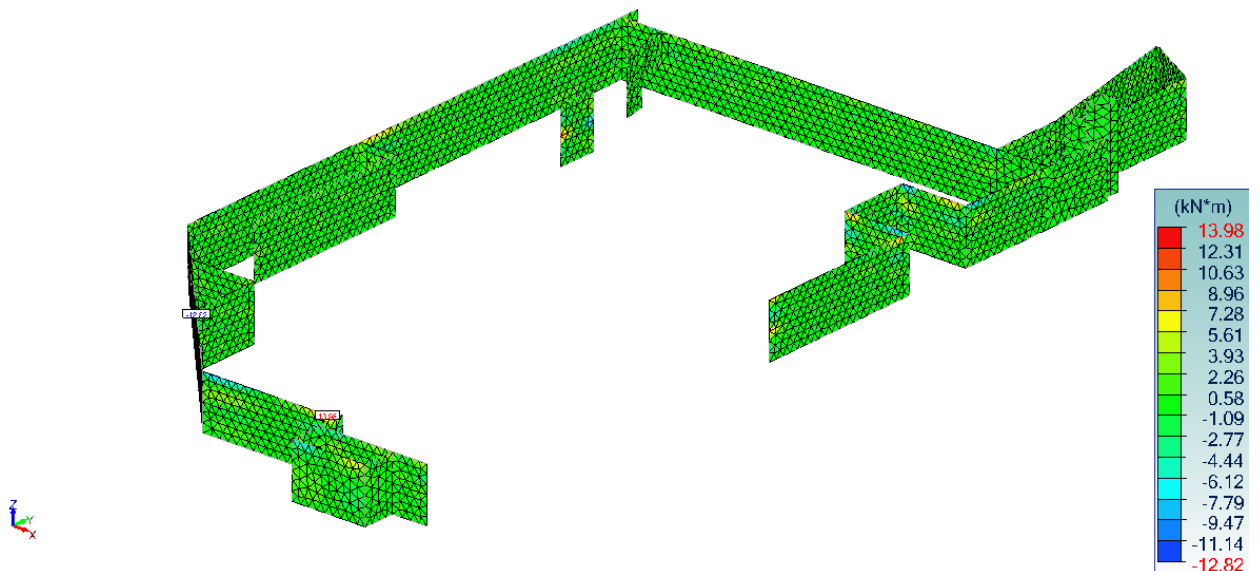


Figura 78 - Momenti Myy

9.13.1 Verifica sezione tipologica piena s=25cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.25 cm – armatura Ø16/20 verticale + Ø12/20 orizzontale

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 25\text{kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 14\text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione unitaria ha spessore 25cm ed è armata con barre Ø16/20 verticale + Ø12/20 orizzontale, con un copriferro di 45mm sulla barra esterna e 45mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,xx} = 78.2 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 25 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{xx} = M_{Sd}/M_{Rd} = 25/78.2 = 0,32$$

Titolo : L2687_Bengasi_Set100x25_xx

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	4.5
2	10.05	20.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 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 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M xRd -78.18 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 15.39 ‰
 d 20.5 cm
 x 3.799 x/d 0.1853
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

$$M_{Rd,yy} = 49.4 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 14 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 14/49 = 0,29$$

Titolo : L2687_Bengasi_Set100x25_yy

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4.5
2	5.65	20.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 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 ‰
 E_s/E_c 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M xRd 48.85 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 20.29 ‰
 d 20.5 cm
 x 3.016 x/d 0.1471
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.14 Verifica Soletta corpo scala B - Fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axz Sezione - Axz - Mappa Iso

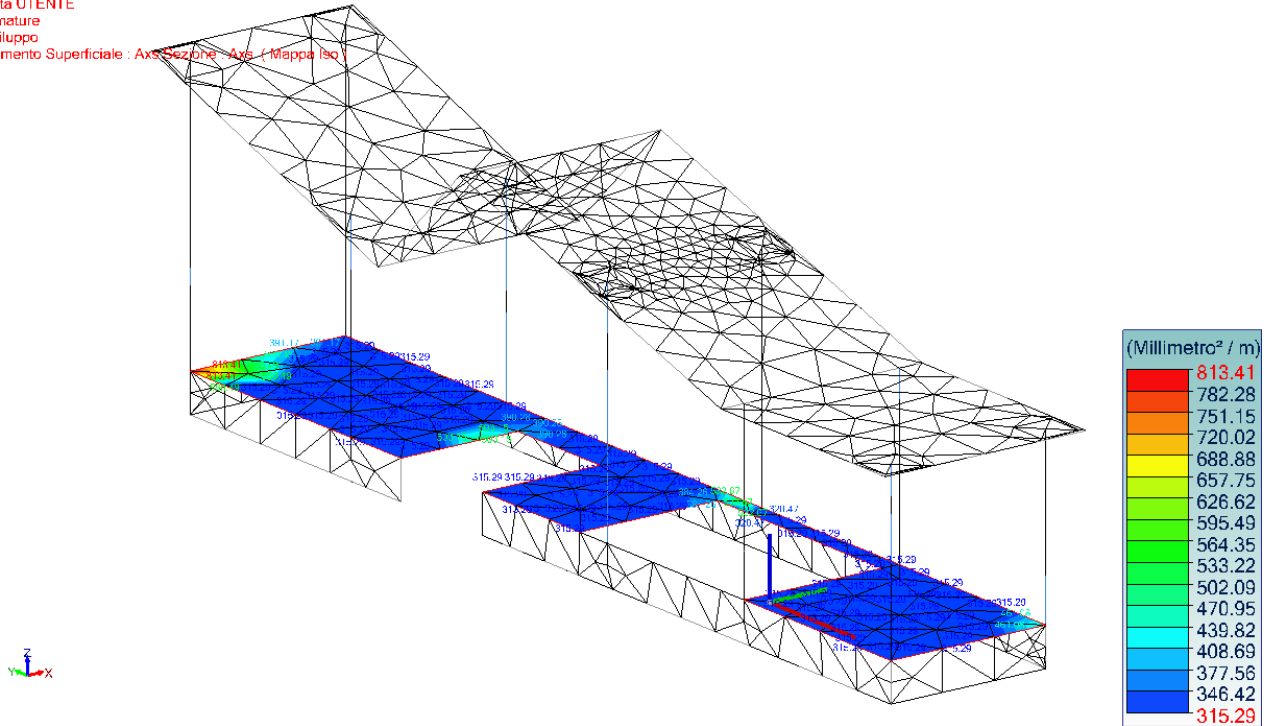


Figura 79 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayx Sezione - Ayx - Mappa Iso

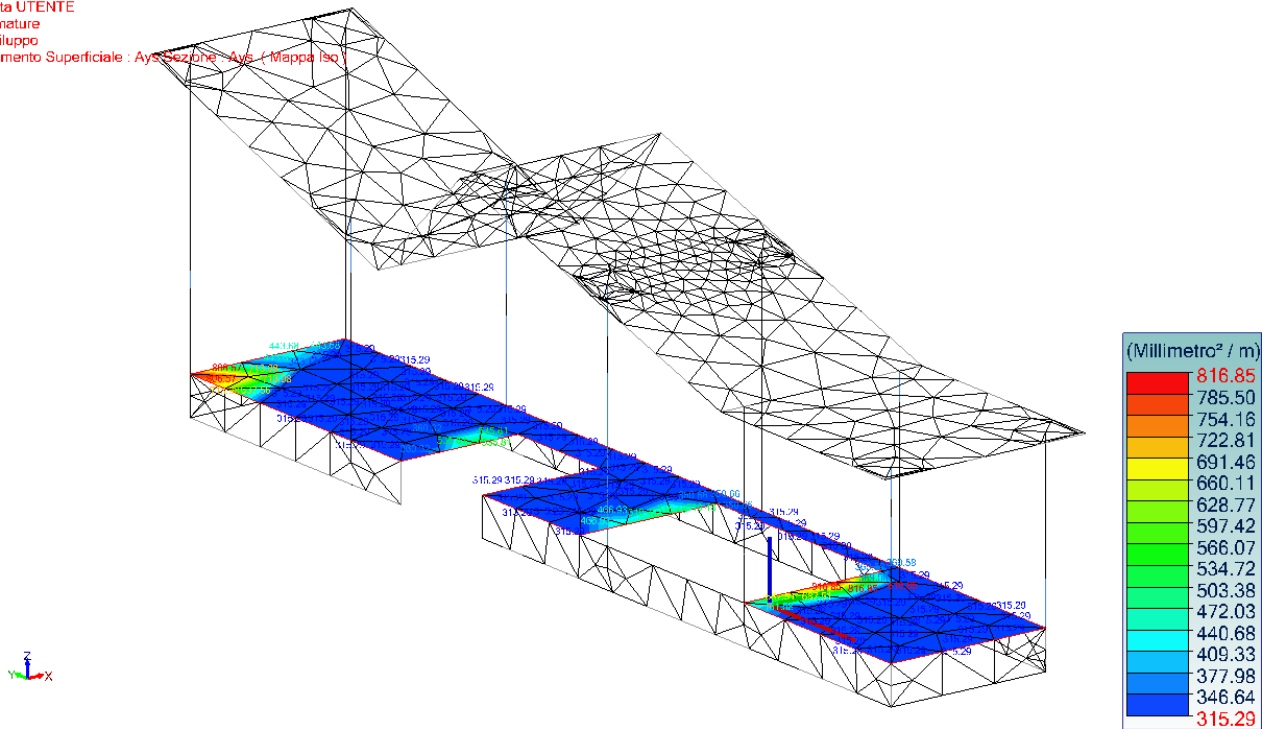


Figura 80 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ax (Sezione - Ax) (Mappa Iso)

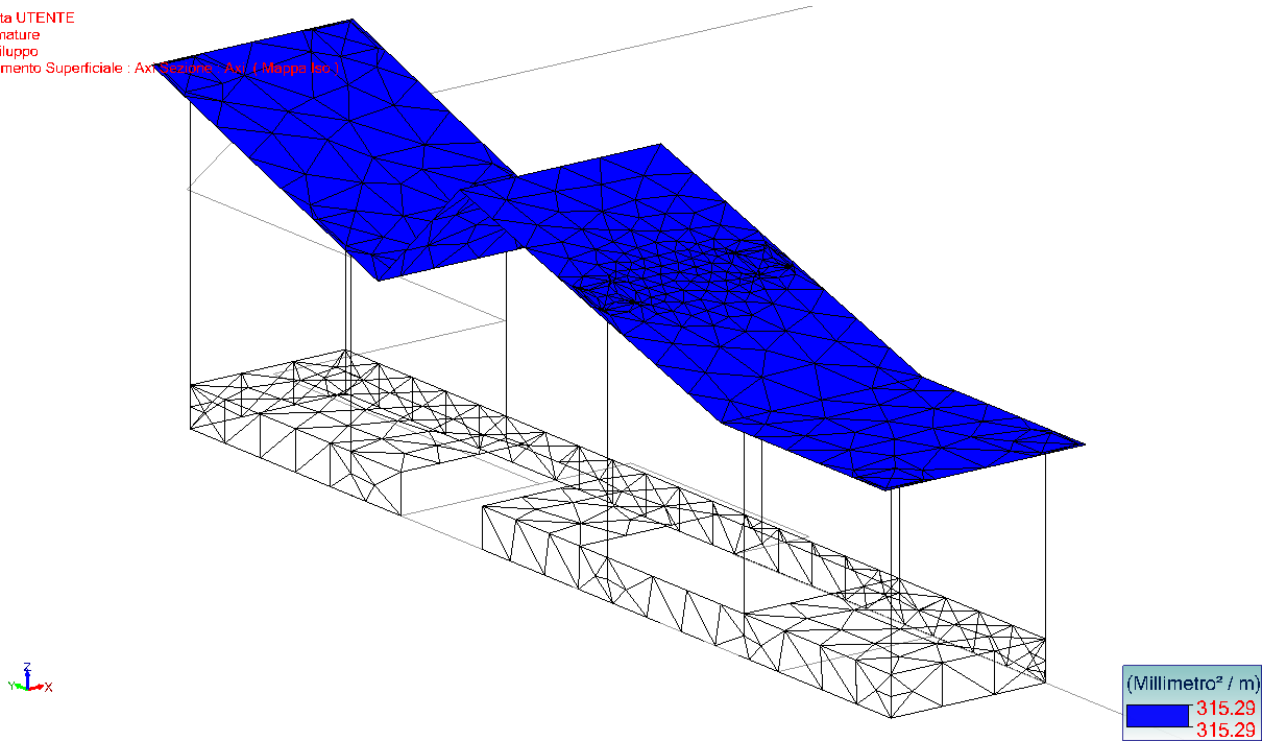


Figura 81 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ay (Sezione - Ay) (Mappa Iso)

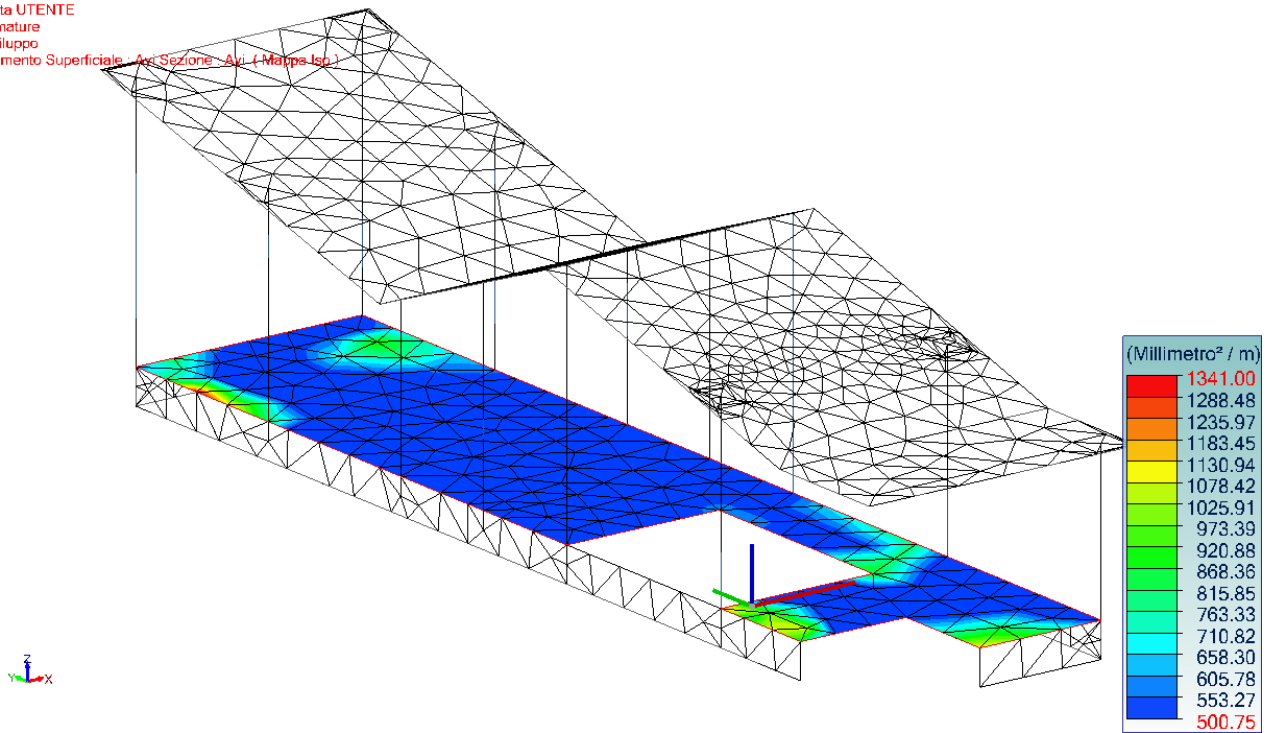


Figura 82 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Sistema globale
 Valori smussati

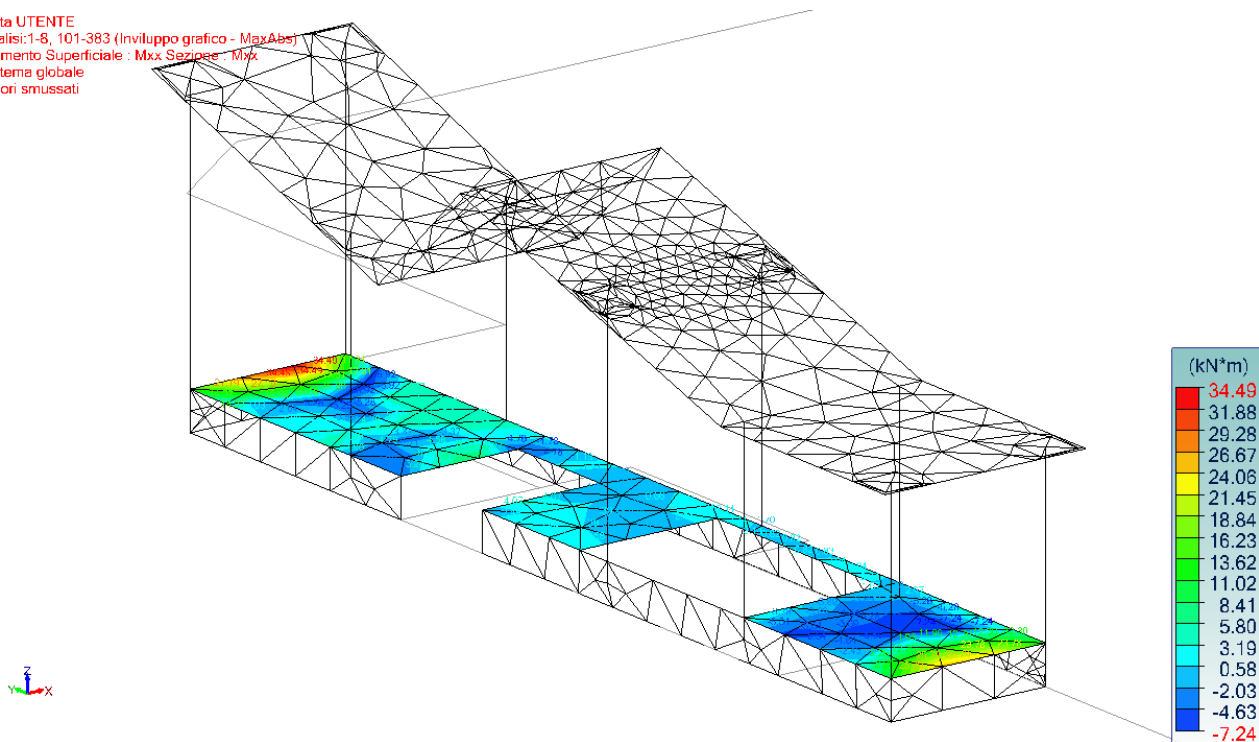


Figura 83 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Sistema globale
 Valori smussati

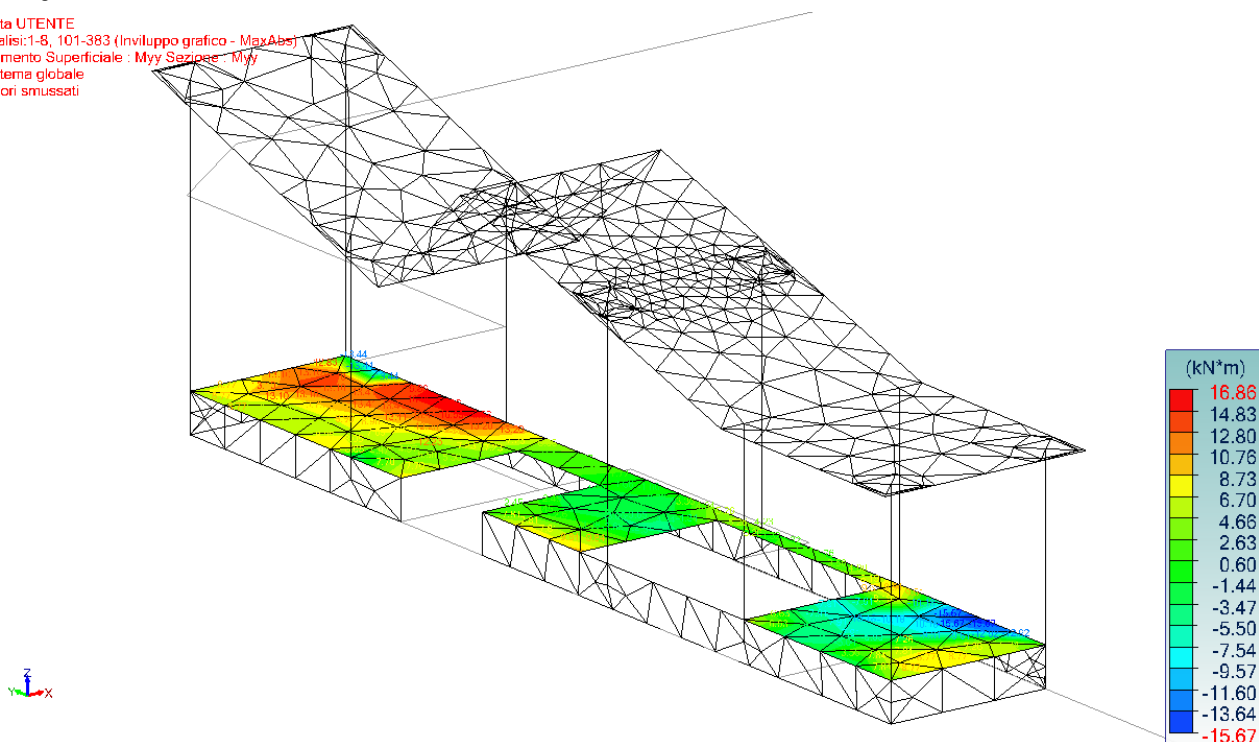


Figura 84 - Momenti Myy

9.14.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø12#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 35 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 16.9 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø12#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 35 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 17 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 35/37.5 = 0,93$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 17/37.5 = 0,47$$

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena_SCALA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	5.65	16

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Barre:
 N°: 5 ϕ : 12
 0 8
 0 8
 As: 5.65 **Calcola** **Inserisci**

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

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 37.49 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 16.4 ‰
 d 16 cm
 x 2.814 x/d 0.1759
 δ 0.7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

9.15 Verifica Soletta copertura corpo scala B - Fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Inviluppo
 Elemento Superficiale : Ax sup / Ax sup - Mappa 100

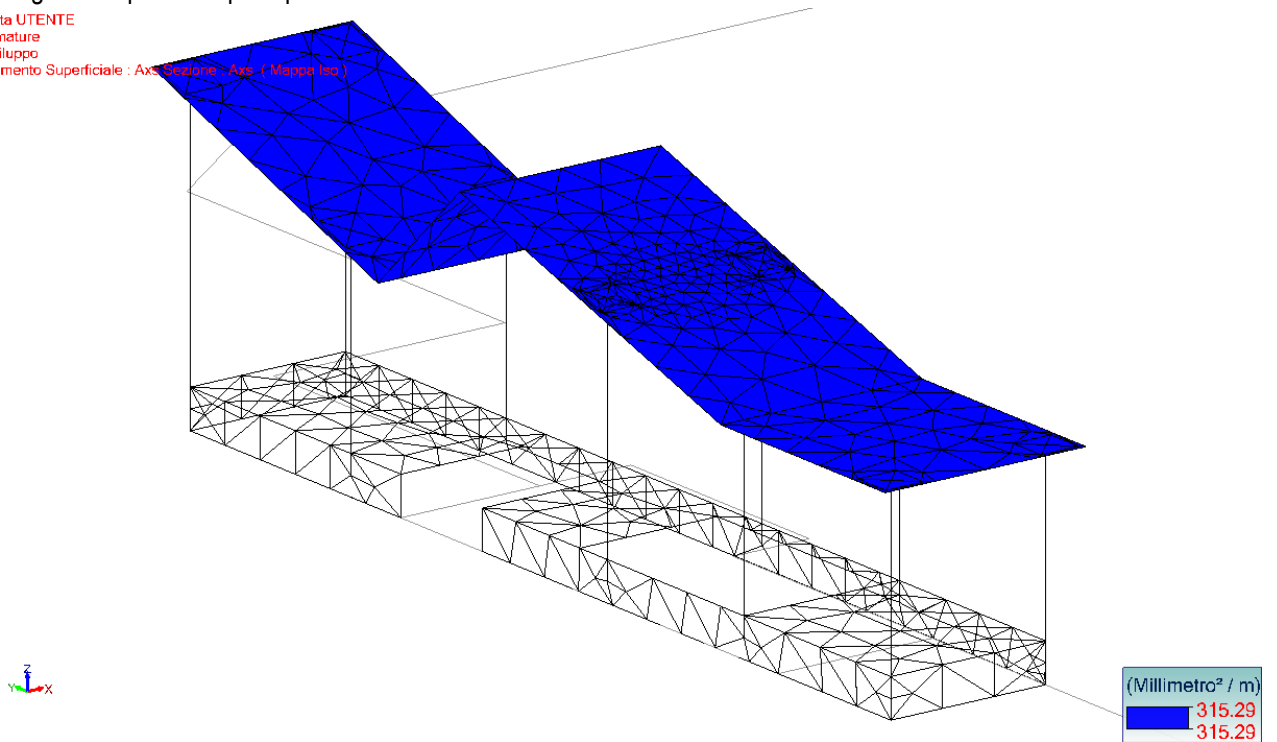


Figura 85 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Inviluppo
 Elemento Superficiale : Ay sup / Ay sup - Mappa 100

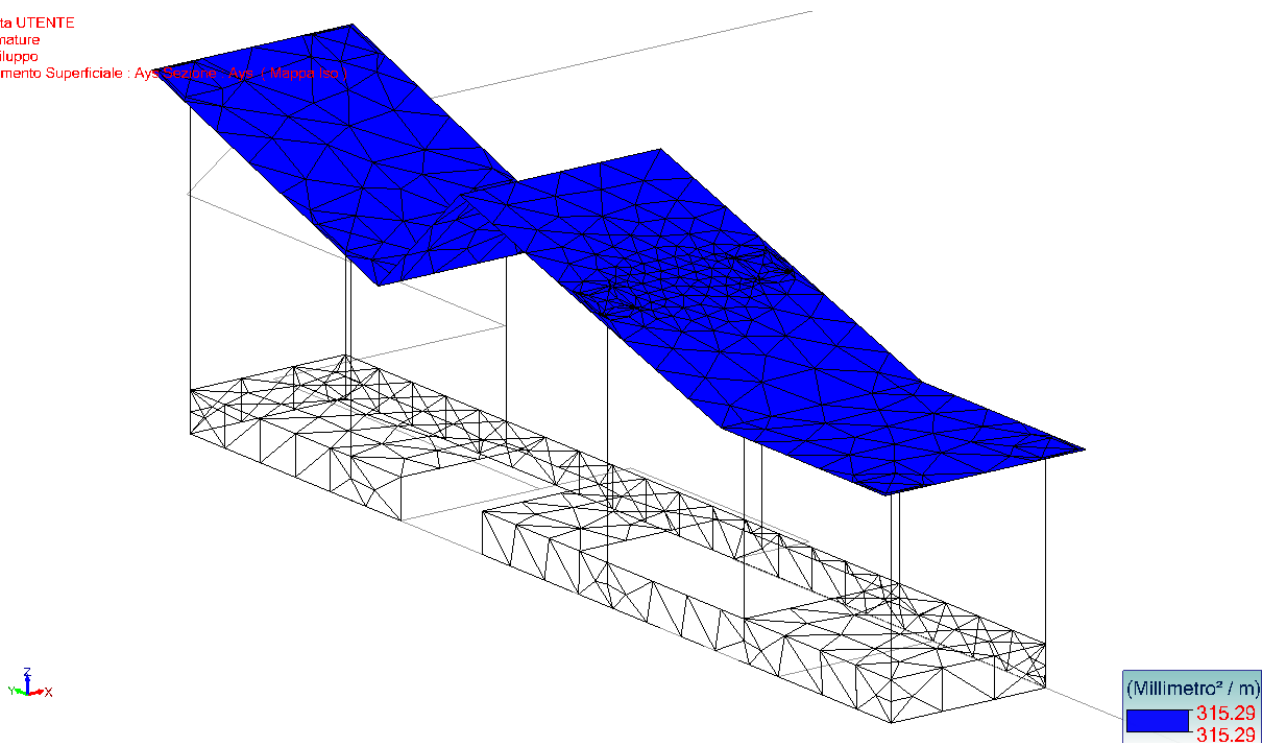


Figura 86 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Inviluppo
 Elemento Superficiale : Ax (322.22m - 315.29m) / (315.29m - 315.29m)

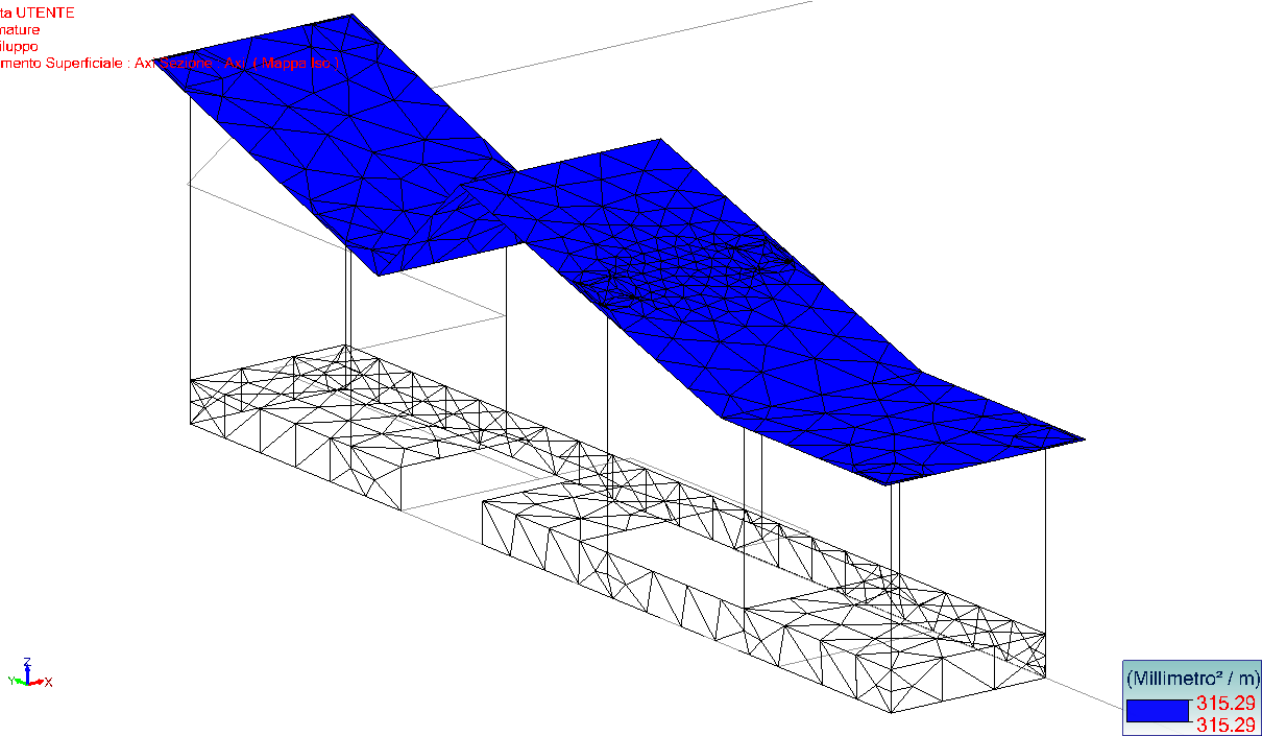


Figura 87 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Inviluppo
 Elemento Superficiale : Ay (322.22m - 315.29m) / (315.29m - 315.29m)

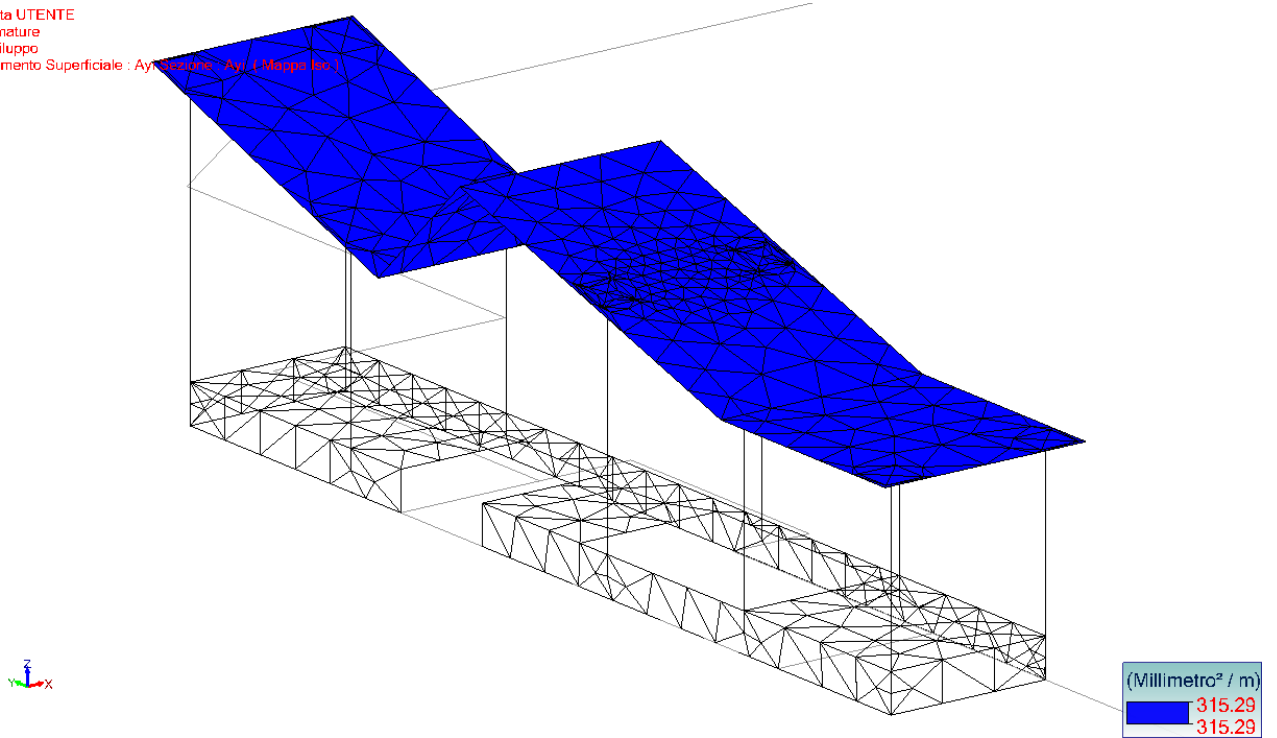


Figura 88 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - Max Abs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione: 100%
 Assi locali
 Valori smussati

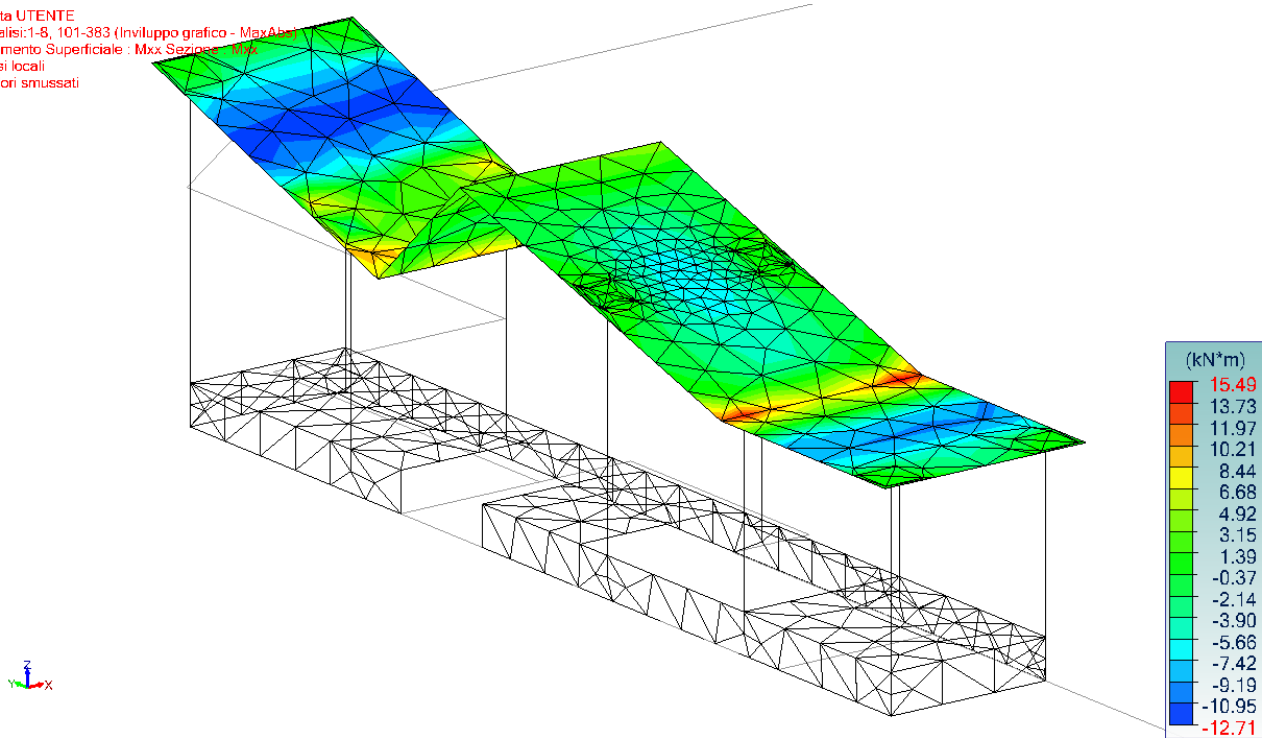


Figura 89 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - Max Abs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione: 100%
 Assi locali
 Valori smussati

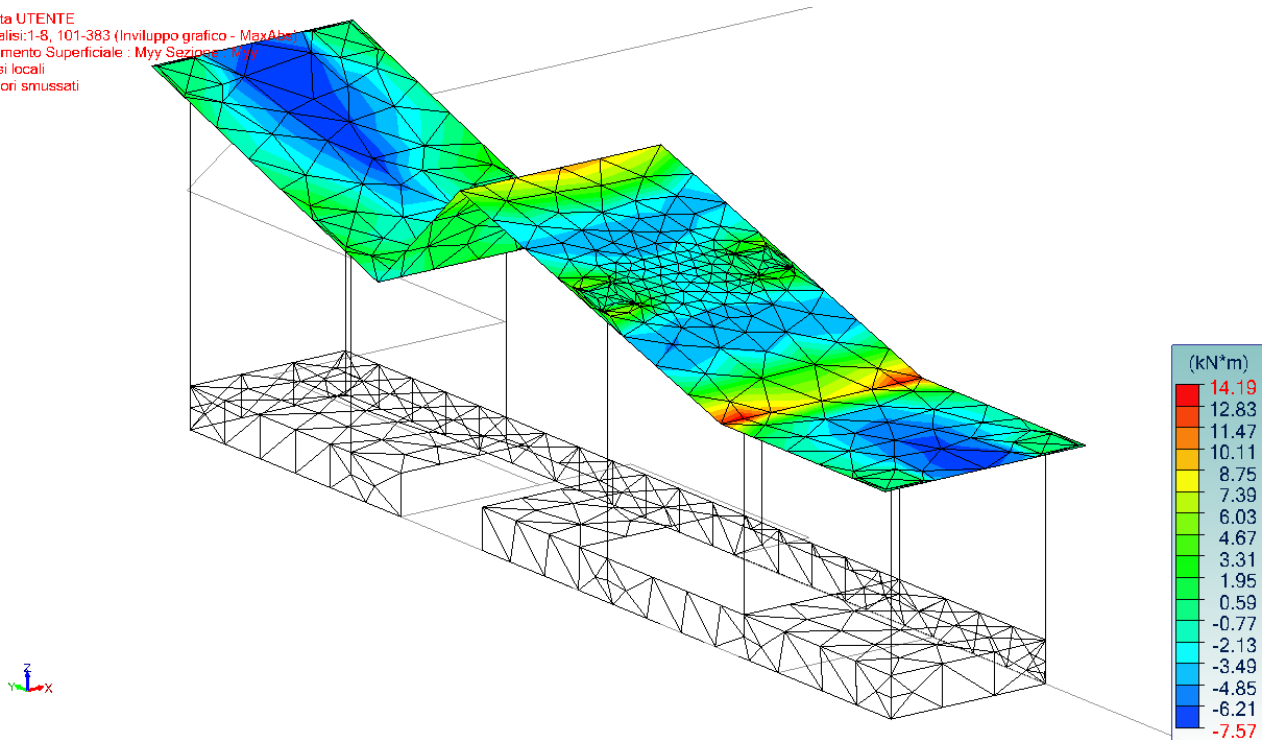


Figura 90 - Momenti Myy

9.15.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø12#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 15.5 \text{ kNm/m}$

$M_{sd,yy} = 15 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø12#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 15.5 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 15 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 15.5/37.5 = 0,41$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 15/37.5 = 0,40$$

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena_SCALA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	5.65	16

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Barre:
 N°: 5 ϕ : 12
 0 8
 0 8
 As: 5.65 **Calcola** **Inserisci**

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

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 37.49 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 16.4 ‰
 d 16 cm
 x 2.814 x/d 0.1759
 δ 0.7

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione:
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

9.16 Verifica Soletta corpo scala C - Fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

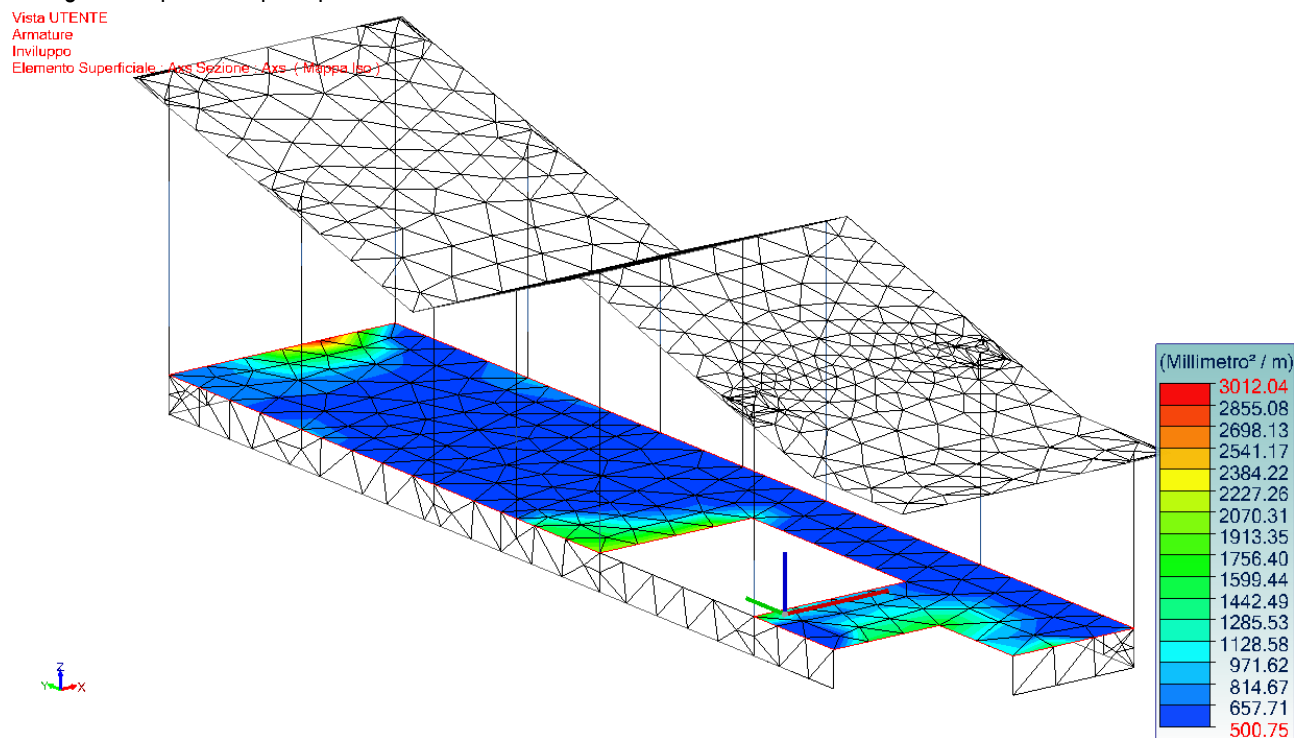


Figura 91 - Armatura Ax sup

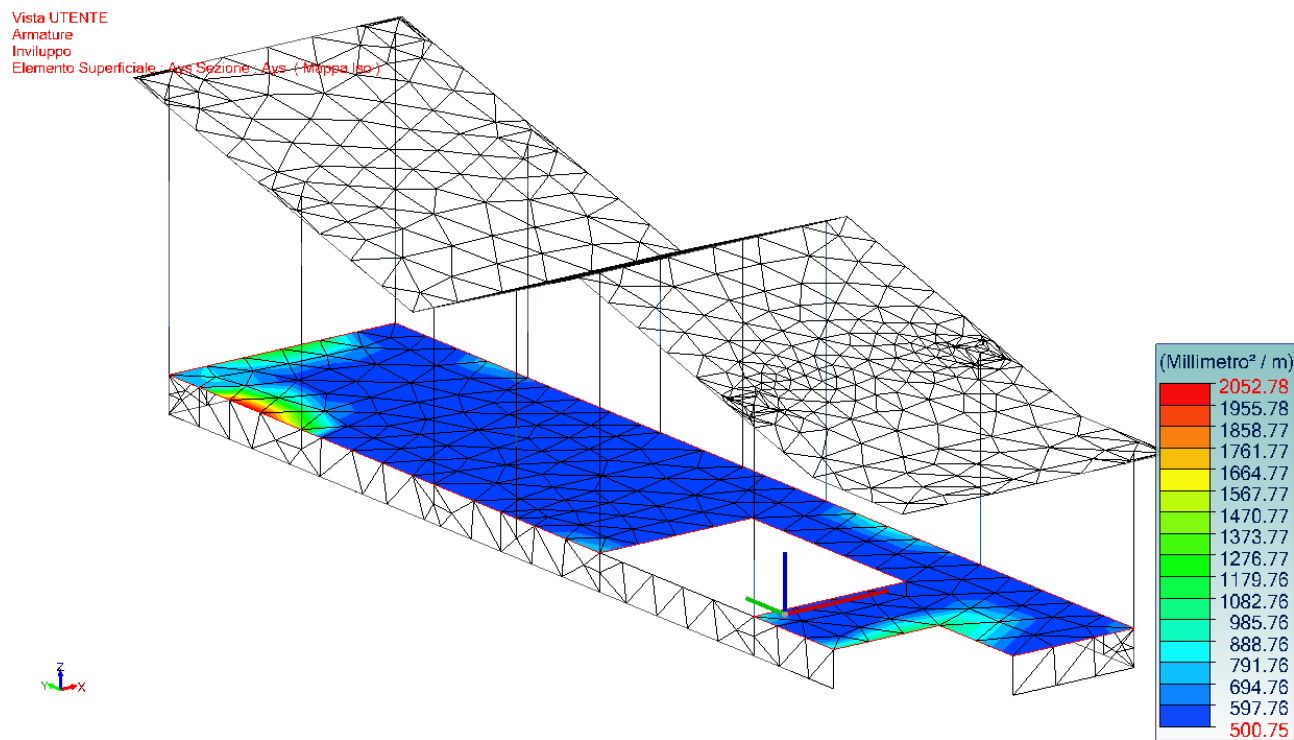


Figura 92 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale - Assi Sezione - Ax1 - (Mappa Iso)

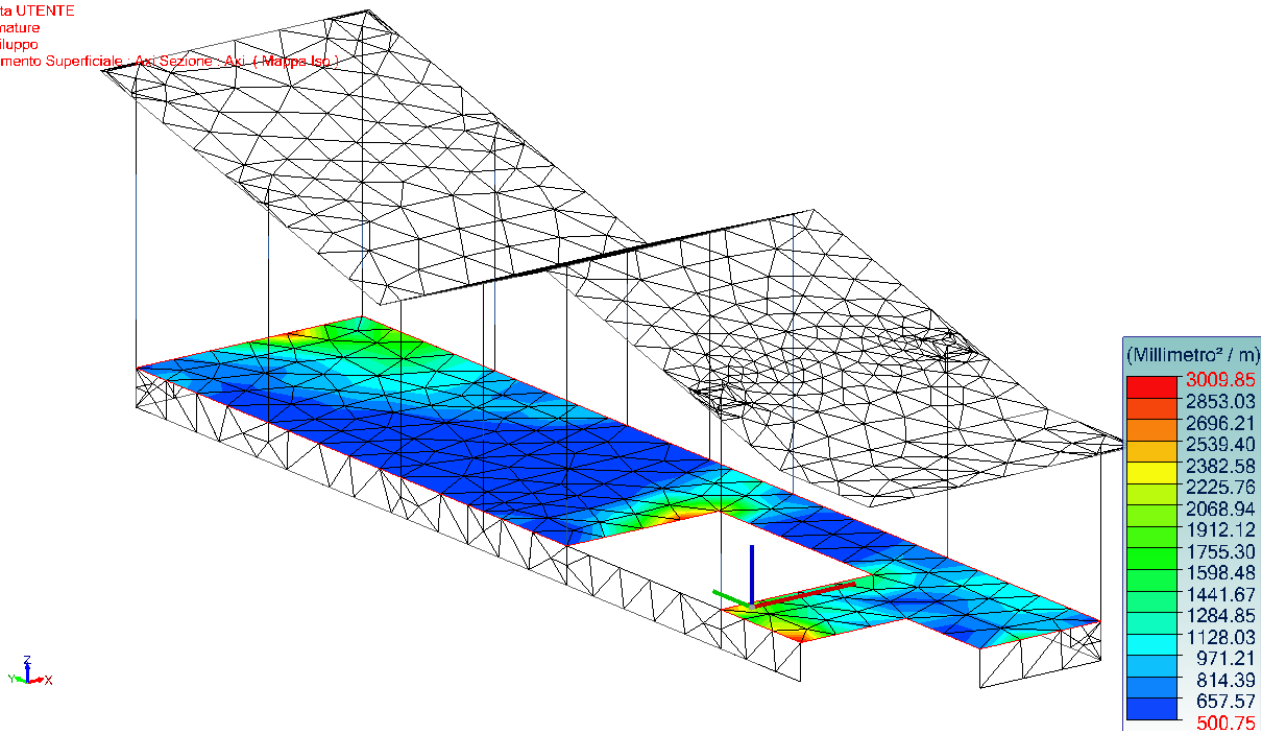


Figura 93 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale - Assi Sezione - Ay1 - (Mappa Iso)

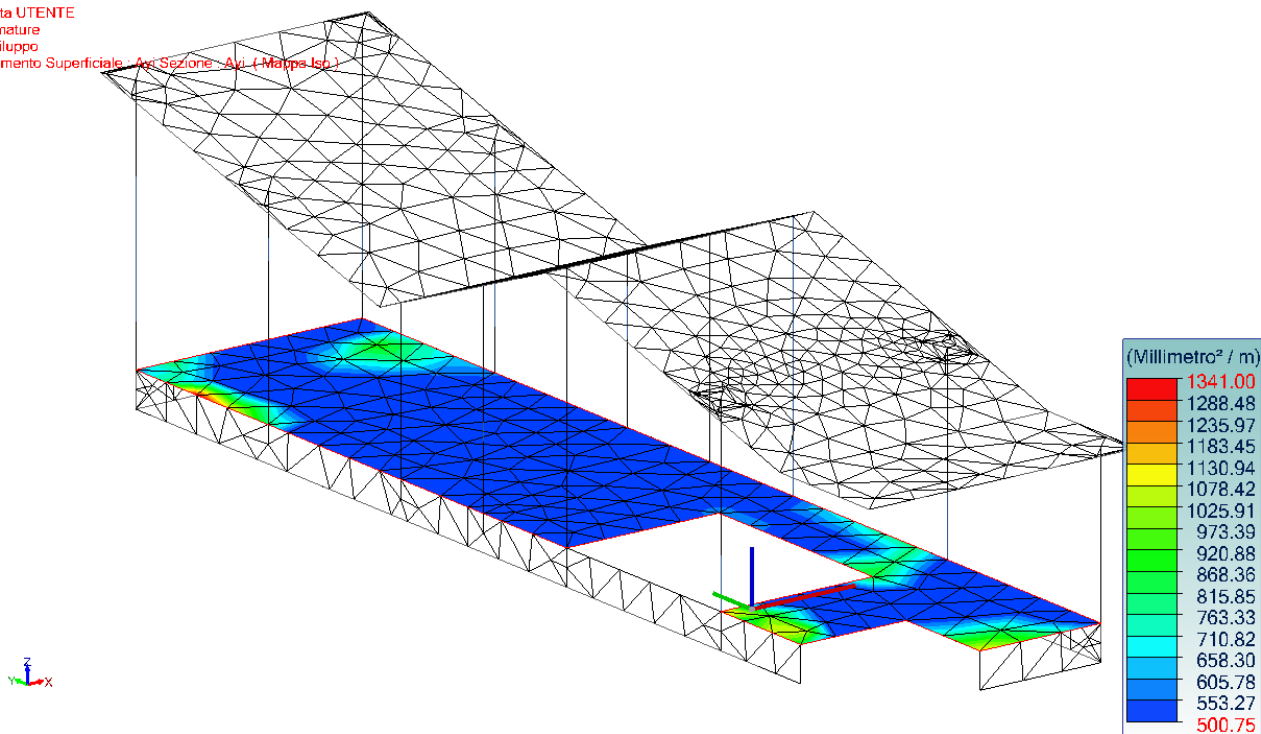


Figura 94 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

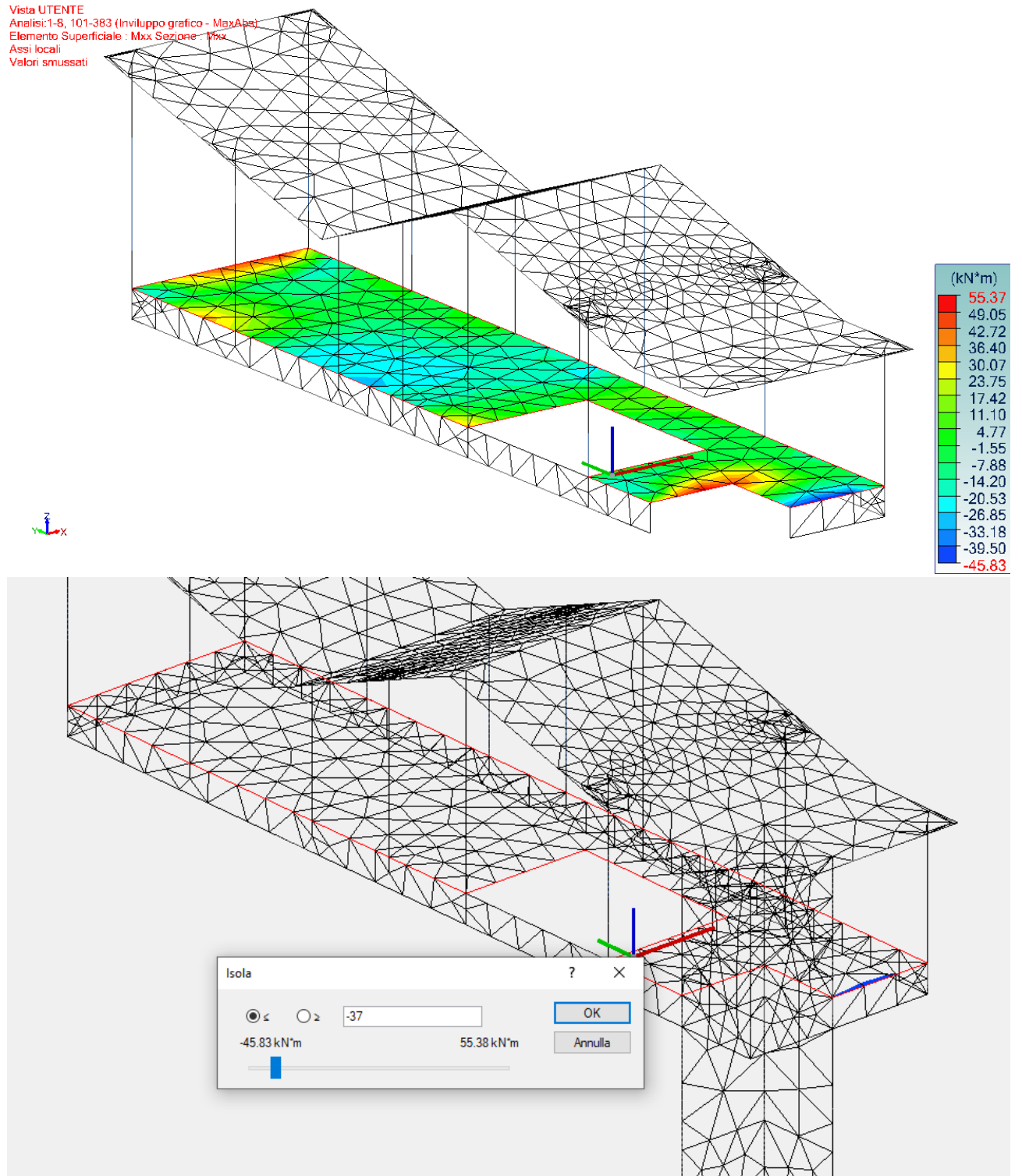


Figura 95 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

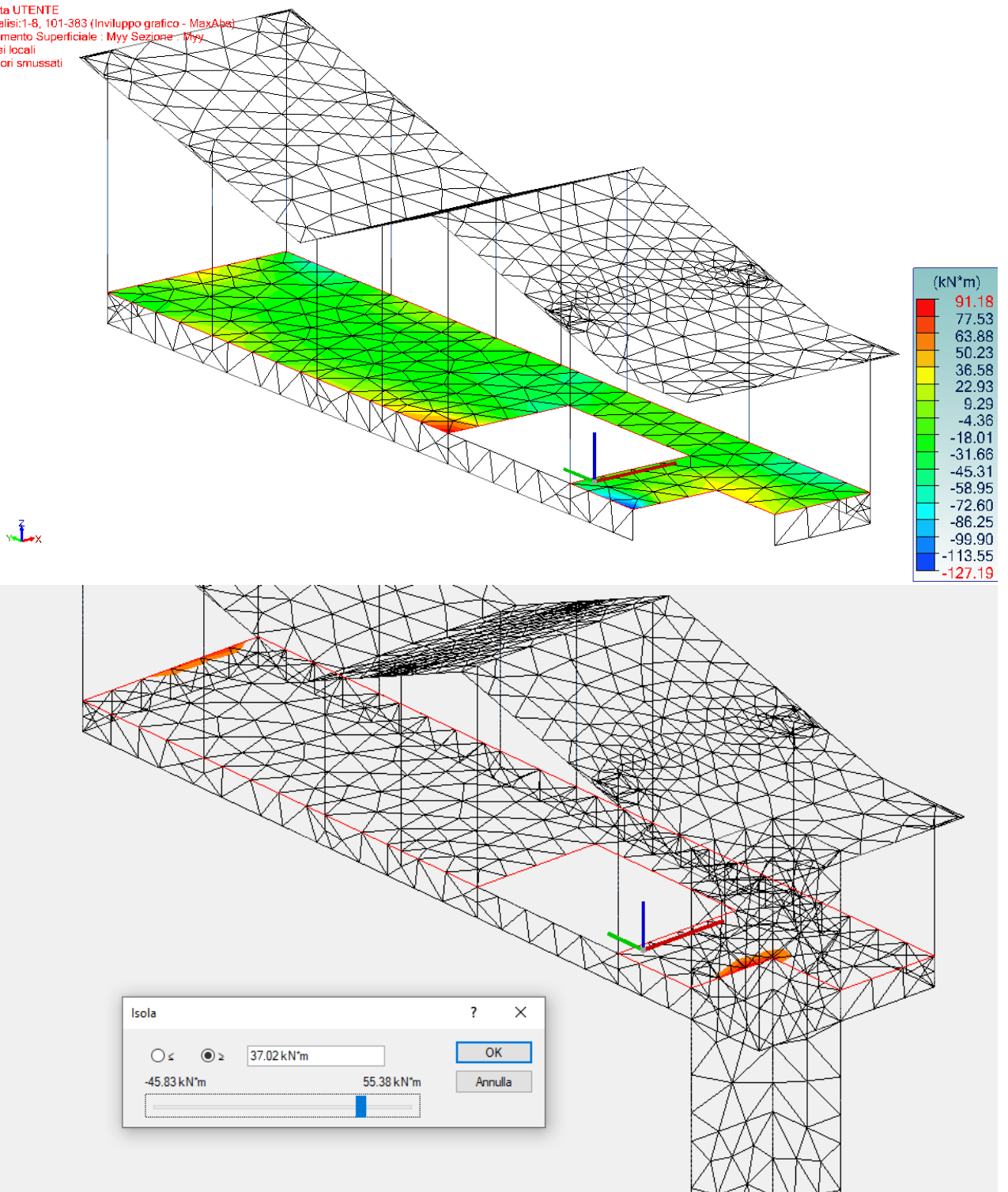


Figura 96 - Momenti Myy

COME SI DENOTA DALL'IMMAGINI SOPRASTANTI, I PICCHI DI MOMENTO IN DIREZIONE XX E YY SONO ISOLATI IN ALCUNE PORZIONI DELLA MESH E DOVE VI SONO I COLLEGAMENTI CON ALTRI ELEMENTI STRUTTURALI CONTINUI.

A FAVORE DI SICUREZZA SI CONSIDERANO I LIMITI SUPERIORI E INFERIORI.

9.16.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø12#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 37 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 37 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

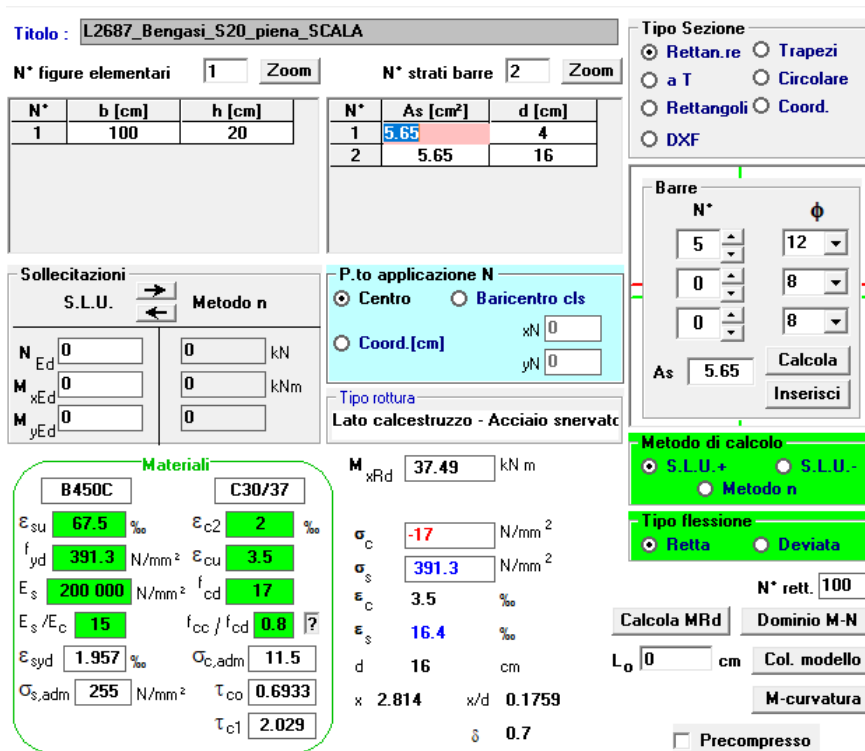
La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø12#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 37 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 37 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 37/37.5 = 0,99$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 37/37.5 = 0,99$$



TITOLO: L2687_Bengasi_S20_piena_SCALA

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5.65	4
			2	5.65	16

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

Barre: N° 5 φ 12

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

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

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933

τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 37.49 kNm

σ_c -17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 ‰

ϵ_s 16.4 ‰

d 16 cm

x 2.814 x/d 0.1759

δ 0.7

Calcola MRd **Calcola M-N** **M-curvatura**

Precompresso

9.17 Verifica Soletta copertura corpo scala C - Fase 1

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ax1 (0,0/0,00 - 0,00 - 0,00) (0,00)

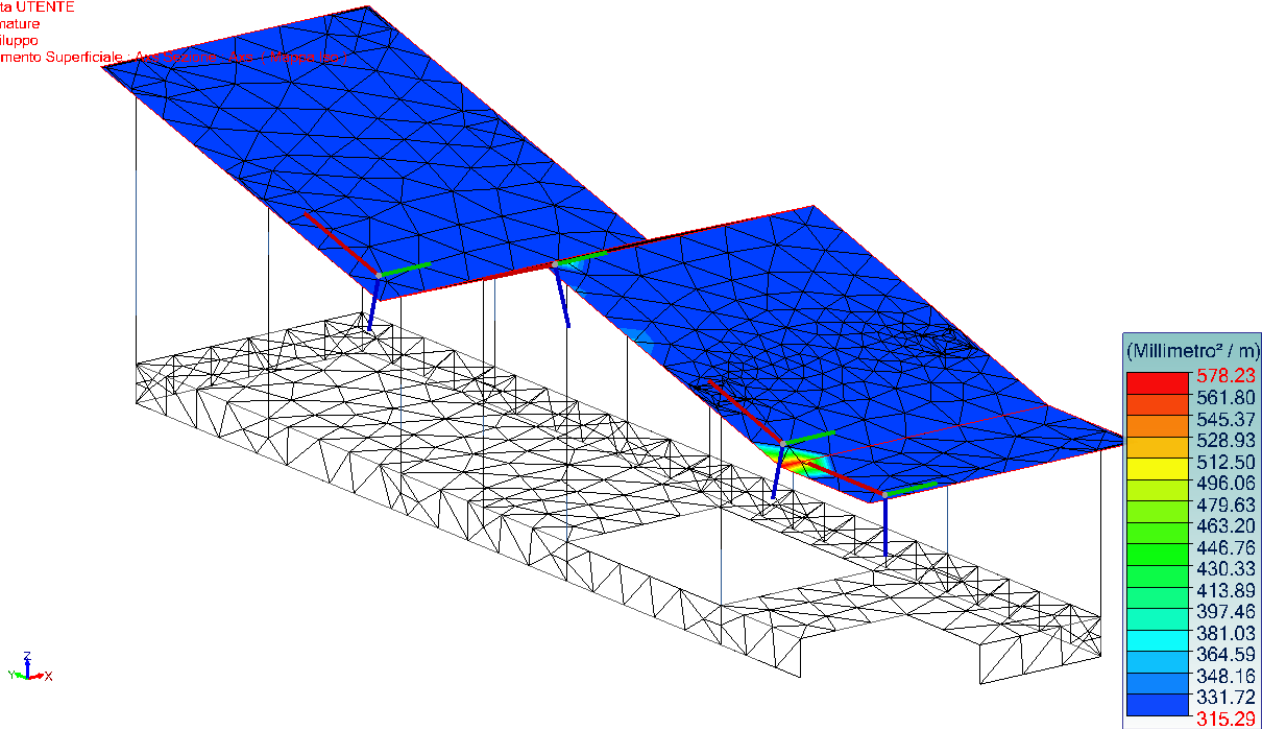


Figura 97 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ay1 (0,0/0,00 - 0,00 - 0,00) (0,00)

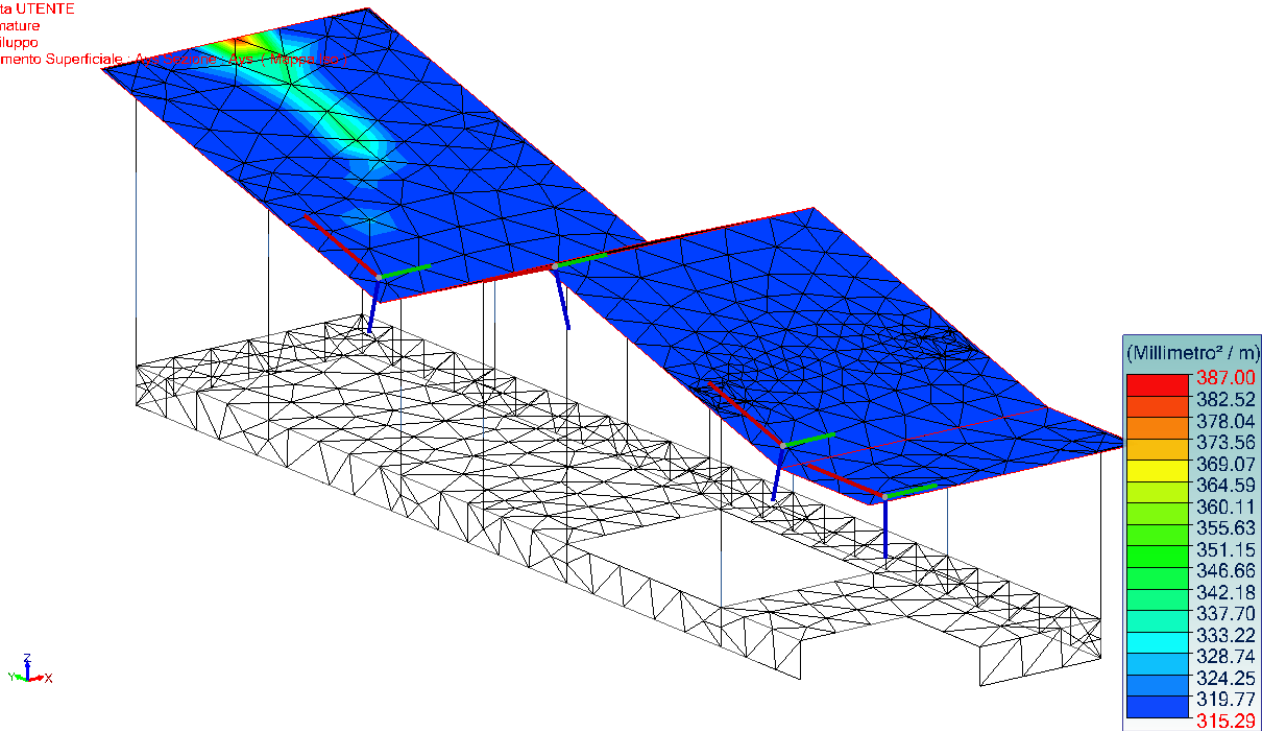


Figura 98 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale: Ax (22/20m - Ax) (Ritorno for.)

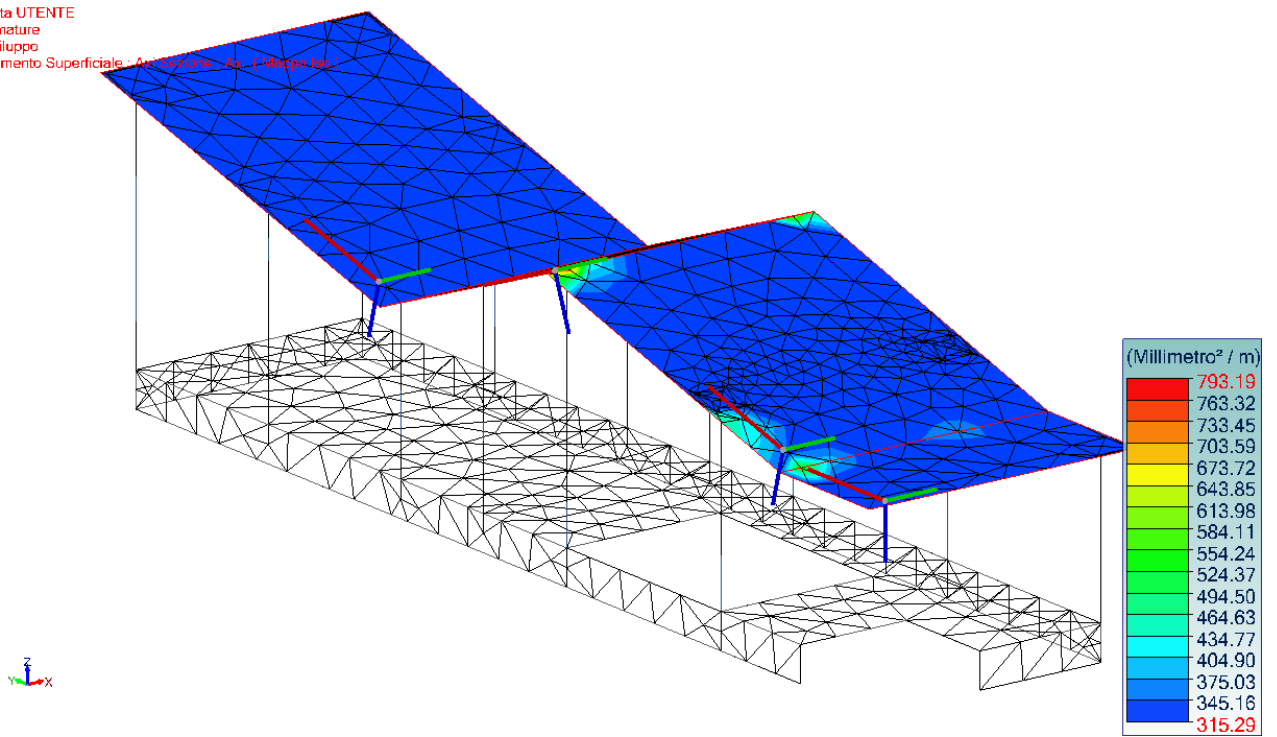


Figura 99 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale: Ay (22/20m - Ay) (Ritorno for.)

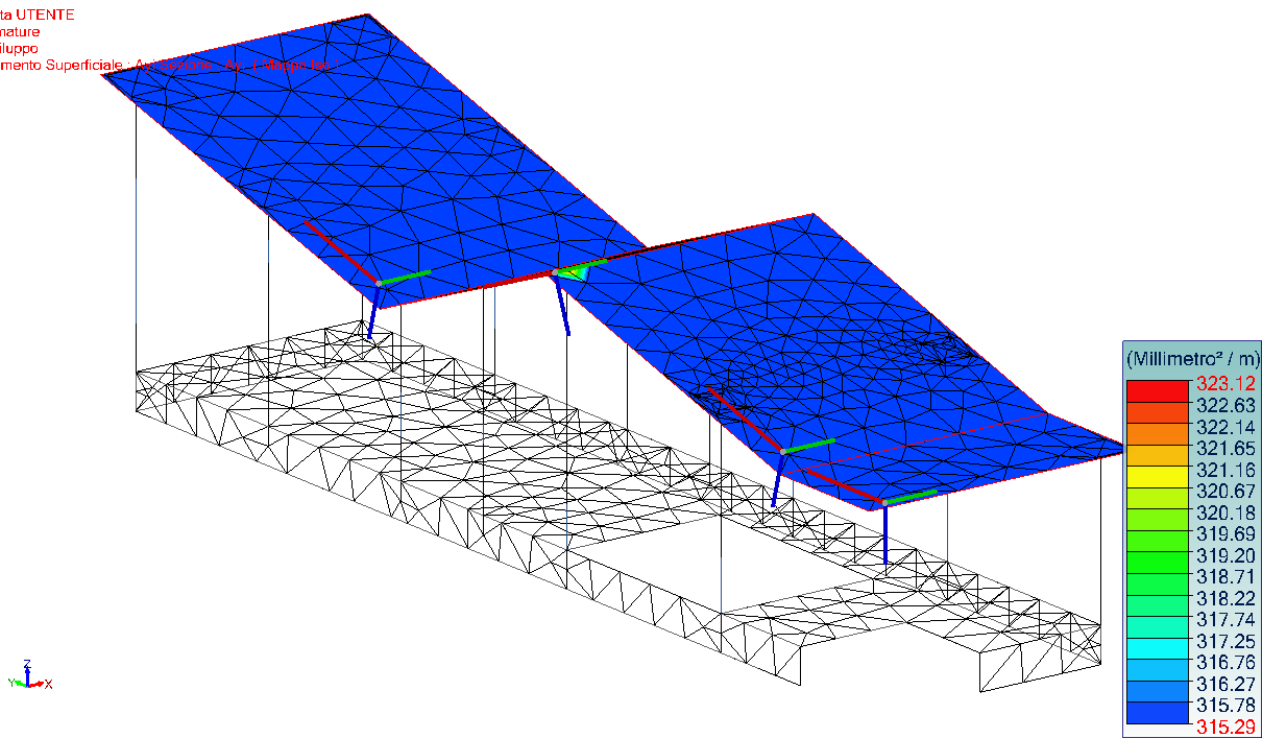


Figura 100 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE

Analisi:1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbsol)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione
 Assi locali
 Valori smussati

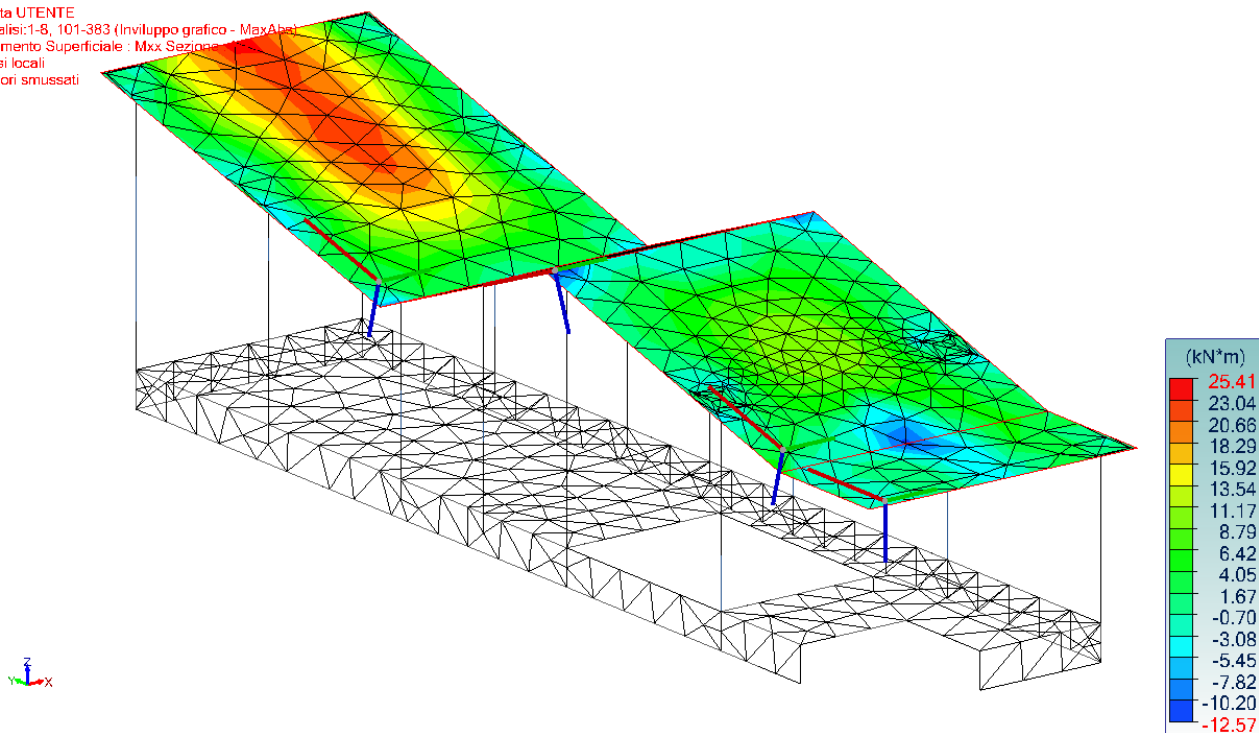


Figura 101 – Momenti Mxx

Vista UTENTE

Analisi:1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbsol)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione
 Assi locali
 Valori smussati

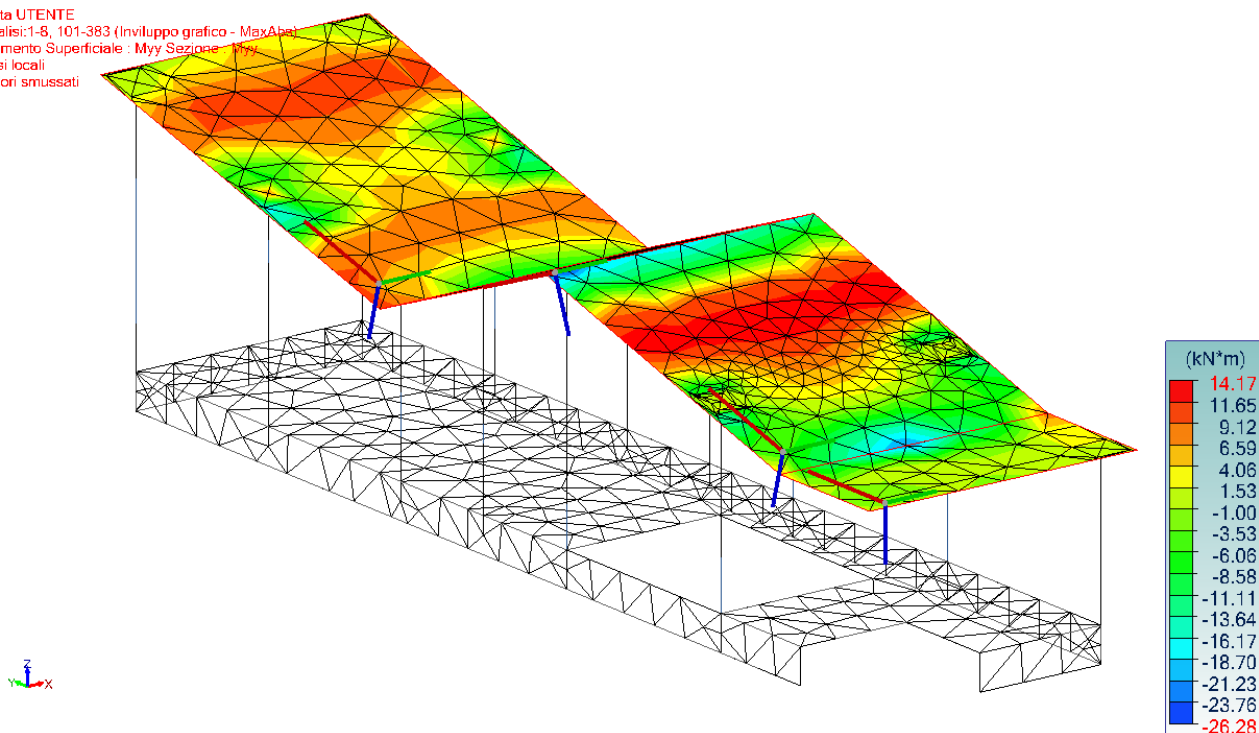


Figura 102 - Momenti Myy

9.17.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø12#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 25.4 \text{ kNm/m}$

$M_{sd,yy} = 26.3 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø14#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 25.4 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 26.3 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 25.4/37.5 = 0,67$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 26.3/37.5 = 0,70$$

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena_SCALA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	5.65	16

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Barre
 N°: 5 ϕ : 12
 0 8
 0 8
 As: 5.65 **Calcola** **Inserisci**

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

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

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
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11.5
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6933
 τ_{c1} : 2.029

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli
 M_{xRd} : 37.49 kN m
 σ_c : -17 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 16.4 ‰
 d: 16 cm
 x: 2.814 x/d: 0.1759
 δ : 0.7

N° rett.: 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_o : 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

9.18 Verifica Soletta corpo scala A – Fase 2

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armatura
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

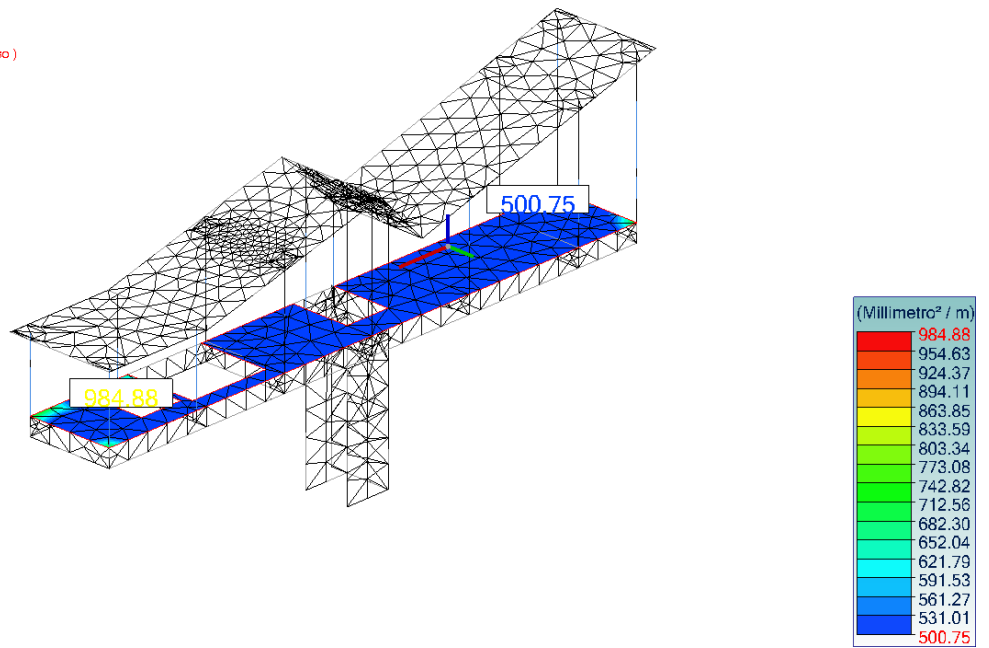


Figura 103 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armatura
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

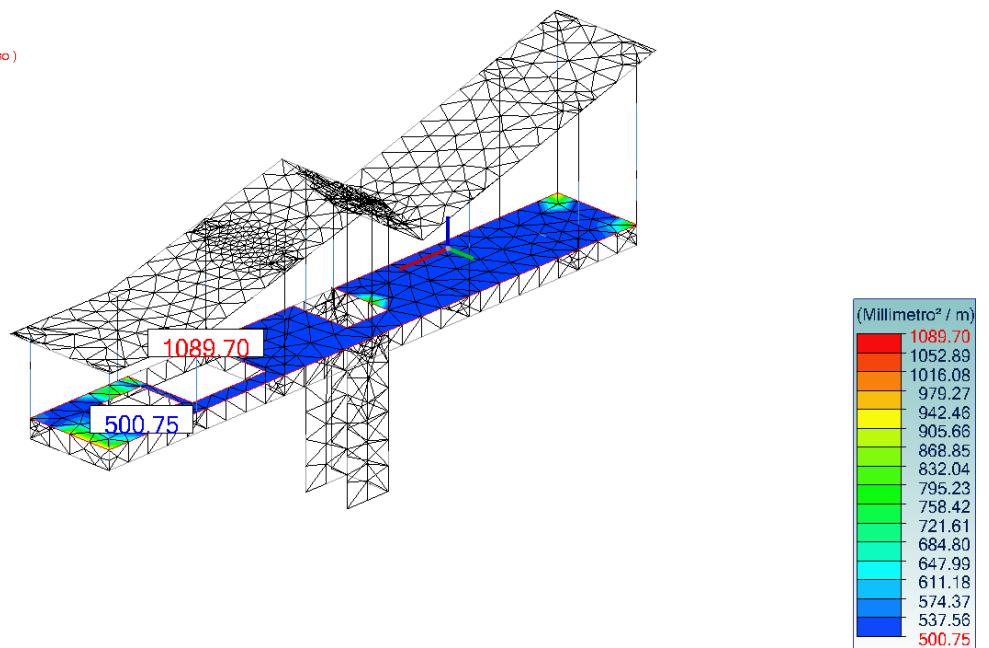


Figura 104 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

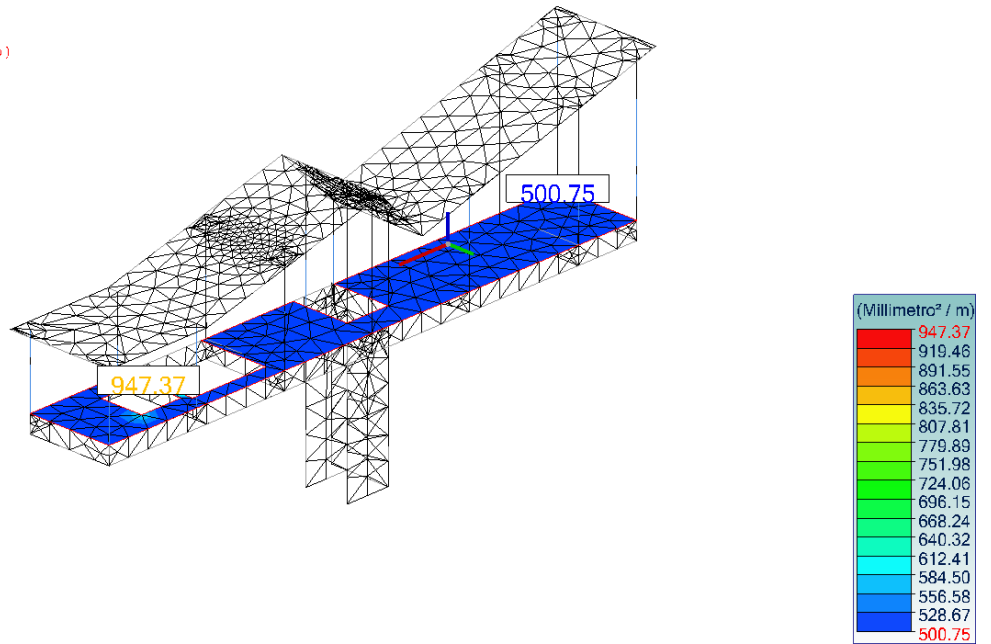


Figura 105 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ayi Sezione : Ayi (Mappa Iso)

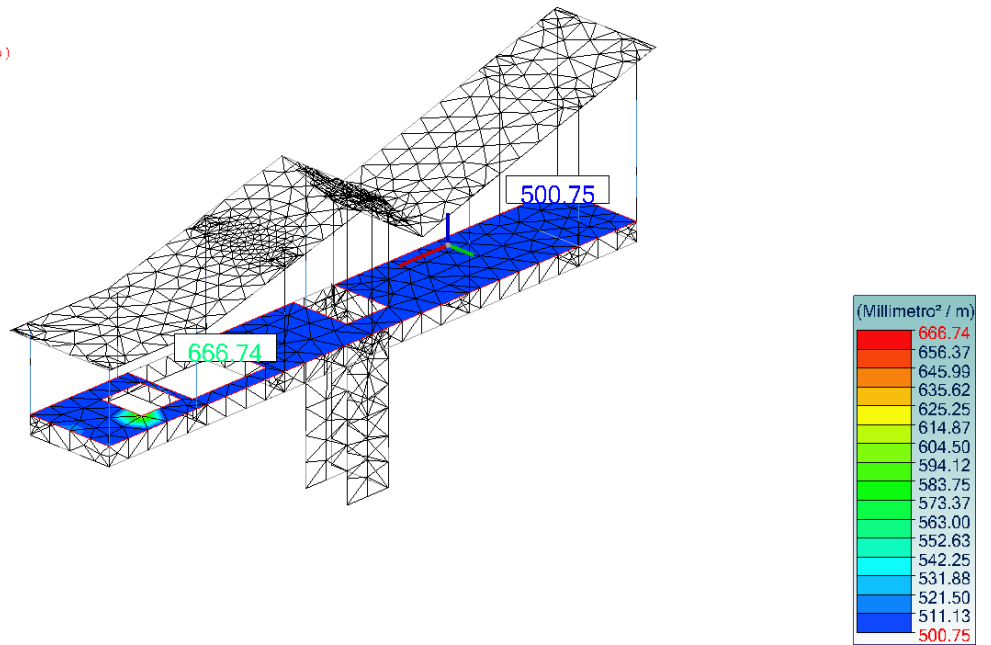


Figura 106 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale: Mxx Sezione: Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

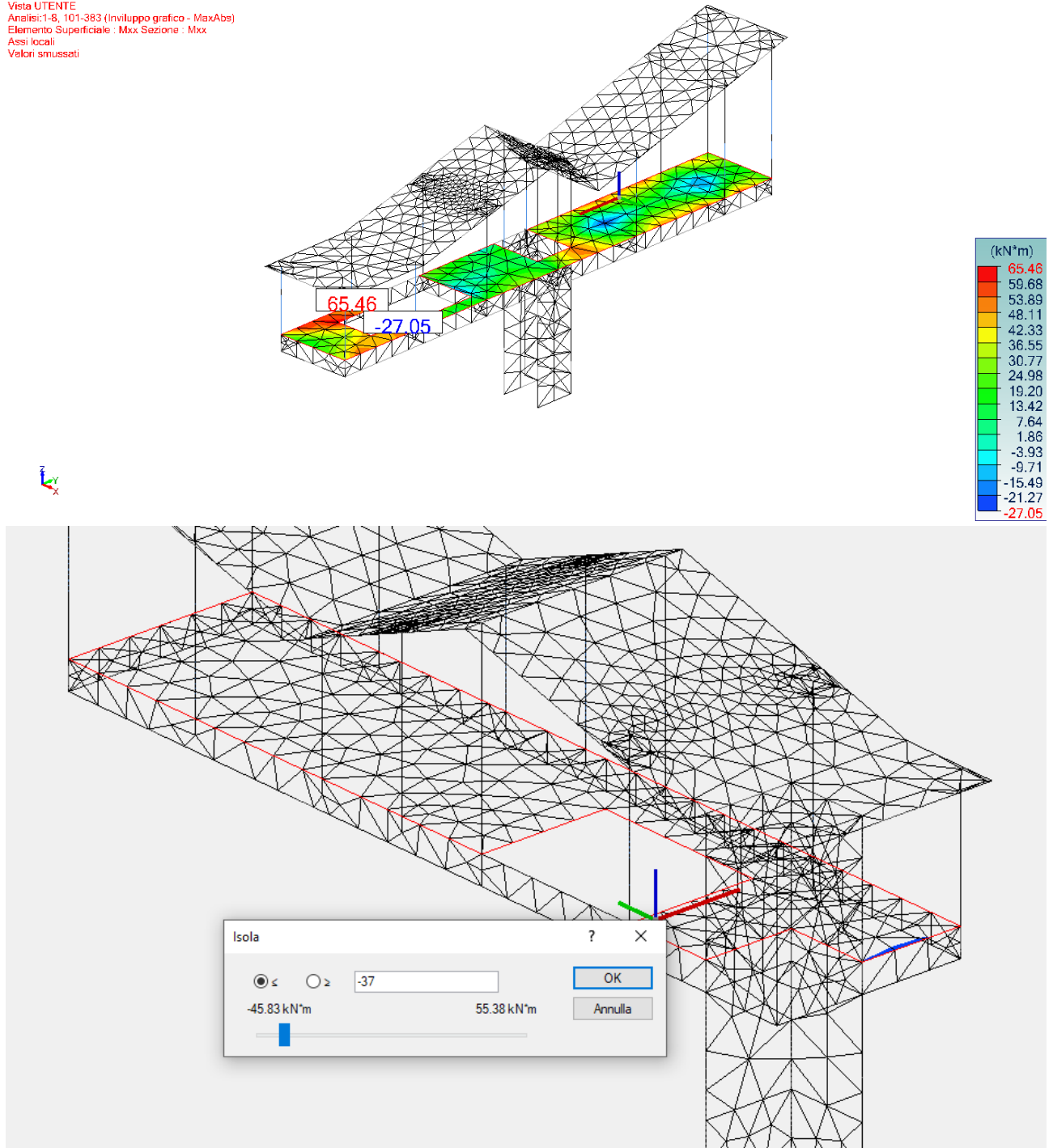


Figura 107 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

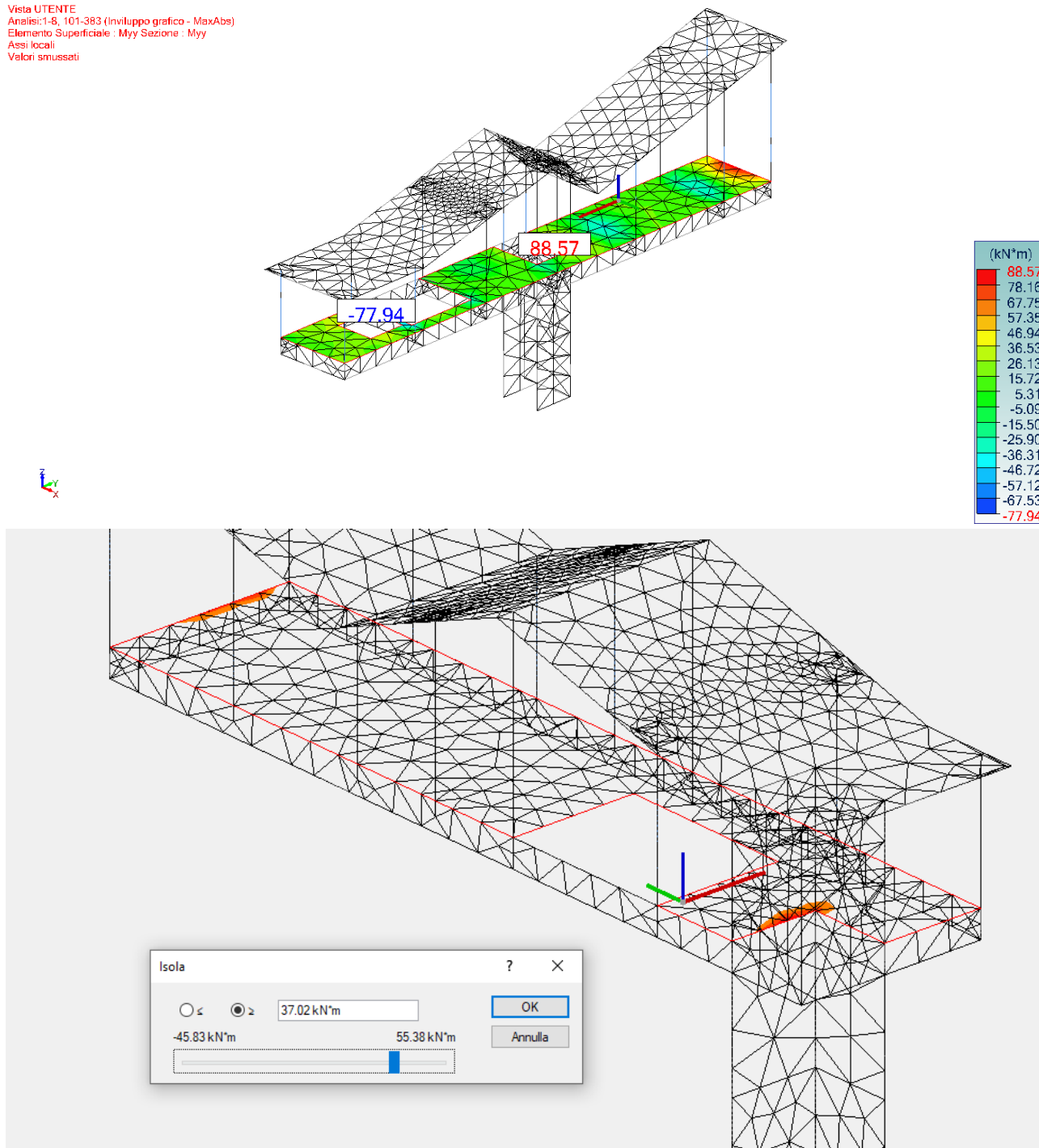


Figura 108 - Momenti Myy

COME SI DENOTA DALL'IMMAGINI SOPRASTANTI, I PICCHI DI MOMENTO IN DIREZIONE XX E YY SONO ISOLATI IN ALCUNE PORZIONI DELLA MESH E DOVE VI SONO I COLLEGAMENTI CON ALTRI ELEMENTI STRUTTURALI CONTINUI.

A FAVORE DI SICUREZZA SI CONSIDERANO I LIMITI SUPERIORI E INFERIORI.

9.18.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolo semplificato, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche compressive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø12#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 37 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 37 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø12#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 37 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 37 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 37/37.5 = 0,99$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 37/37.5 = 0,99$$

Titolo: L2687_Bengasi_S20_piena_SCALA

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	5.65	16

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Barre
 N°: 5 φ: 12
 0 8
 0 8
 As: 5.65 Calcola Inserisci

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
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

M_{xRd} 37.49 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 16.4 ‰
 d 16 cm
 x 2.814 x/d 0.1759
 δ 0.7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.19 Verifica Soletta copertura corpo scala A – Fase 2

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

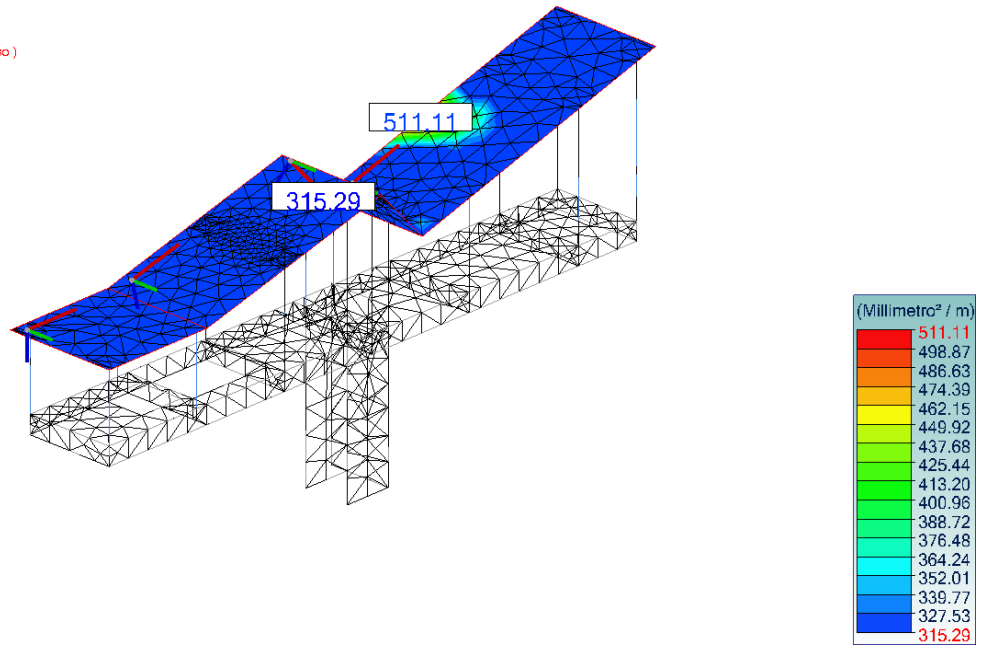


Figura 109 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

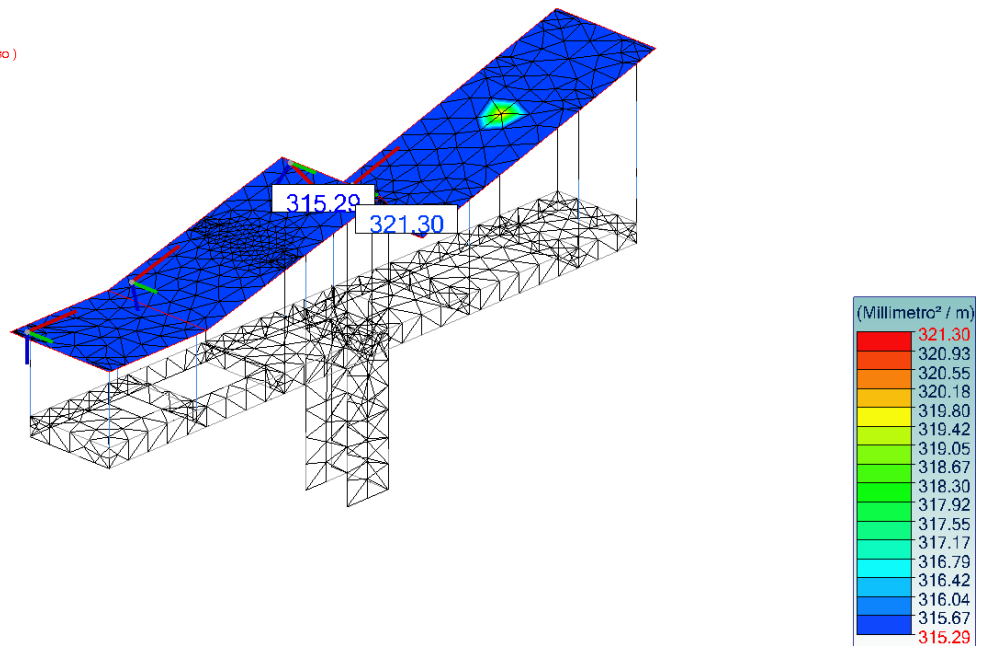


Figura 110 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

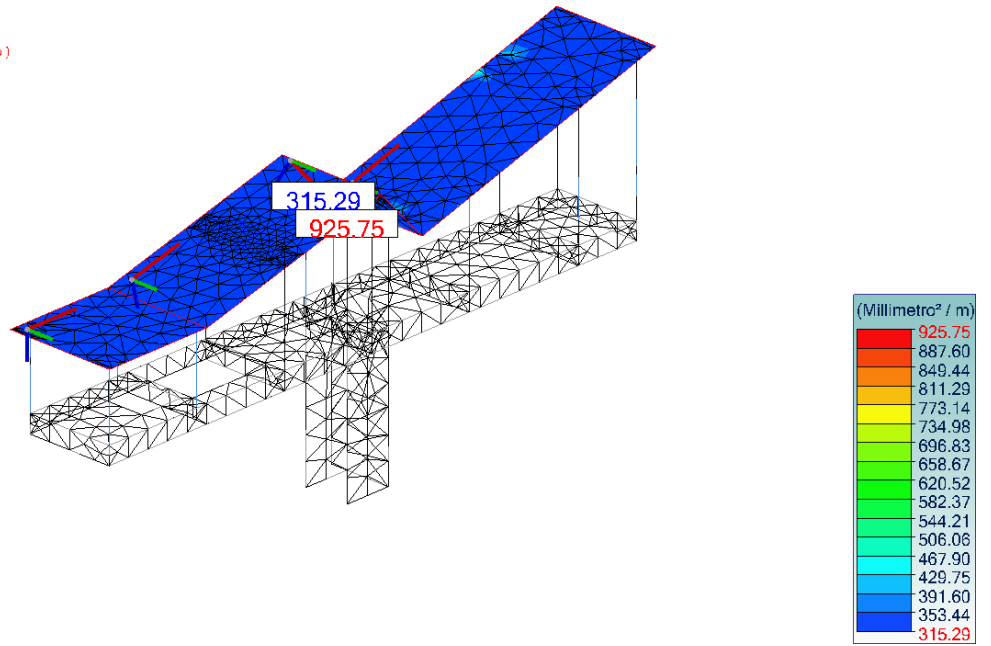


Figura 111 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

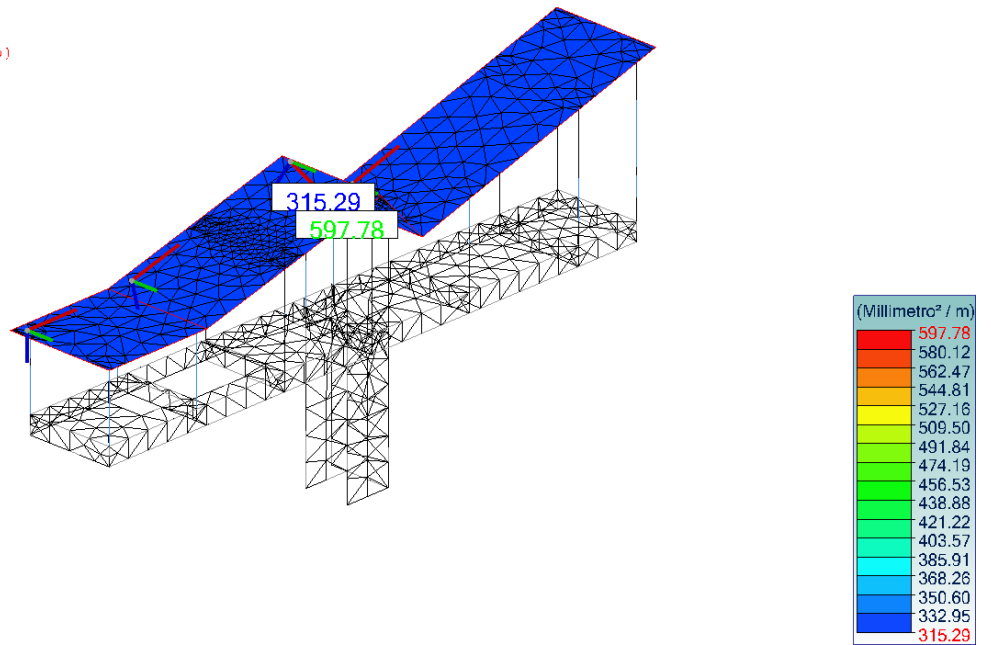


Figura 112 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Assi locali
 Valori smussati

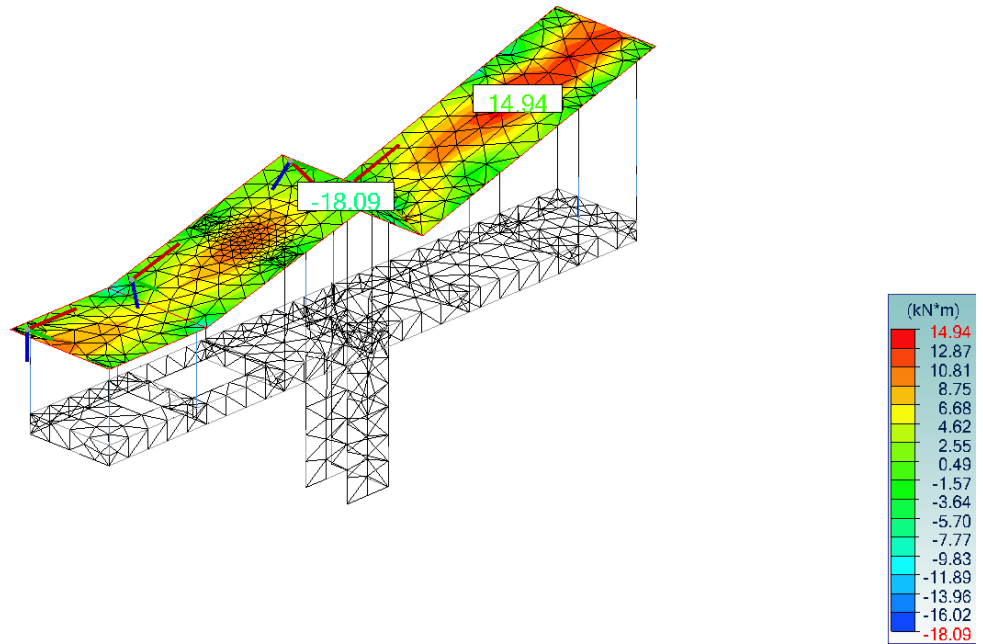


Figura 113 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

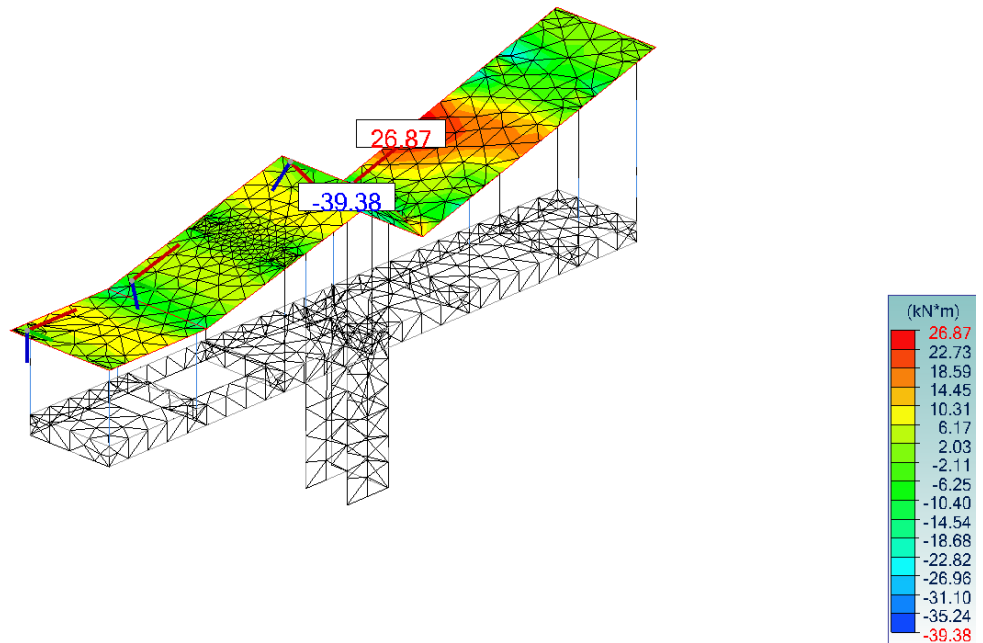


Figura 114 - Momenti Myy

9.19.1 Verifica sezione tipologica piena s=20cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.20 cm – armatura Ø12#20x20

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 18.1 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 37 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione della soletta ha spessore 20cm ed è armata su entrambe le facce con barre Ø12#20x20, con un copriferro di 30mm sulla barra esterna e 30mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 18.1 \text{ kNm/m}$$

$$M_{Rd} = 37.5 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 37 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 25.4/37.5 = 0,67$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 26.3/37.5 = 0,70$$

TITOLO : L2687_Bengasi_520_piena_SCALA

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	5.65	4
			2	5.65	16

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 rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Barre
 N° ϕ

 As Calcola Inserisci

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

M-curvatura

Precompresso

Materiali

B450C		C30/37	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm ²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm ²	f _{cd}	17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	11.5
σ _{s,adm}	255 N/mm ²	τ _{co}	0.6933
		τ _{c1}	2.029

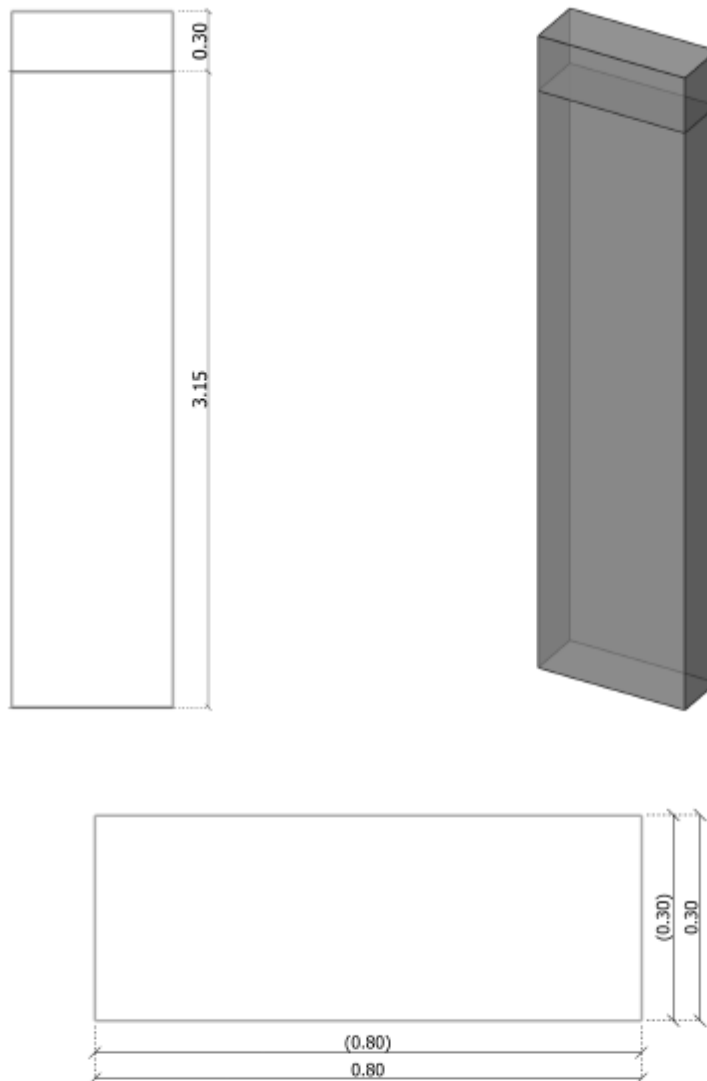
M_{xRd} kN m

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

9.20 Verifica pilastro tipo 80x30

9.20.1 Verifica sezione tipologica PK2 to PK1- Fase 1

1 Geometria



Sezione del pilastro

$$a = 800.0 \text{ mm}$$

$$b = 300.0 \text{ mm}$$

Altezza del pilastro

$$L = 3150.0 \text{ mm}$$

Altezza Trave

$$h' = 0.0 \text{ mm}$$

Lunghezza d'instabilità e snellezza

Lunghezza libera d'inflessione

$$L_{0,XOZ} = 2421.4 \text{ mm}$$

$$L_{0,YOZ} = 2421.4 \text{ mm}$$

Snellezza

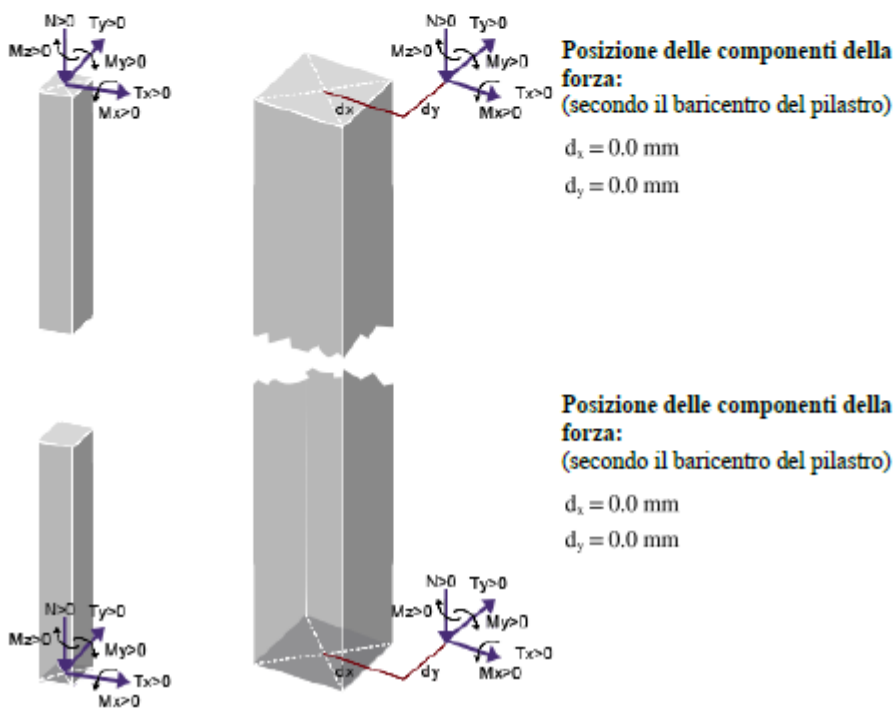
$$\lambda_{XOZ} = \frac{L_{0,XOZ}}{i_{XOZ}} = \frac{0.77 \times 3150.0 \text{ mm}}{230.9 \text{ mm}} = \frac{2421.4 \text{ mm}}{230.9 \text{ mm}} = 10.49$$

$$\lambda_{YOZ} = \frac{L_{0,YOZ}}{i_{YOZ}} = \frac{0.77 \times 3150.0 \text{ mm}}{86.6 \text{ mm}} = \frac{2421.4 \text{ mm}}{86.6 \text{ mm}} = 27.96$$

2 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico											
ID	Titolo	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$	
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
3	Q	0.7	0.7	0.6	1.5	1.5	1.3	0	0	0	
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0	

Sforzi interni									
ID	Caso di carico	Posizione	N	M_x	M_y	M_z	V_x	V_y	
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)	
1	1 - G1	Superiore	1400.40	-5.51	9.71	0.00	-4.38	-2.60	
		Inferiore	1418.93	2.69	-4.09	0.00	-4.38	-2.60	
2	2 - G2	Superiore	746.66	-0.65	1.97	0.00	-0.85	-0.30	
		Inferiore	746.66	0.29	-0.70	0.00	-0.85	-0.30	
3	3 - Q	Superiore	987.05	-3.74	6.73	0.00	-3.05	-1.77	
		Inferiore	987.05	1.83	-2.88	0.00	-3.05	-1.77	
4	4 - N	Superiore	109.85	0.02	0.13	0.00	-0.05	0.01	
		Inferiore	109.85	-0.01	-0.02	0.00	-0.05	0.01	



3 Ipotesi globali

Normativa calcestruzzo:	Calcolo in conformità con la EN 1990 / EN 1991 / EN1992-1-1 / EN1992-1-2 / NTC 2018
Carichi e combinazioni:	NTC 2018.
Armatura longitudinale:	Metodo della rigidità nominale (EN 1992 1992-1-1 / §5.8.7)
Armatura trasversale:	Metodo standard (EN 1992-1-1 / §6.2.2 / §6.2.3).
Disposizioni sismiche:	Nessuna disposizione sismica. Duttilità media Colonna secondaria

3.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Pilastro
ID elemento	88
Posizione	Pilastro 1, Livello 1
Disegno	P
Livello	
Coordinate	X = 2.11 m; Y = -46.61 m; Z = -6.30 m

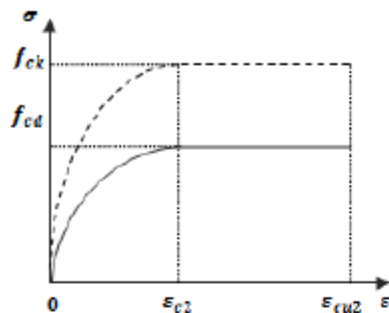
3.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN·m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	mm ²
Ampiezza fessura	mm

3.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C32/40_IT



$$f_{ck} = 32.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{32.00 \text{ MPa}}{1.50} = 18.13 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 32.00 \text{ MPa} + 8.00 \text{ MPa} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (32.00 \text{ MPa})^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{1.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{40.00 \text{ MPa}}{10} \right]^{1.3}$$

$$E_{cm} = 33345.76 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500.000 \text{ kg/m}^3$$

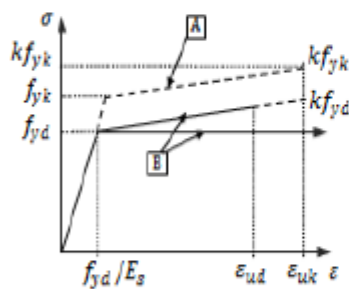
SLU: $\gamma_c = 1.50$

SLU-A: $\gamma_c = 1.00$

SLU-S: $\gamma_c = 1.00$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



Resistenza caratteristica dell'armatura longitudinale:

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica dell'armatura trasversale:

$$f_{ytk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{uk} = 75.00\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk} = 0.9 \times 75.00 = 67.50\text{‰}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1.00$

SLU-S: $\gamma_s = 1.00$

3.4 Copriferrì

Classe d'esposizione

X0 (UNI EN 206 – 2006)

Classe di consistenza

S4 (UNI EN 206 – 2006)

Copriferrò

c = 50.0 mm (4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferrò nominale

$$c_{nom} = 35.0 \text{ mm}$$

Valore del copriferrò minimo per i collegamenti

$$c_{min,b} = 20.0 \text{ mm}$$

Valore minimo del copriferrò per la durabilità

$$c_{min,dur} = 25.0 \text{ mm} \quad (4.1.6.1.3/NTC 2018)$$

Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10.0 \text{ mm}$	((4.1.6.1.3/NTC 2018))
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{dur,y} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dur,add} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

4 Coefficiente di viscosità

Il calcolo del coefficiente di viscosità viene eseguito secondo l'allegato B della EN1992-1-1.

Umidità relativa	$RH = 50\%$
Tempo all'istante di carico (in giorni)	$t_0 = 28$
Tempo all'istante considerato	
Dimensione teorica dell'elemento in mm, espressione (B.6)	$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 240000.00 \text{ mm}^2}{2200.0 \text{ mm}} = 218.18 \text{ mm}$
Coefficiente che descrive lo sviluppo della viscosità rispetto al tempo dopo il carico	$t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$
Influenza dell'umidità (B.3b)	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 50.00/100}{0.1 \times \sqrt[3]{218.18}} \cdot \left(\frac{35}{40.00} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{40.00} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = 1.71$
Influenza della resistenza del calcestruzzo (B.4)	$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{40.00}} = 2.66$
Tempo d'applicazione del carico t_0 , considerando l'effetto della tipologia di calcestruzzo (B.9), in giorni	$t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^a = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$ $t_{0,c} = 28.00$
Influenza della maturazione del calcestruzzo (B.5)	$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}}$ $\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$
Coefficiente di viscosità a lungo termine (B.2)	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.71 \times 2.66 \times 0.49 = 2.22$
Coefficiente di viscosità (B.1)	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2.22 \times 1.00 = 2.22$

5 Armatura Longitudinale

Disposizioni costruttive minime

Area d'armatura minima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \frac{0.10 \cdot N_{Ed} }{f_{yd}}; 3.00 \text{ ‰} \cdot A_c \right\}$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \frac{0.10 \times 4411.19 \text{ kN}}{391.30 \text{ MPa}}; 3.00 \text{ ‰} \times 240000.00 \text{ mm}^2 \right\} = 1127.30 \text{ mm}^2$
Area d'armatura massima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,max} = \rho_{s,max} \cdot A_c = 40.00 \text{ ‰} \times 240000.00 \text{ mm}^2 = 9600.00 \text{ mm}^2$
Percentuale massima	$\rho_{s,max} = 40.00 \text{ ‰}$
Piano e posizione delle sollecitazioni:	ZOY, Inferiore della colonna
Combinazione	103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 6.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 4411.19 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidezza nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20)	$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.20} = \frac{33345.76 \text{ MPa}}{1.20} = 27788.14 \text{ MPa}$
Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo	$I_c = 180000.00 \text{ cm}^4$
Coefficiente che dipende della classe del calcestruzzo (5.23)	$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32.00}{20}} = 1.26$
Sforzo assiale relativo	$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{4411.19 \text{ kN}}{240000.00 \text{ mm}^2 \cdot 18.13 \text{ MPa}} = 1.01$
Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24)	$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 1.01 \cdot \frac{27.96}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.17$
Rapporto efficace della viscosità (5.19)	$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0top}}{M_{0Ed}} = 2.22 \cdot \frac{21.03 \text{ kN}\cdot\text{m}}{33.30 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.40$
Coefficiente del calcestruzzo (5.22)	$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.26 \cdot 0.17}{1 + 1.40} = 87.80 \%$
Rigidezza dell'armatura:	
Modulo di Young dell'acciaio	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
Area d'armatura	$A_s = 1163.65 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia della sezione d'armatura	$I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$ $I_s = 1163.65 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.07 \text{ m}\right)^2 = 821.07 \text{ cm}^4$
Coefficiente per il contributo dell'armatura	$K_s = 1.00$
Valore della rigidezza nominale totale:	
Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo:	$K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 87.80 \% \cdot 27788.14 \text{ MPa} \cdot 180000.00 \text{ cm}^4$ $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 4.39 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Valore della rigidezza nominale per l'armatura	$K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.00 \cdot 200000.00 \text{ MPa} \cdot 821.07 \text{ cm}^4$ $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.64 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Rigidezza nominale (5.21):	$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 6.03 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)	
Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)	
Momento flettente del primo ordine (Comprese le imperfezioni geometriche)	$M_{Ed} = M_{0Ed}$ $M_{0Ed} = M_{0Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_i$ $M_{0Ed} = 6.60 \text{ kN}\cdot\text{m} + 4411.19 \text{ kN} \cdot 0.01 \text{ m} = 33.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo normale corrispondente	$N_{Ed} = 4411.19 \text{ kN}$
Fattore che dipende dalla viscosità efficace	$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \cdot 1.40} = 0.78$
Tasso meccanico d'armatura	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1163.65 \text{ mm}^2 \cdot 391.30 \text{ MPa}}{240000.00 \text{ mm}^2 \cdot 18.13 \text{ MPa}} = 0.10$
Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura	$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0.10} = 1.10$
Rapporto dei momenti alle estremità	$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{6.60 \text{ kN}\cdot\text{m}}{-13.60 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.49$
Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità	$C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.49) = 2.19$
Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2)	$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \cdot \frac{2.19}{\sqrt{1.01}} = 33.42$
Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2)	$\lambda = 27.96 < \lambda_{lim} = 33.42$
Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.	
Momento di calcolo totale	$M_{Ed} = 33.30 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Piano e posizione delle sollecitazioni: ZOX, Inferiore della colonna

Combinazione	103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 10.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 4411.19 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidità nominale (§5.8.7.2).

Rigidità del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20)	$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.20} = \frac{33345.76 \text{ MPa}}{1.20} = 27788.14 \text{ MPa}$
Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo	$I_c = 1280000.00 \text{ cm}^4$
Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23)	$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32.00}{20}} = 1.26$
Sforzo assiale relativo	$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{4411.19 \text{ kN}}{240000.00 \text{ mm}^2 \times 18.13 \text{ MPa}} = 1.01$
Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24)	$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 1.01 \times \frac{10.49}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.06$
Rapporto efficace della viscosità (5.19)	$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0,Ed}}{M_{0,Ed}} = 2.22 \times \frac{6.53 \text{ kN}\cdot\text{m}}{10.57 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.37$
Coefficiente del calcestruzzo (5.22)	$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.26 \times 0.06}{1 + 1.37} = 33.37 \text{ ‰}$

Rigidità dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
Area d'armatura	$A_s = 563.65 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia della sezione d'armatura	$I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$ $I_s = 563.65 \text{ mm}^2 \times \left(\frac{0.80 \text{ m}}{2} - 0.07 \text{ m}\right)^2 = 6287.88 \text{ cm}^4$
Coefficiente per il contributo dell'armatura	$K_s = 1.00$

Valore della rigidità nominale totale:

Valore della rigidità nominale per il calcestruzzo:	$K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 33.37 \text{ ‰} \times 27788.14 \text{ MPa} \times 1280000.00 \text{ cm}^4$ $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 11.87 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Valore della rigidità nominale per l'armatura	$K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.00 \times 200000.00 \text{ MPa} \times 6287.88 \text{ cm}^4$ $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 12.58 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Rigidità nominale (5.21):	$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 24.45 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine (Comprese le imperfezioni geometriche)	$M_{Ed} = M_{0,Ed}$ $M_{0,Ed} = M_{0,Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_i$ $M_{0,Ed} = 10.57 \text{ kN}\cdot\text{m} + 4411.19 \text{ kN} \times 0.00 \text{ m} = 10.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo normale corrispondente	$N_{Ed} = 4411.19 \text{ kN}$
Fattore che dipende dalla viscosità efficace	$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \times 1.37} = 0.78$
Tasso meccanico d'armatura	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{563.65 \text{ mm}^2 \times 391.30 \text{ MPa}}{240000.00 \text{ mm}^2 \times 18.13 \text{ MPa}} = 0.05$
Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura	$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0.05} = 1.05$
Rapporto dei momenti alle estremità	$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-10.57 \text{ kN}\cdot\text{m}}{25.43 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.42$ $C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.42) = 2.12$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2)

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \cdot \frac{2.12}{\sqrt{1.01}} = 32.37$$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2)

$$\lambda = 10.49 < \lambda_{lim} = 32.37$$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale

$$M_{Ed} = 10.57 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Armatura longitudinale totale del pilastro (per entrambi i piani di flessione, compresi gli effetti torsionali)

$$A_{s,org} = A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)}$$

$$A_{s,org} = 563.68 \text{ mm}^2 + 1163.68 \text{ mm}^2 = 1727.35 \text{ mm}^2$$

Armatura longitudinale pilastro

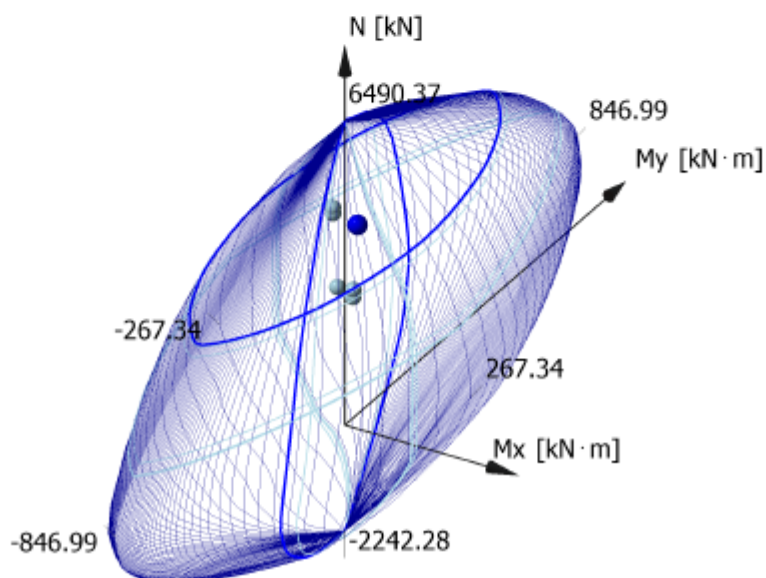
$$A_{s,org} = \text{Max}(A_{s,min}; A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)})$$

$$A_{s,org} = \text{Max}(1127.30 \text{ mm}^2; 1727.35 \text{ mm}^2) = 1727.35 \text{ mm}^2$$

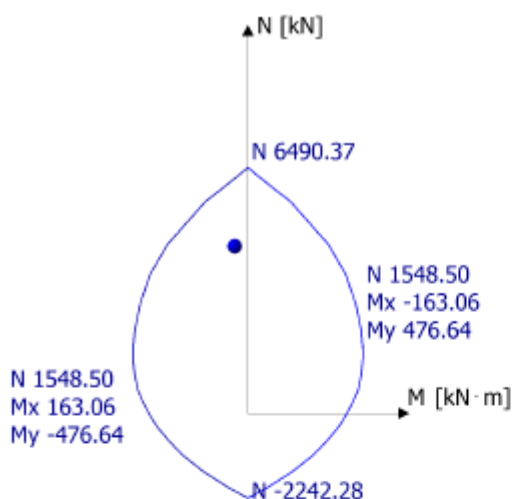
Metodo della rigidezza nominale (EN 1992-1-1, 5.8.7)										
Tipo	Comb	Rigidezza del calcestruzzo			Rigidezza dell'acciaio		Totale	Forze del secondo ordine		
		ϕ_{ef}	Kc	Ic	Ks	Is	EI	MEd	As,rich	Amin
ZOY	103	1.40	0.09	180000.00	1.00	821.07	6.03	33.30	1163.65	1127.30
ZOX	103	1.37	0.03	1280000.00	1.00	6287.88	24.45	10.57	563.65	1127.30

5.1 Verifica con le curve d'interazione

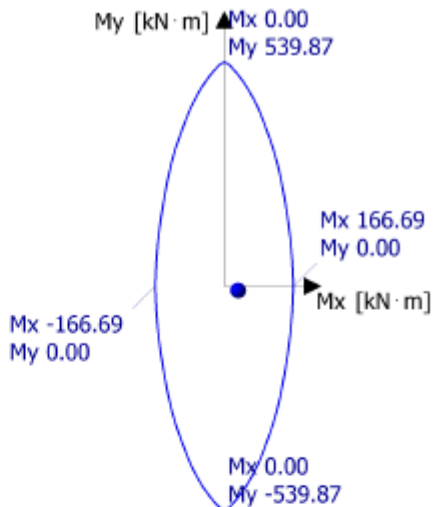
Curva d'interazione globale 3D



Curva d'interazione M-N



Curva d'interazione Mx-My



Tasso di lavoro per le combinazioni di dimensionamento						
Combi	Tipo di involucro	Nx	My	Mz	Angolo	Verificato
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(°)	
103	Nx Max	4411.19	33.30	-10.57	342.38	Si
101	Nx Min	2791.17	-24.90	15.19	148.61	Si
102	My Max	4271.75	-39.48	25.29	147.35	Si
104	My Min	2980.04	21.89	-6.26	344.04	Si
103	Mz Max	4387.10	-40.16	25.43	147.66	Si
101	Mz Min	2815.27	20.91	-6.22	343.43	Si
103	Involucro Y	4411.19	33.30	-10.57	342.38	Si
103	Involucro Z	4411.19	33.30	-10.57	342.38	Si

Armatura reale longitudinale	
Posizione	Armatura
Zona corrente	10 × ø24 + 6 × ø16 (6115.60 mm ²), Lunghezza = 3150.0 mm
Estremità superiore del pilastro	6 × ø20 (1885.20 mm ²), Lunghezza = 1232.5 mm

6 Armature trasversali

6.1 Disposizioni costruttive minime

L'armatura trasversale è definita secondo il §4.1.6.1.2 della NTC 2018, comprese le zone critiche nell'estremità inferiore e superiore del pilastro.

Zona corrente

Diametro trasversale

$$\Phi_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6.0 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_{t, \text{max}}}{4} \end{array} \right. = 10.0 \text{ mm}$$

Interasse minimo barre trasversali

$$s_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{t, \text{min}} \\ \text{Min}(a; b) \\ 250.0 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Area critica

L'interasse minimo delle barre trasversali è pari a 0.6 per l'interasse massimo nella zona corrente.

6.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio e il dimensionamento dell'armatura a taglio vengono eseguiti ai sensi dell'articolo 4.1.2.3.5 della NTC 2018", First(Fields!ConcreteDesignCode.Value,

Piano	YOZ
Combinazione	102: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]
Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)	$V_{Ed} = 6.42 \text{ kN}$
Angolo del puntone	$\theta = 45.00^\circ$
Braccio di leva interno	$z = 0.9d = 0.9 \times 234.0 \text{ mm} = 210.6 \text{ mm}$
§4.1.6.1.2	$C_{rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.50} = 0.12$
Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{234.00}} \leq 2 \rightarrow k = 1.92$
Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2	$\rho_1 = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{942.60 \text{ mm}^2}{800.0 \text{ mm} \times 234.0 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_1 = 5.04 \text{ ‰}$
Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{tk}} = 0.035 \times 1.92^{3/2} \times \sqrt{32.00} = 0.53 \text{ MPa}$
Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)	$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd} \right] = \text{Min} \left[\frac{2791.17 \text{ kN}}{2400.00 \text{ cm}^2}, 0.2 \times 18.13 \text{ MPa} \right] = 3.63 \text{ MPa}$
Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)	$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\left[C_{rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{tk})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$ $V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\left[0.12 \times 1.92 \times (100 \times 5.04 \text{ ‰} \times 32.00)^{1/3} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa} \right] \times 0.80 \text{ m} \times 0.23 \text{ m}, (0.53 \text{ MPa} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}) \times 0.80 \text{ m} \times 0.23 \text{ m} \right]$ $V_{Rd,c} = 211.03 \text{ kN}$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)	$\nu_1 = 0.50$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{1.20 \times 0.80 \text{ m} \times 0.21 \text{ m} \times 0.50 \times 18.13 \text{ MPa}}{\cot(45.00^\circ) + \tan(45.00^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 916.53 \text{ kN}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 6.42 \text{ kN} \leq 916.53 \text{ kN}$ Verificato
Area d'armatura a taglio richiesta	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0.000 \text{ mm}^2/\text{m}$
Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)	
Interasse a taglio massimo	$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max} \left(\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{reqd}, \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} \right)}$ $s_{shear} = \frac{3.00 \times 28.30 \text{ mm}^2}{\text{Max}(0.000 \text{ mm}^2/\text{m}; 0.000 \text{ mm}^2/\text{m})} = 240.0 \text{ mm}$
L'armatura a torsione teorica non è necessaria.	
Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita	
Area corrente:	
Armatura trasversale reale fornita	$\frac{A_{sw}}{s} = 819.546 \text{ mm}^2/\text{m}$
Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)	

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 819.546 \text{ mm}^2/\text{m} \times 210.6 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 230.20 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m} \times 210.6 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 325.11 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m} \times 210.6 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 325.11 \text{ kN}$$

Piano

XOZ

Combinazione

103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2) $V_{Ed} = 11.43 \text{ kN}$

Angolo del puntone $\theta = 45.00^\circ$

Braccio di leva interno $z = 0.9d = 0.9 \times 734.0 \text{ mm} = 660.6 \text{ mm}$

§4.1.6.1.2 $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.50} = 0.12$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{734.00}} \leq 2 \rightarrow k = 1.52$

Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2 $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{628.40 \text{ mm}^2}{300.0 \text{ mm} \times 734.0 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_l = 2.85 \text{ ‰}$

Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2) $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.52^{3/2} \times \sqrt{32.00} = 0.37 \text{ MPa}$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)

$$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd} \right] = \text{Min} \left[\frac{2791.17 \text{ kN}}{2400.00 \text{ cm}^2}, 0.2 \times 18.13 \text{ MPa} \right] = 3.63 \text{ MPa}$$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[[0.12 \times 1.52 \times (100 \times 2.85 \text{ ‰} \times 32.00)^{1/3} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}] \times 0.30 \text{ m} \times 0.73 \text{ m}, (0.37 \text{ MPa} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}) \times 0.30 \text{ m} \times 0.73 \text{ m} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 203.85 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2) $v_l = 0.50$

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1.20 \times 0.30 \text{ m} \times 0.66 \text{ m} \times 0.50 \times 18.13 \text{ MPa}}{\cot(45.00^\circ) + \tan(45.00^\circ)}$$

$$V_{Rd,max} = 1078.10 \text{ kN}$$

$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 11.43 \text{ kN} \leq 1078.10 \text{ kN}$ **Verificato**

Area d'armatura a taglio richiesta

$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0.000 \text{ mm}^2/\text{m}$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{\text{shear}} = \frac{n_{\text{bar}} \cdot A_{\text{bar}}}{\text{Max}\left(\left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{reqd}}, \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{min}}\right)}$$

$$s_{\text{shear}} = \frac{2.00 \times 28.30 \text{ mm}^2}{\text{Max}(0.000 \text{ mm}^2/\text{m}; 0.000 \text{ mm}^2/\text{m})} = 240.0 \text{ mm}$$

L'armatura a torsione teorica non è necessaria.

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{\text{sw}}}{s} = 2868.411 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{\text{Rd,s}} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{real}} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{\text{Rd,s}} = 2868.411 \text{ mm}^2/\text{m} \times 660.6 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{\text{Rd,s}} = 210.01 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{\text{sw}}}{s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{\text{Rd,s}} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{real}} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{\text{Rd,s}} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m} \times 660.6 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{\text{Rd,s}} = 296.59 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{\text{sw}}}{s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m}$

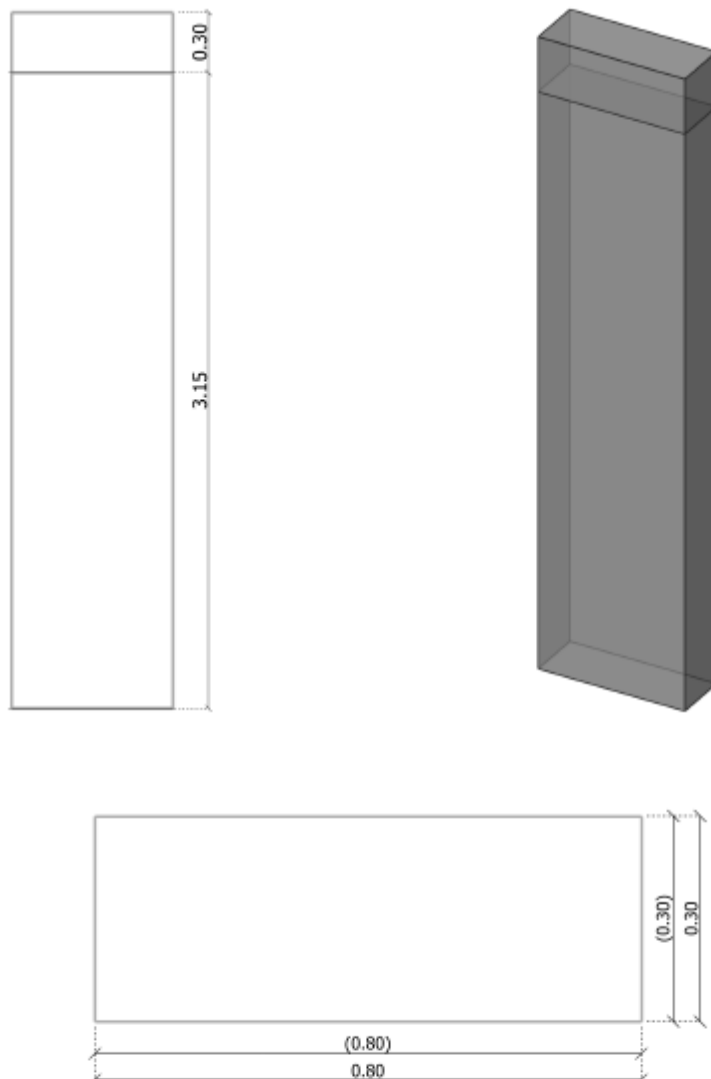
Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{\text{Rd,s}} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{real}} \cdot z \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{\text{Rd,s}} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m} \times 660.6 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{\text{Rd,s}} = 296.59 \text{ kN}$$

1 Geometria



Sezione del pilastro

$$a = 800.0 \text{ mm}$$

$$b = 300.0 \text{ mm}$$

Altezza del pilastro

$$L = 3150.0 \text{ mm}$$

Altezza Trave

$$h' = 0.0 \text{ mm}$$

Lunghezza d'instabilità e snellezza

Lunghezza libera d'inflexione

$$L_{0,xOz} = 2421.4 \text{ mm}$$

$$L_{0,yOz} = 2421.4 \text{ mm}$$

Snellezza

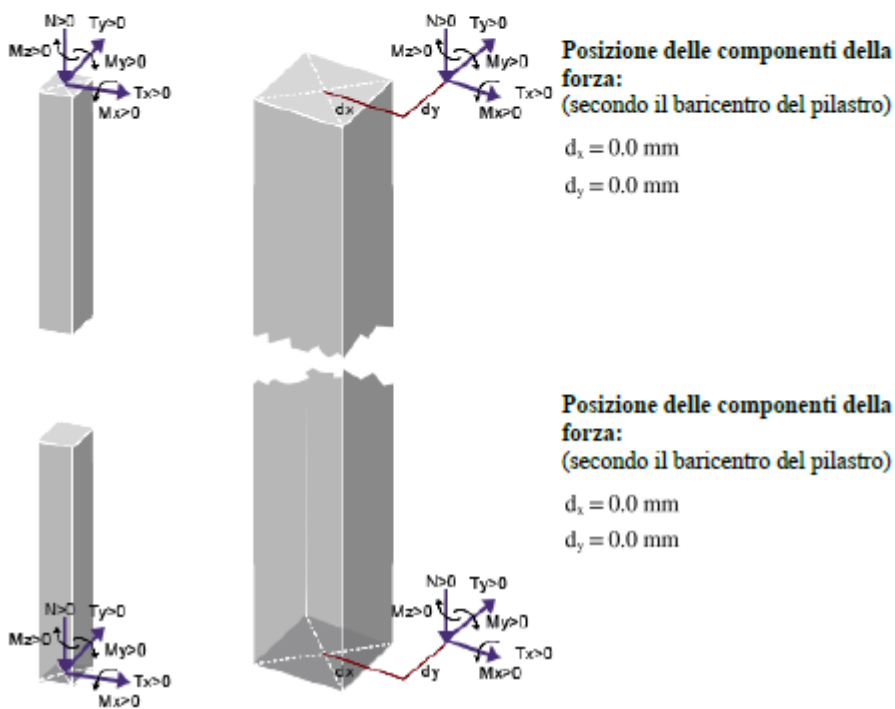
$$\lambda_{xOz} = \frac{L_{0,xOz}}{i_{xOz}} = \frac{0.77 \times 3150.0 \text{ mm}}{230.9 \text{ mm}} = \frac{2421.4 \text{ mm}}{230.9 \text{ mm}} = 10.49$$

$$\lambda_{yOz} = \frac{L_{0,yOz}}{i_{yOz}} = \frac{0.77 \times 3150.0 \text{ mm}}{86.6 \text{ mm}} = \frac{2421.4 \text{ mm}}{86.6 \text{ mm}} = 27.96$$

2 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico											
ID	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$	
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
3	Q	0.7	0.7	0.6	1.5	1.5	1.3	0	0	0	
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0	

Sforzi interni								
ID	Caso di carico	Posizione	N	M_x	M_y	M_z	V_x	V_y
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	Superiore	1019.13	-19.32	18.87	0.00	-8.51	-9.14
		Inferiore	1037.66	9.49	-7.95	0.00	-8.51	-9.14
2	2 - G2	Superiore	535.79	-2.12	-0.90	0.00	0.47	-1.00
		Inferiore	535.79	1.04	0.60	0.00	0.47	-1.00
3	3 - Q	Superiore	714.20	-13.10	12.56	0.00	-5.67	-6.20
		Inferiore	714.20	6.43	-5.31	0.00	-5.67	-6.20
4	4 - N	Superiore	78.59	0.10	-0.68	0.00	0.32	0.05
		Inferiore	78.59	-0.05	0.33	0.00	0.32	0.05



3 Ipotesi globali

Normativa calcestruzzo:	Calcolo in conformità con la EN 1990 / EN 1991 / EN1992-1-1 / EN1992-1-2 / NTC 2018
Carichi e combinazioni:	NTC 2018.
Armatura longitudinale:	Metodo della rigidità nominale (EN 1992 1992-1-1 / §5.8.7)
Armatura trasversale:	Metodo standard (EN 1992-1-1 / §6.2.2 / §6.2.3).
Disposizioni sismiche:	Nessuna disposizione sismica. Duttilità media Colonna secondaria

3.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Pilastro
ID elemento	88
Posizione	Pilastro 1, Livello 1
Disegno	P
Livello	
Coordinate	X = 2.11 m; Y = -46.61 m; Z = -6.30 m

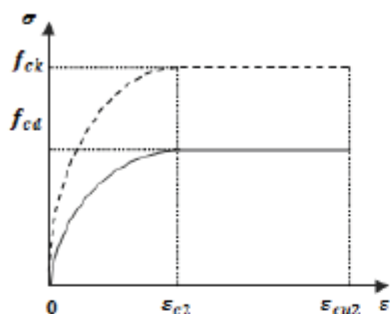
3.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN · m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	mm ²
Ampiezza fessura	mm

3.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C32/40_IT



$$f_{ck} = 32.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{32.00 \text{ MPa}}{1.50} = 18.13 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 32.00 \text{ MPa} + 8.00 \text{ MPa} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (32.00 \text{ MPa})^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{40.00 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 33345.76 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500.000 \text{ kg/m}^3$$

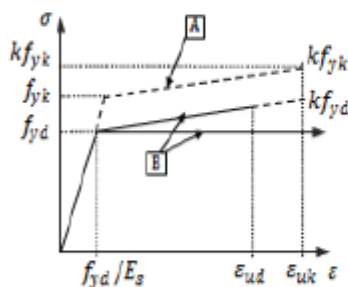
SLU: $\gamma_c = 1.50$

SLU-A: $\gamma_c = 1.00$

SLU-S: $\gamma_c = 1.00$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



Resistenza caratteristica dell'armatura longitudinale:

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica dell'armatura trasversale:

$$f_{ywk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 75.00\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 75.00 = 67.50\text{‰}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1.00$

SLU-S: $\gamma_s = 1.00$

3.4 Copriferrì

Classe d'esposizione

X0 (UNI EN 206 – 2006)

Classe di consistenza

S4 (UNI EN 206 – 2006)

Copriferrì

$c = 50.0 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferrì nominale

$$c_{nom} = 35.0 \text{ mm}$$

Valore del copriferrì minimo per i collegamenti

$$c_{min,b} = 14.0 \text{ mm}$$

Valore minimo del copriferrì per la durabilità

$$c_{min,dur} = 25.0 \text{ mm} \quad (4.1.6.1.3/NTC 2018)$$

Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10.0 \text{ mm}$	((4.1.6.1.3/NTC 2018))
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{dur,s} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dur,si} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dur,add} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

4 Coefficiente di viscosità

Il calcolo del coefficiente di viscosità viene eseguito secondo l'allegato B della EN1992-1-1.

Umidità relativa	$RH = 50\%$
Tempo all'istante di carico (in giorni)	$t_0 = 28$
Tempo all'istante considerato	
Dimensione teorica dell'elemento in mm, espressione (B.6)	$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \times 240000.00 \text{ mm}^2}{2200.0 \text{ mm}} = 218.18 \text{ mm}$
Coefficiente che descrive lo sviluppo della viscosità rispetto al tempo dopo il carico	$t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$
Influenza dell'umidità (B.3b)	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 50.00/100}{0.1 \sqrt[3]{218.18}} \cdot \left(\frac{35}{40.00} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{40.00} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = 1.71$
Influenza della resistenza del calcestruzzo (B.4)	$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{40.00}} = 2.66$
Tempo d'applicazione del carico $t_{0,c}$, considerando l'effetto della tipologia di calcestruzzo (B.9), in giorni	$t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^n = 28.00 \cdot \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{10.00} \geq 0.5$ $t_{0,c} = 28.00$
Influenza della maturazione del calcestruzzo (B.5)	$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}}$ $\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$
Coefficiente di viscosità a lungo termine (B.2)	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.71 \times 2.66 \times 0.49 = 2.22$
Coefficiente di viscosità (B.1)	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2.22 \times 1.00 = 2.22$

5 Armatura Longitudinale

Disposizioni costruttive minime

Area d'armatura minima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \frac{0.10 \cdot N_{Ed} }{f_{yd}}; 3.00 \text{ ‰} \cdot A_c \right\}$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \frac{0.10 \cdot 3199.32 \text{ kN} }{391.30 \text{ MPa}}; 3.00 \text{ ‰} \cdot 240000.00 \text{ mm}^2 \right\} = 817.60 \text{ mm}^2$
Area d'armatura massima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,max} = \rho_{s,max} \cdot A_c = 40.00 \text{ ‰} \cdot 240000.00 \text{ mm}^2 = 9600.00 \text{ mm}^2$
Percentuale massima	$\rho_{s,max} = 40.00 \text{ ‰}$
Piano e posizione delle sollecitazioni:	ZOY, Inferiore della colonna
Combinazione	103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 23.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 3199.32 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidezza nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.20} = \frac{33345.76 \text{ MPa}}{1.20} = 27788.14 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 180000.00 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32.00}{20}} = 1.26$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3199.32 \text{ kN}}{240000.00 \text{ mm}^2 \times 18.13 \text{ MPa}} = 0.74$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.74 \times \frac{27.96}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.12$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Ed}}{M_{0Ed}} = 2.22 \times \frac{26.69 \text{ kN}\cdot\text{m}}{42.65 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.39$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.26 \times 0.12}{1 + 1.39} = 64.02 \text{ ‰}$

Rigidezza dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 408.80 \text{ mm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$
 $I_s = 408.80 \text{ mm}^2 \times \left(\frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.06 \text{ m}\right)^2 = 309.42 \text{ cm}^4$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1.00$

Valore della rigidezza nominale totale:

Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 64.02 \text{ ‰} \times 27788.14 \text{ MPa} \times 180000.00 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 3.20 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidezza nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.00 \times 200000.00 \text{ MPa} \times 309.42 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.62 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidezza nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 3.82 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine $M_{0Ed} = M_{0Ed}$
 $M_{0Ed} = M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot e_1$
 $M_{0Ed} = 23.28 \text{ kN}\cdot\text{m} + 3199.32 \text{ kN} \times 0.01 \text{ m} = 42.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(Comprese le imperfezioni geometriche)

Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 3199.32 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \times 1.39} = 0.78$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{408.80 \text{ mm}^2 \times 391.30 \text{ MPa}}{240000.00 \text{ mm}^2 \times 18.13 \text{ MPa}} = 0.04$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0.04} = 1.04$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{23.28 \text{ kN}\cdot\text{m}}{-47.41 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.49$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.49) = 2.19$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \times \frac{2.19}{\sqrt{0.74}} = 39.35$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 27.96 < \lambda_{lim} = 39.35$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale $M_{Ed} = 42.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Piano e posizione delle sollecitazioni: ZOx, Inferiore della colonna

Combinazione	103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 17.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 3199.32 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidità nominale (§5.8.7.2).

Rigidità del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20)	$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.20} = \frac{33345.76 \text{ MPa}}{1.20} = 27788.14 \text{ MPa}$
Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo	$I_c = 1280000.00 \text{ cm}^4$
Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23)	$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32.00}{20}} = 1.26$
Sforzo assiale relativo	$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3199.32 \text{ kN}}{240000.00 \text{ mm}^2 \cdot 18.13 \text{ MPa}} = 0.74$
Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24)	$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.74 \cdot \frac{10.49}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.05$
Rapporto efficace della viscosità (5.19)	$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{inf}}{M_{0Ed}} = 2.22 \cdot \frac{10.54 \text{ kN}\cdot\text{m}}{17.17 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.36$
Coefficiente del calcestruzzo (5.22)	$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.26 \cdot 0.05}{1 + 1.36} = 24.29 \text{ ‰}$

Rigidità dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
Area d'armatura	$A_s = 408.80 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia della sezione d'armatura	$I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$ $I_s = 408.80 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{0.80 \text{ m}}{2} - 0.06 \text{ m}\right)^2 = 4642.72 \text{ cm}^4$
Coefficiente per il contributo dell'armatura	$K_s = 1.00$

Valore della rigidità nominale totale:

Valore della rigidità nominale per il calcestruzzo:	$K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 24.29 \text{ ‰} \cdot 27788.14 \text{ MPa} \cdot 1280000.00 \text{ cm}^4$ $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 8.64 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Valore della rigidità nominale per l'armatura	$K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.00 \cdot 200000.00 \text{ MPa} \cdot 4642.72 \text{ cm}^4$ $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 9.29 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Rigidità nominale (5.21):	$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 17.92 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

	$M_{Ed} = M_{0Ed}$
Momento flettente del primo ordine (Comprese le imperfezioni geometriche)	$M_{0Ed} = M_{0Ed,1} + N_{Ed} \cdot e_1$ $M_{0Ed} = 17.17 \text{ kN}\cdot\text{m} + 3199.32 \text{ kN} \cdot 0.00 \text{ m} = 17.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo normale corrispondente	$N_{Ed} = 3199.32 \text{ kN}$
Fattore che dipende dalla viscosità efficace	$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \cdot 1.36} = 0.79$
Tasso meccanico d'armatura	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{408.80 \text{ mm}^2 \cdot 391.30 \text{ MPa}}{240000.00 \text{ mm}^2 \cdot 18.13 \text{ MPa}} = 0.04$
Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura	$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0.04} = 1.04$
Rapporto dei momenti alle estremità	$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-17.17 \text{ kN}\cdot\text{m}}{41.49 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.41$ $C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.41) = 2.11$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2)

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \cdot \frac{2.11}{\sqrt{0.74}} = 37.97$$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2)

$$\lambda = 10.49 < \lambda_{lim} = 37.97$$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale

$$M_{Ed} = 17.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Armatura longitudinale totale del pilastro (per entrambi i piani di flessione, compresi gli effetti torsionali)

$$A_{s,org} = A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)}$$

$$A_{s,org} = 408.80 \text{ mm}^2 + 408.80 \text{ mm}^2 = 817.60 \text{ mm}^2$$

Armatura longitudinale pilastro

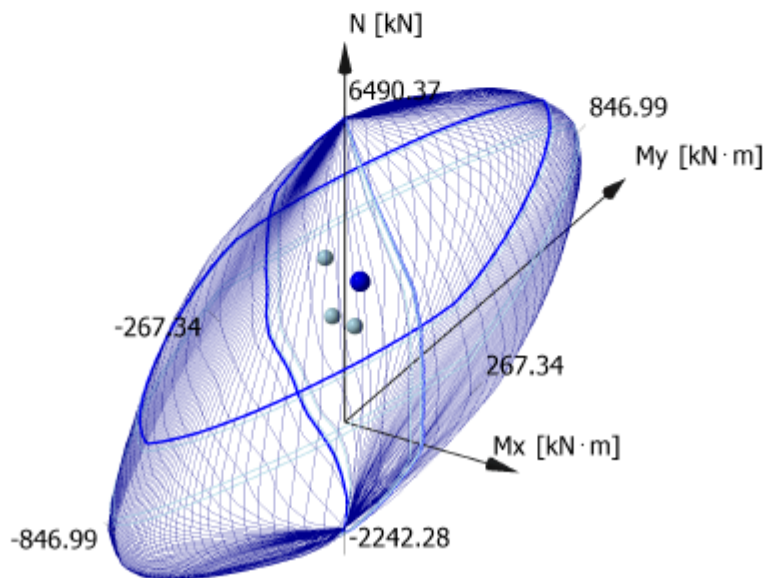
$$A_{s,org} = \text{Max}(A_{s,min}; A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)})$$

$$A_{s,org} = \text{Max}(817.60 \text{ mm}^2; 817.60 \text{ mm}^2) = 817.60 \text{ mm}^2$$

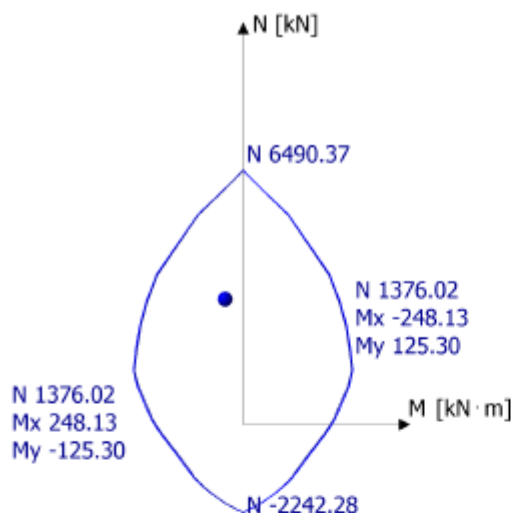
Metodo della rigidità nominale (EN 1992-1-1, 5.8.7)										
Tipo	Comb	Rigidità del calcestruzzo			Rigidità dell'acciaio		Totale	Forze del secondo ordine		
		ϕ_{ef}	K_c	I_c	K_s	I_s	EI	MEd	$A_{s,rich}$	A_{min}
ZOY	103	1.39	0.06	180000.00	1.00	309.42	3.82	42.65	408.80	817.60
ZOX	103	1.36	0.02	1280000.00	1.00	4642.72	17.92	17.17	408.80	817.60

5.1 Verifica con le curve d'interazione

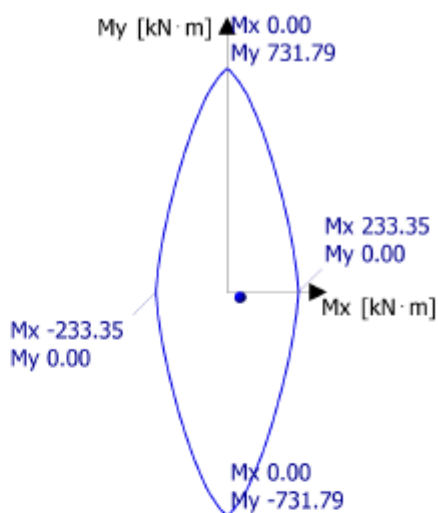
Curva d'interazione globale 3D



Curva d'interazione M-N



Curva d'interazione Mx-My



Tasso di lavoro per le combinazioni di dimensionamento						
Combi	Tipo di inviluppo	Nx	My	Mz	Angolo	Verificato
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(°)	
103	Nx Max	3199.32	42.65	-17.17	338.07	Si
101	Nx Min	2021.40	-40.11	23.37	149.78	Si
102	My Max	3092.70	-66.24	42.20	147.50	Si
104	My Min	2163.37	26.70	-9.06	341.26	Si
102	Mz Max	3092.70	-66.24	42.20	147.50	Si
104	Mz Min	2163.37	26.70	-9.06	341.26	Si
103	Inviluppo Y	3199.32	42.65	-17.17	338.07	Si
103	Inviluppo Z	3199.32	42.65	-17.17	338.07	Si

Armatura reale longitudinale	
Posizione	Armatura
Zona corrente	10 × ø24 + 6 × ø16 (6115.60 mm ²), Lunghezza = 3150.0 mm
Estremità superiore del pilastro	4 × ø14 + 2 × ø12 (841.80 mm ²), Lunghezza = 862.7 mm

6 Armature trasversali

6.1 Disposizioni costruttive minime

L'armatura trasversale è definita secondo il §4.1.6.1.2 della NTC 2018, comprese le zone critiche nell'estremità inferiore e superiore del pilastro.

Zona corrente

Diametro trasversale

$$\Phi_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6.0 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_{t,max}}{4} \end{array} \right. = 10.0 \text{ mm}$$

Interasse minimo barre trasversali

$$s_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{t,min} \\ \text{Min}(a;b) \\ 250.0 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Area critica

L'interasse minimo delle barre trasversali è pari a 0.6 per l'interasse massimo nella zona corrente.

6.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio e il dimensionamento dell'armatura a taglio vengono eseguiti ai sensi dell'articolo 4.1.2.3.5 della NTC 2018", First(Fields!ConcreteDesignCode.Value,

Piano	YOZ
Combinazione	102: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]
Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)	$V_{Ed} = 22.49 \text{ kN}$
Angolo del puntone	$\theta = 45.00^\circ$
Braccio di leva interno	$z = 0.9d = 0.9 \times 237.0 \text{ mm} = 213.3 \text{ mm}$
§4.1.6.1.2	$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.50} = 0.12$
Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{237.00}} \leq 2 \rightarrow k = 1.92$
Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2	$\rho_l = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{420.90 \text{ mm}^2}{800.0 \text{ mm} \times 237.0 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_l = 2.22 \text{ ‰}$
Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)	$\nu_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{tk}} = 0.035 \times 1.92^{3/2} \times \sqrt{32.00} = 0.53 \text{ MPa}$
Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)	$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c} = \text{Min} \left[\frac{2021.40 \text{ kN}}{2400.00 \text{ cm}^2} = 0.2 \times 18.13 \text{ MPa} = 3.63 \text{ MPa} \right. \right.$
Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)	$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right.$ $\left. \left[\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \right.$ $V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \left[0.12 \times 1.92 \times (100 \times 2.22 \text{ ‰} \times 32.00)^{1/3} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa} \right] \times 0.80 \text{ m} \times 0.24 \text{ m} \right.$ $\left. \left[0.53 \text{ MPa} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa} \right] \times 0.80 \text{ m} \times 0.24 \text{ m} \right.$ $V_{Rd,c} = 202.91 \text{ kN}$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)

$\nu_1 = 0.50$	
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{1.20 \times 0.80 \text{ m} \times 0.21 \text{ m} \times 0.50 \times 18.13 \text{ MPa}}{\cot(45.00^\circ) + \tan(45.00^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 928.28 \text{ kN}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 22.49 \text{ kN} \leq 928.28 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$

Area d'armatura a taglio richiesta $V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0.000 \text{ mm}^2/\text{m}$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo	$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max} \left(\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{reqd}; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} \right)}$ $s_{shear} = \frac{3.00 \times 28.30 \text{ mm}^2}{\text{Max}(0.000 \text{ mm}^2/\text{m}; 0.000 \text{ mm}^2/\text{m})} = 144.0 \text{ mm}$
----------------------------	---

L'armatura a torsione teorica non è necessaria.

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 819.546 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 819.546 \text{ mm}^2/\text{m} \times 213.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 230.20 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m} \times 213.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 325.11 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m} \times 213.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 325.11 \text{ kN}$$

Piano

XOZ

Combinazione

102: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)

$$V_{Ed} = 18.96 \text{ kN}$$

Angolo del puntone

$$\theta = 45.00^\circ$$

Braccio di leva interno

$$z = 0.9d = 0.9 \times 737.0 \text{ mm} = 663.3 \text{ mm}$$

§4.1.6.1.2

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.50} = 0.12$$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{737.00}} \leq 2 \rightarrow k = 1.52$$

Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2

$$\rho_1 = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{307.80 \text{ mm}^2}{300.0 \text{ mm} \times 737.0 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_1 = 1.39 \text{ ‰}$$

Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.52^{3/2} \times \sqrt{32.00} = 0.37 \text{ MPa}$$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)

$$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd} \right] = \text{Min} \left[\frac{2021.40 \text{ kN}}{2400.00 \text{ cm}^2}, 0.2 \times 18.13 \text{ MPa} \right] = 3.63 \text{ MPa}$$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[[0.12 \times 1.52 \times (100 \times 1.39 \text{ ‰} \times 32.00)^{1/3} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}] \times 0.30 \text{ m} \times 0.74 \text{ m}, (0.37 \text{ MPa} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}) \times 0.30 \text{ m} \times 0.74 \text{ m} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 202.39 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)

$$v_1 = 0.50$$

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1.20 \times 0.30 \text{ m} \times 0.66 \text{ m} \times 0.50 \times 18.13 \text{ MPa}}{\cot(45.00^\circ) + \tan(45.00^\circ)}$$

$$V_{Rd,max} = 1082.51 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 18.96 \text{ kN} \leq 1082.51 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Area d'armatura a taglio richiesta

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0.000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max}\left(\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{reqd}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}\right)}$$

$$s_{shear} = \frac{2.00 \times 28.30 \text{ mm}^2}{\text{Max}(0.000 \text{ mm}^2/\text{m}; 0.000 \text{ mm}^2/\text{m})} = 144.0 \text{ mm}$$

L'armatura a torsione teorica non è necessaria.

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 2868.411 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 2868.411 \text{ mm}^2/\text{m} \times 663.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 210.01 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m} \times 663.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 296.59 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

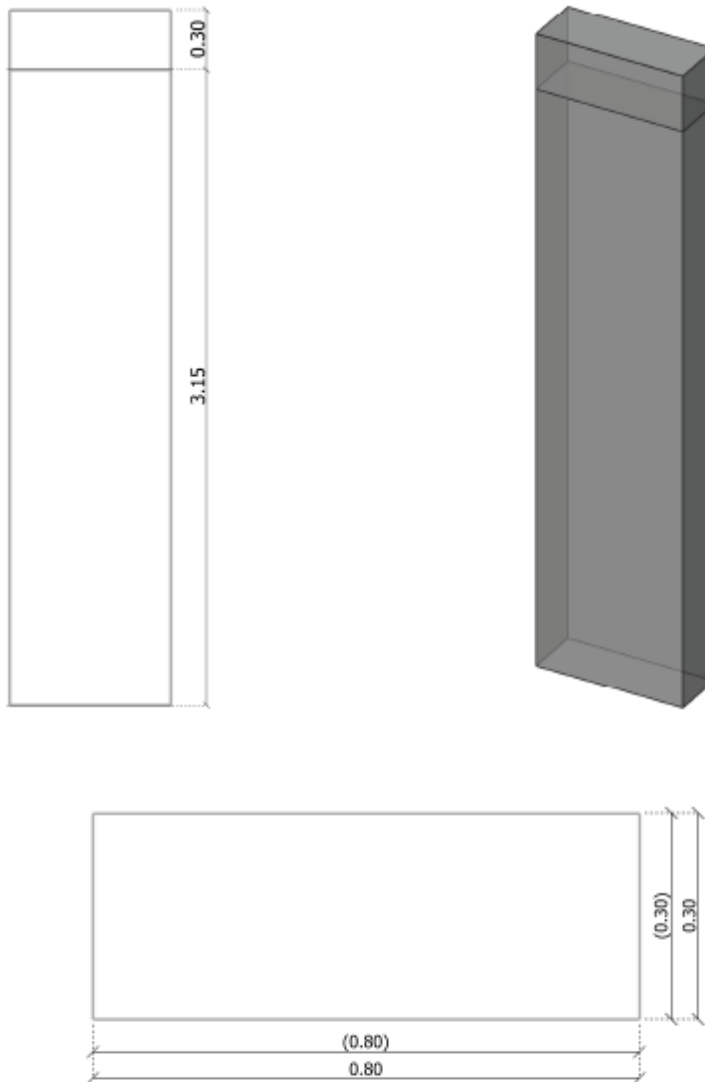
$$V_{Rd,s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m} \times 663.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 296.59 \text{ kN}$$

Armatura reale trasversale	
Posizione	Armatura
Pacchetto 1	7 × ø10 / 135.7 mm
Pacchetto 2	6 × ø10 / 191.7 mm
Pacchetto 3	7 × ø10 / 135.7 mm

9.20.2 Verifica sezione tipologica PK1 to PK0 - Fase 1

1 Geometria

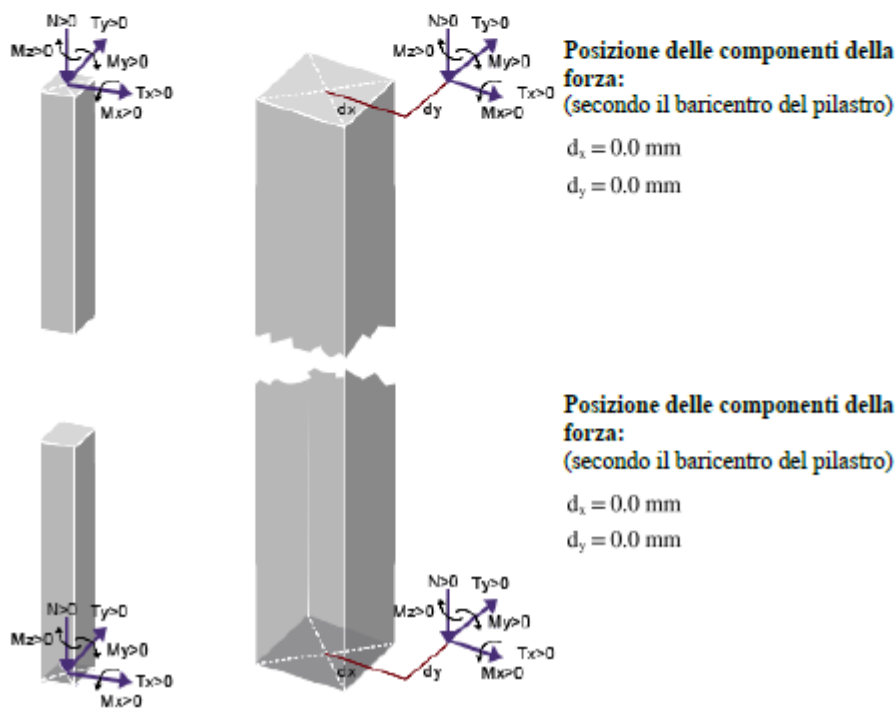


Sezione del pilastro	a = 800.0 mm	
	b = 300.0 mm	
Altezza del pilastro	L = 3150.0 mm	
Altezza Trave	h' = 0.0 mm	
Lunghezza d'instabilità e snellezza		
Lunghezza libera d'inflessione	$L_{0,xoz} = 2421.4 \text{ mm}$	$L_{0,yoz} = 2421.4 \text{ mm}$
Snellezza	$\lambda_{xoz} = \frac{L_{0,xoz}}{i_{xoz}} = \frac{0.77 \times 3150.0 \text{ mm}}{230.9 \text{ mm}} = \frac{2421.4 \text{ mm}}{230.9 \text{ mm}} = 10.49$	
	$\lambda_{yoz} = \frac{L_{0,yoz}}{i_{yoz}} = \frac{0.77 \times 3150.0 \text{ mm}}{86.6 \text{ mm}} = \frac{2421.4 \text{ mm}}{86.6 \text{ mm}} = 27.96$	

2 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
ID	Titolo	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
3	Q	0.7	0.7	0.6	1.5	1.5	1.3	0	0	0
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0

Sforzi interni								
ID	Caso di carico	Posizione	N	M_x	M_y	M_z	V_x	V_y
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	Superiore	875.31	-7.31	25.58	0.00	-14.58	-4.84
		Inferiore	893.84	7.95	-20.35	0.00	-14.58	-4.84
2	2 - G2	Superiore	680.77	-3.74	14.31	0.00	-7.33	-1.97
		Inferiore	680.77	2.46	-8.79	0.00	-7.33	-1.97
3	3 - Q	Superiore	642.96	-5.18	18.34	0.00	-10.38	-3.39
		Inferiore	642.96	5.50	-14.35	0.00	-10.38	-3.39
4	4 - N	Superiore	110.44	-0.54	2.13	0.00	-1.05	-0.26
		Inferiore	110.44	0.27	-1.18	0.00	-1.05	-0.26



3 Ipotesi globali

Normativa calcestruzzo:	Calcolo in conformità con la EN 1990 / EN 1991 / EN1992-1-1 / EN1992-1-2 / NTC 2018
Carichi e combinazioni:	NTC 2018.
Armatura longitudinale:	Metodo della rigidità nominale (EN 1992 1992-1-1 / §5.8.7)
Armatura trasversale:	Metodo standard (EN 1992-1-1 / §6.2.2 / §6.2.3).
Disposizioni sismiche:	Nessuna disposizione sismica. Duttilità media Colonna secondaria

3.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Pilastro
ID elemento	88
Posizione	Pilastro 1, Livello 1
Disegno	P
Livello	
Coordinate	X = 2.11 m; Y = -46.61 m; Z = -6.30 m

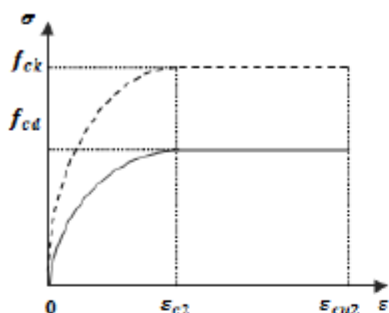
3.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN · m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	mm ²
Ampiezza fessura	mm

3.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C32/40_IT



$$f_{ck} = 32.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{32.00 \text{ MPa}}{1.50} = 18.13 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2.00\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.50\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8.00 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 32.00 \text{ MPa} + 8.00 \text{ MPa} = 40.00 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (32.00 \text{ MPa})^{2/3} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000.00 \text{ MPa} \times \left[\frac{40.00 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 33345.76 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500.000 \text{ kg/m}^3$$

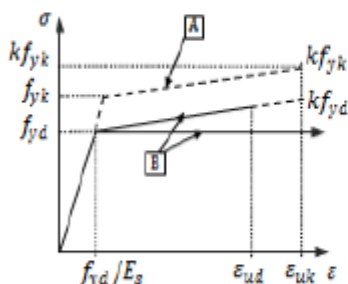
SLU: $\gamma_c = 1.50$

SLU-A: $\gamma_c = 1.00$

SLU-S: $\gamma_c = 1.00$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



Resistenza caratteristica dell'armatura longitudinale:

$$f_{yk} = 450.00 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica dell'armatura trasversale:

$$f_{ywk} = 450.00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450.00 \text{ MPa}}{1.15} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 75.00\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 75.00 = 67.50\text{‰}$$

$$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1.00$

SLU-S: $\gamma_s = 1.00$

3.4 Copriferrì

Classe d'esposizione	X0	(UNI EN 206 – 2006)
Classe di consistenza	S4	(UNI EN 206 – 2006)
Copriferro	$c = 50.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Copriferro nominale	$c_{nom} = 35.0 \text{ mm}$	
Valore del copriferro minimo per i collegamenti	$c_{min,b} = 14.0 \text{ mm}$	
Valore minimo del copriferro per la durabilità	$c_{min,dur} = 25.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10.0 \text{ mm}$	((4.1.6.1.3/NTC 2018))
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{dur,y} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dur,add} = 0.0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

4 Coefficiente di viscosità

Il calcolo del coefficiente di viscosità viene eseguito secondo l'allegato B della EN1992-1-1.

Umidità relativa	$RH = 50\%$
Tempo all'istante di carico (in giorni)	$t_0 = 28$
Tempo all'istante considerato	
Dimensione teorica dell'elemento in mm, espressione (B.6)	$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 240000.00 \text{ mm}^2}{2200.0 \text{ mm}} = 218.18 \text{ mm}$
Coefficiente che descrive lo sviluppo della viscosità rispetto al tempo dopo il carico	$t = \infty \rightarrow \beta_{\zeta}(t, t_0) = 1.0$
Influenza dell'umidità (B.3b)	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 50.00/100}{0.1 \times \sqrt[3]{218.18}} \times \left(\frac{35}{40.00} \right)^{0.7} \right] \times \left(\frac{35}{40.00} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = 1.71$
Influenza della resistenza del calcestruzzo (B.4)	$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{40.00}} = 2.66$
Tempo d'applicazione del carico t_0 , considerando l'effetto della tipologia di calcestruzzo (B.9), in giorni	$t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^n = 28.00 \times \left[\frac{9}{2 + 28.00^{1.2}} + 1 \right]^{0.00} \geq 0.5$ $t_{0,c} = 28.00$
Influenza della maturazione del calcestruzzo (B.5)	$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}}$ $\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (28.00)^{0.2}} = 0.49$
Coefficiente di viscosità a lungo termine (B.2)	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.71 \times 2.66 \times 0.49 = 2.22$
Coefficiente di viscosità (B.1)	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_{\zeta}(t, t_0) = 2.22 \times 1.00 = 2.22$

5 Armatura Longitudinale

Disposizioni costruttive minime

Area d'armatura minima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \frac{0.10 \cdot N_{Ed} }{f_{yd}}; 3.00 \text{ ‰} \cdot Ac \right\}$ $A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \frac{0.10 \times 3127.38 \text{ kN} }{391.30 \text{ MPa}}; 3.00 \text{ ‰} \times 240000.00 \text{ mm}^2 \right\} = 799.22 \text{ mm}^2$
Area d'armatura massima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,max} = \rho_{s,max} \cdot Ac = 40.00 \text{ ‰} \times 240000.00 \text{ mm}^2 = 9600.00 \text{ mm}^2$
Percentuale massima	$\rho_{s,max} = 40.00 \text{ ‰}$
Piano e posizione delle sollecitazioni:	ZOY, Inferiore della colonna
Combinazione	103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 22.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 3127.38 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidezza nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.20} = \frac{33345.76 \text{ MPa}}{1.20} = 27788.14 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 180000.00 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende della classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32.00}{20}} = 1.26$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3127.38 \text{ kN}}{240000.00 \text{ mm}^2 \times 18.13 \text{ MPa}} = 0.72$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.72 \times \frac{27.96}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.12$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Ed}}{M_{Ed}} = 2.22 \times \frac{25.95 \text{ kN}\cdot\text{m}}{41.00 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.40$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.26 \times 0.12}{1 + 1.40} = 62.17 \text{ ‰}$

Rigidezza dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000.00 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 399.61 \text{ mm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$
 $I_s = 399.61 \text{ mm}^2 \times \left(\frac{0.30 \text{ m}}{2} - 0.06 \text{ m}\right)^2 = 302.46 \text{ cm}^4$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1.00$

Valore della rigidezza nominale totale:

Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 62.17 \text{ ‰} \times 27788.14 \text{ MPa} \times 180000.00 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 3.11 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidezza nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.00 \times 200000.00 \text{ MPa} \times 302.46 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.60 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidezza nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 3.71 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine $M_{Ed} = M_{0Ed}$
 (Comprese le imperfezioni geometriche) $M_{0Ed} = M_{0Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_i$
 $M_{0Ed} = 22.07 \text{ kN}\cdot\text{m} + 3127.38 \text{ kN} \times 0.01 \text{ m} = 41.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 3127.38 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \times 1.40} = 0.78$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{399.61 \text{ mm}^2 \times 391.30 \text{ MPa}}{240000.00 \text{ mm}^2 \times 18.13 \text{ MPa}} = 0.04$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0.04} = 1.04$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{22.07 \text{ kN}\cdot\text{m}}{-22.69 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.97$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.97) = 2.67$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \times \frac{2.67}{\sqrt{0.72}} = 48.55$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 27.96 < \lambda_{lim} = 48.55$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale $M_{Ed} = 41.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Piano e posizione delle sollecitazioni: ZOx, Inferiore della colonna

Combinazione	103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 60.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 3127.38 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidità nominale (§5.8.7.2).

Rigidità del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20)	$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.20} = \frac{33345.76 \text{ MPa}}{1.20} = 27788.14 \text{ MPa}$
Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo	$I_c = 1280000.00 \text{ cm}^4$
Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23)	$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{32.00}{20}} = 1.26$
Sforzo assiale relativo	$n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3127.38 \text{ kN}}{240000.00 \text{ mm}^2 \cdot 18.13 \text{ MPa}} = 0.72$
Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24)	$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.72 \cdot \frac{10.49}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.04$
Rapporto efficace della viscosità (5.19)	$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0,Ed}}{M_{0,Ed}} = 2.22 \cdot \frac{38.22 \text{ kN}\cdot\text{m}}{60.64 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.40$
Coefficiente del calcestruzzo (5.22)	$K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.26 \cdot 0.04}{1 + 1.40} = 23.37 \text{ ‰}$

Rigidità dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio	$E_s = 200000.00 \text{ MPa}$
Area d'armatura	$A_s = 399.61 \text{ mm}^2$
Momento d'inerzia della sezione d'armatura	$I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$ $I_s = 399.61 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{0.80 \text{ m}}{2} - 0.06 \text{ m}\right)^2 = 4538.33 \text{ cm}^4$
Coefficiente per il contributo dell'armatura	$K_s = 1.00$

Valore della rigidità nominale totale:

Valore della rigidità nominale per il calcestruzzo:	$K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 23.37 \text{ ‰} \cdot 27788.14 \text{ MPa} \cdot 1280000.00 \text{ cm}^4$ $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 8.31 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Valore della rigidità nominale per l'armatura	$K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1.00 \cdot 200000.00 \text{ MPa} \cdot 4538.33 \text{ cm}^4$ $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 9.08 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$
Rigidità nominale (5.21):	$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 17.39 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine (Comprese le imperfezioni geometriche)	$M_{Ed} = M_{0,Ed}$ $M_{0,Ed} = M_{0,Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_i$ $M_{0,Ed} = 60.64 \text{ kN}\cdot\text{m} + 3127.38 \text{ kN} \cdot 0.00 \text{ m} = 60.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo normale corrispondente	$N_{Ed} = 3127.38 \text{ kN}$
Fattore che dipende dalla viscosità efficace	$A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \cdot 1.40} = 0.78$
Tasso meccanico d'armatura	$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{399.61 \text{ mm}^2 \cdot 391.30 \text{ MPa}}{240000.00 \text{ mm}^2 \cdot 18.13 \text{ MPa}} = 0.04$
Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura	$B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0.04} = 1.04$
Rapporto dei momenti alle estremità	$r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-60.64 \text{ kN}\cdot\text{m}}{81.59 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.74$ $C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.74) = 2.44$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2)

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \times \frac{2.44}{\sqrt{0.72}} = 44.39$$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2)

$$\lambda = 10.49 < \lambda_{lim} = 44.39$$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale

$$M_{Ed} = 60.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Armatura longitudinale totale del pilastro (per entrambi i piani di flessione, compresi gli effetti torsionali)

$$A_{long} = A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)}$$

$$A_{long} = 399.64 \text{ mm}^2 + 399.64 \text{ mm}^2 = 799.27 \text{ mm}^2$$

Armatura longitudinale pilastro

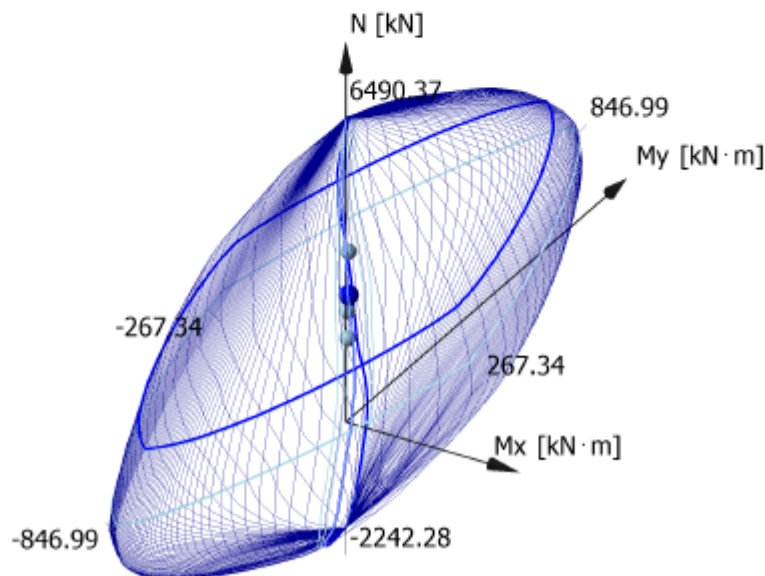
$$A_{long} = \text{Max}(A_{s,min}; A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)})$$

$$A_{long} = \text{Max}(799.22 \text{ mm}^2; 799.27 \text{ mm}^2) = 799.27 \text{ mm}^2$$

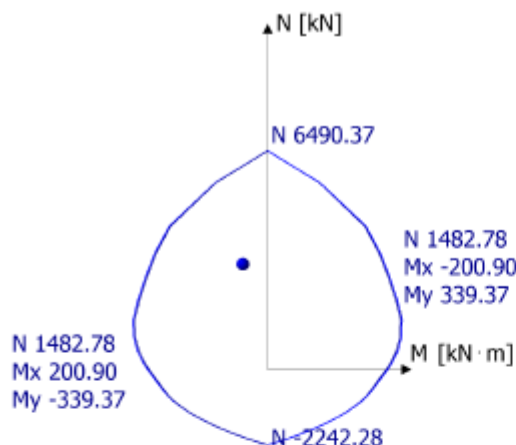
Metodo della rigidezza nominale (EN 1992-1-1, 5.8.7)										
Tipo	Comb	Rigidezza del calcestruzzo			Rigidezza dell'acciaio		Totale	Forze del secondo ordine		
		ϕ_{ef}	K_c	I_c	K_s	I_s	EI	MEd	$A_{s,rich}$	A_{min}
				(cm^4)		(cm^4)	($\text{MN}\cdot\text{m}^2$)	($\text{kN}\cdot\text{m}$)	(mm^2)	(mm^2)
ZOY	103	1.40	0.06	180000.00	1.00	302.46	3.71	41.00	399.61	799.22
ZOX	103	1.40	0.02	1280000.00	1.00	4538.33	17.39	60.64	399.61	799.22

5.1 Verifica con le curve d'interazione

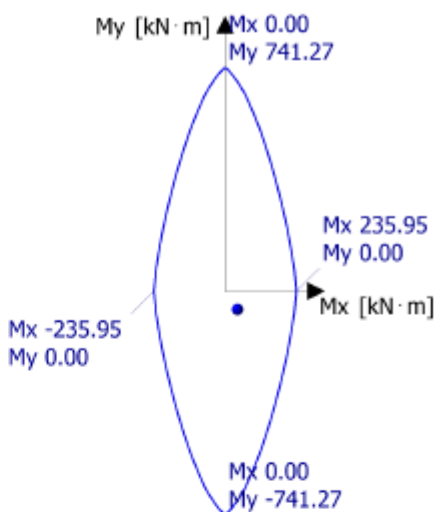
Curva d'interazione globale 3D



Curva d'interazione M-N



Curva d'interazione Mx-My



Tasso di lavoro per le combinazioni di dimensionamento						
Combi	Tipo di inviluppo	Nx	My	Mz	Angolo	Verificato
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(°)	
103	Nx Max	3127.38	41.00	-60.64	304.06	Si
101	Nx Min	2022.90	-26.60	51.85	117.16	Si
103	My Max	3103.29	-41.48	81.59	116.95	Si
101	My Min	2046.99	25.92	-37.88	304.39	Si
103	Mz Max	3103.29	-41.48	81.59	116.95	Si
101	Mz Min	2046.99	25.92	-37.88	304.39	Si
103	Inviluppo Y	3127.38	41.00	-60.64	304.06	Si
103	Inviluppo Z	3127.38	41.00	-60.64	304.06	Si

Armatura reale longitudinale	
Posizione	Armatura
Zona corrente	10 × ø24 + 6 × ø16 (6115.60 mm ²), Lunghezza = 3150.0 mm
Estremità superiore del pilastro	4 × ø14 + 2 × ø12 (841.80 mm ²), Lunghezza = 862.7 mm

6 Armature trasversali

6.1 Disposizioni costruttive minime

L'armatura trasversale è definita secondo il §4.1.6.1.2 della NTC 2018, comprese le zone critiche nell'estremità inferiore e superiore del pilastro.

Zona corrente

Diametro trasversale

$$\Phi_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6.0 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_{lmax}}{4} \end{array} \right. = 10.0 \text{ mm}$$

Interasse minimo barre trasversali

$$s_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{lmin} \\ \text{Min}(a;b) \\ 250.0 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Area critica

L'interasse minimo delle barre trasversali è pari a 0.6 per l'interasse massimo nella zona corrente.

6.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio e il dimensionamento dell'armatura a taglio vengono eseguiti ai sensi dell'articolo 4.1.2.3.5 della NTC 2018", First(Fields!ConcreteDesignCode.Value,

Piano

YOZ

Combinazione

103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2) $V_{Ed} = 14.21$ kN

Angolo del puntone

$\theta = 45.00^\circ$

Braccio di leva interno

$z = 0.9d = 0.9 \times 237.0 \text{ mm} = 213.3 \text{ mm}$

§4.1.6.1.2

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.50} = 0.12$$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{237.00}} \leq 2 \rightarrow k = 1.92$$

Tasso d'armatura

longitudinale, §4.1.6.1.2

$$\rho_l = \frac{A_{s,l}}{b_w \cdot d} = \frac{420.90 \text{ mm}^2}{800.0 \text{ mm} \times 237.0 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_l = 2.22 \text{ ‰}$$

Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.92^{3/2} \times \sqrt{32.00} = 0.53 \text{ MPa}$$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione N_{min})

$$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c} = \text{Min} \left[\frac{2022.90 \text{ kN}}{2400.00 \text{ cm}^2} = 0.2 \text{ MPa}, 0.2 \times 18.13 \text{ MPa} \right] = 3.63 \text{ MPa} \right]$$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} & [0.12 \times 1.92 \times (100 \times 2.22 \text{ ‰} \times 32.00)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}] \times 0.80 \text{ m} \times 0.24 \text{ m} \\ & (0.53 \text{ MPa} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}) \times 0.80 \text{ m} \times 0.24 \text{ m} \end{aligned} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 202.91 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)

$$v_1 = 0.50$$

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1.20 \times 0.80 \text{ m} \times 0.21 \text{ m} \times 0.50 \times 18.13 \text{ MPa}}{\cot(45.00^\circ) + \tan(45.00^\circ)}$$

$$V_{Rd,max} = 928.28 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 14.21 \text{ kN} \leq 928.28 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Area d'armatura a taglio richiesta

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0.000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max} \left(\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{reqd}; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} \right)}$$

$$s_{shear} = \frac{3.00 \times 28.30 \text{ mm}^2}{\text{Max}(0.000 \text{ mm}^2/\text{m}; 0.000 \text{ mm}^2/\text{m})} = 144.0 \text{ mm}$$

L'armatura a torsione teorica non è necessaria.

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1092.728 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 1092.728 \text{ mm}^2/\text{m} \times 213.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 306.94 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m} \times 213.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 325.11 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 1157.429 \text{ mm}^2/\text{m} \times 213.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 325.11 \text{ kN}$$

Piano

XOZ

Combinazione

103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)

$$V_{Ed} = 45.15 \text{ kN}$$

Angolo del puntone

$$\theta = 45.00^\circ$$

Braccio di leva interno

$$z = 0.9d = 0.9 \times 737.0 \text{ mm} = 663.3 \text{ mm}$$

§4.1.6.1.2

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.50} = 0.12$$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{737.00}} \leq 2 \rightarrow k = 1.52$$

Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2

$$\rho_l = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{307.80 \text{ mm}^2}{300.0 \text{ mm} \times 737.0 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_l = 1.39 \text{ ‰}$$

Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.52^{3/2} \times \sqrt{32.00} = 0.37 \text{ MPa}$$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)

$$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd} \right] = \text{Min} \left[\frac{2022.90 \text{ kN}}{2400.00 \text{ cm}^2}, 0.2 \times 18.13 \text{ MPa} \right] = 3.63 \text{ MPa}$$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} & C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ & (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} & [0.12 \times 1.52 \times (100 \times 1.39 \text{ ‰} \times 32.00)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}] \times 0.30 \text{ m} \times 0.74 \text{ m} \\ & (0.37 \text{ MPa} + 0.15 \times 3.63 \text{ MPa}) \times 0.30 \text{ m} \times 0.74 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

$$V_{Rd,c} = 202.39 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)

$$v_1 = 0.50$$

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1.20 \times 0.30 \text{ m} \times 0.66 \text{ m} \times 0.50 \times 18.13 \text{ MPa}}{\cot(45.00^\circ) + \tan(45.00^\circ)}$$

$$V_{Rd,max} = 1082.51 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 45.15 \text{ kN} \leq 1082.51 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Area d'armatura a taglio richiesta

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0.000 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max}\left(\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{reqd}, \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}\right)}$$

$$s_{shear} = \frac{2.00 \times 28.30 \text{ mm}^2}{\text{Max}(0.000 \text{ mm}^2/\text{m}; 0.000 \text{ mm}^2/\text{m})} = 144.0 \text{ mm}$$

L'armatura a torsione teorica non è necessaria.

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 3824.548 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 3824.548 \text{ mm}^2/\text{m} \times 663.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 280.01 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m} \times 663.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 296.59 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 4051.001 \text{ mm}^2/\text{m} \times 663.3 \text{ mm} \times 391.30 \text{ MPa} \times \cot(45.00^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 296.59 \text{ kN}$$

9.20.3 Verifica al fuoco – FASE 1

9.20.3.1 Materiali

9.20.3.1.1 Materiali Meccanici

9.20.3.1.1.1 Cls C32/40

La seguente tabella riassume le caratteristiche meccaniche.

f_{ck} [N/mm ²]	40
e_{c2} [%]	0.2
e_{cu2} [%]	0.35
n	2

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a freddo".

g_c	1.5
a_{cc}	0.85
f_{cd} [N/mm ²]	17
e_{c2} [%]	0.2
e_{cu2} [%]	0.35
n	2

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a caldo".

a_{cc}	1
g_c	1
aggregato	siliceo
k_c	ENV 1992-1-2 gen 1998 3.2
$f_{cd,q=20^\circ}$ [N/mm ²]	32

9.20.3.1.1.2 Barre B450C

Materiale: Barre B450C. Normativa: Eurocodici + NTC18 - EN 1992-1-2 gen 1998.

La seguente tabella riassume le caratteristiche meccaniche.

f_{yk} [N/mm ²]	450
E [N/mm ²]	206000
ramo	inclinato limitato
k	1.2
e_{ud} [%]	6.75

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a freddo".

g_s	1.15
f_{yd} [N/mm ²]	391.3
e_y [%]	0.0019

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a caldo".

g_s	1
k_s	ENV 1992-1-2 gen 1998 3.3 - defo.>2%
$f_{yd,q=20^\circ}$ [N/mm ²]	450

9.20.3.1.2 Materiali Termici

9.20.3.1.2.1 P_CLSSiliceoEC2_1998

Materiale: P_CLSSiliceoEC2_1998. Calcestruzzo ad aggregato siliceo, secondo EC2 Parte 1-2 (Gennaio 1998).

Le curve di calore specifico, conduttività termica e densità volumica sono tratte dalla norma UNI ENV 1992-1-2 01/1998 A.3.1. Si è considerata un'umidità in massa del 2%. La densità volumica è stata mantenuta costante oltre i 100°C.

9.20.3.2 Sezione

Descrizione: Sez. 1 - Rettangolare

Tipo sezione: RETTANGOLARE

9.20.3.3 Aree distribuite

La sezione contiene in tutto 280 elementi. L'area totale di questi elementi vale 240000. mm². Il baricentro si trova nel punto (0. ;150.).

Gli elementi con caratteristiche strutturali sono 280. L'area totale di questi elementi vale 240000. mm². Il loro baricentro si trova nel punto (0. ;150.).

- Contorno 1

Tipo contorno: RETTANGOLARE

Materiale meccanico: CIs C32/40

Materiale termico: P_CLSSiliceoEC2_1998

Questo contorno contiene 280 elementi. L'area totale di questi elementi vale 240000. mm². Il baricentro si trova nel punto (0. ;150.).

Vertice n.	Z [mm]	Y [mm]
1	-400.	300.
2	400.	300.
3	400.	0.
4	-400.	0.
5	-400.	300.
Area [mm ²]		240000.

9.20.3.4 Aree concentrate

Vertice n.	Z [mm]	Y [mm]	d [mm]	Area [mm ²]	Materiale
1	-370.	270.	24.	452.	Barre B450C
2	-370.	30.	24.	452.	Barre B450C
3	370.	30.	24.	452.	Barre B450C
4	370.	270.	24.	452.	Barre B450C
5	-370.	150.	24.	452.	Barre B450C
6	370.	150.	24.	452.	Barre B450C
7	-84.	30.	24.	452.	Barre B450C
8	57.	30.	24.	452.	Barre B450C
9	-85.	270.	24.	452.	Barre B450C
10	61.	270.	24.	452.	Barre B450C
11	164.	270.	16.	201.	Barre B450C
12	275.	270.	16.	201.	Barre B450C
13	170.	30.	16.	201.	Barre B450C
14	275.	30.	16.	201.	Barre B450C
15	-275.	270.	16.	201.	Barre B450C
16	-187.	270.	16.	201.	Barre B450C
17	-279.	30.	16.	201.	Barre B450C
18	-185.	30.	16.	201.	Barre B450C

9.20.3.5 Analisi termica

Tempo di esposizione: 90 min.

Tipi di esposizione					
Nome	Curva tempo-temperatura	Isolante	e _{res.}	a _c [W/m ² °K]f	g _{nc.} , g _{n,r}

Fuoco	Fuoco	nessuno	0.8	25.	1.	1.	1.
Fuoco esterno	Fuoco esterno	nessuno	0.8	25.	1.	1.	1.
Fuoco idrocarburi	Fuoco idrocarburi	nessuno	0.8	50.	1.	1.	1.
Aria 20°	Aria 20°	nessuno	0.8	9.	1.	1.	1.
Vuoti interni	Vuoti interni	nessuno	0.8	9.	1.	1.	1.

Zone di esposizione				
Tipo	Cont. n.	Vert. n.	d1 [mm]	d2 [mm]
Fuoco	1	1	0.	0.
Fuoco	1	2	0.	0.
Fuoco	1	3	0.	0.
Fuoco	1	4	0.	0.

9.20.3.6 *Analisi meccanica a freddo*

Sforzi normali applicati nel punto (0.; 150.) (baricentro elementi strutturali)

Convenzioni: N + trazione; M_z + fib.inferiori tese; M_y + fib.sinistra tese; T_y + verso il basso; deformazione: $e = l + m_{zy} + m_{yz}$ [%].

9.20.3.7 *Sollecitazione 1*

Descrizione: FASE 1

La terna di sollecitazioni agenti di calcolo, per la verifica di pressoflessione, è la seguente: $N_d = -3912.$ kN; $M_{zd} = 70.$ kN*m; $M_{yd} = 382.$ kN*m.

Si è ricercato il valore di rottura della sollecitazione $N_d(-)$, in corrispondenza dei valori agenti delle altre sollecitazioni. Il rapporto tra il valore di rottura della sollecitazione (pedice "ult") e quello agente di calcolo (pedice "d") è pari a:

$$N_{ult}/N_d = -5322.82/-3912. = 1.36.$$

Il calcolo della deformazione della sezione, conseguente alle sollecitazioni applicate, ha raggiunto la convergenza. La deformazione della sezione è espressa da un piano definito dai seguenti valori (in %): $l = -.109$; $m_z = -.00363$; $m_y = -.00329$.

Le seguenti tabelle riassumono le tensioni massime in ciascun contorno della sezione e nelle aree concentrate (ferri, cavi). Per ciascun punto di calcolo sono indicate anche le deformazioni.

Aree concentrate (ferri, cavi)			
Area. n.	e [%]	s [N/mm ²]	Materiale
1	-.085	-175.9	Barre B450C
2	.002	3.6	Barre B450C
3	-.242	-391.9	Barre B450C
4	-.329	-393.	Barre B450C
5	-.042	-86.2	Barre B450C
6	-.286	-392.4	Barre B450C
7	-.092	-190.2	Barre B450C
8	-.139	-286.1	Barre B450C
9	-.179	-369.3	Barre B450C
10	-.228	-391.8	Barre B450C
11	-.261	-392.2	Barre B450C
12	-.298	-392.6	Barre B450C
13	-.176	-362.6	Barre B450C
14	-.211	-391.6	Barre B450C
15	-.117	-240.6	Barre B450C
16	-.146	-300.2	Barre B450C

17	-.028	-58.4	Barre B450C				
18	-.059	-122.	Barre B450C				
Contorni (materiali strutturali della sezione)							
Cont. e elastiche			s				
n.	l[%]	m _z [%/cm]	m _y [%/cm]	min [N/mm ²]	coord	max [N/mm ²]	coord
1	-.1093	-.00363	-.00329	-17.	400.; 0.		-400.; 0.

9.20.3.8 Analisi meccanica a caldo

Tempo di esposizione: 90 min.

Sforzi normali applicati nel punto (0.; 150.) (baricentro elementi strutturali)

Convenzioni: N + trazione; M_z+ fib.inferiori tese; M_y+ fib.sinistra tese; T_y+ verso il basso; deformazione: e = l + m_zy + m_yz [%].

9.20.3.9 Sollecitazione 1

Descrizione: FASE 1

La terna di sollecitazioni agenti di calcolo, per la verifica di pressoflessione, è la seguente: N_d = -3912. kN; M_z_d = 70. kN*m; M_y_d = 382. kN*m.

Si è ricercato il valore di rottura della sollecitazione N_d(-), in corrispondenza dei valori agenti delle altre sollecitazioni. Il rapporto tra il valore di rottura della sollecitazione (pedice "ult") e quello agente di calcolo (pedice "d") è pari a:

$$N_{ult}/N_d = -4237.65/-3912. = 1.08.$$

Il calcolo della deformazione della sezione, conseguente alle sollecitazioni applicate, ha raggiunto la convergenza. La deformazione della sezione è espressa da un piano definito dai seguenti valori (in %): l= -.057; m_z= -.00474; m_y= -.00377.

Le seguenti tabelle riassumono le tensioni massime in ciascun contorno della sezione e nelle aree concentrate (ferri, cavi). Per ciascun punto di calcolo sono indicate anche le deformazioni.

Aree concentrate (ferri, cavi)			
Area. n.	e [%]	s [N/mm ²]	Materiale
1	-.046	-7.9	Barre B450C
2	.068	11.9	Barre B450C
3	-.211	-36.6	Barre B450C
4	-.324	-38.1	Barre B450C
5	.011	10.9	Barre B450C
6	-.268	-210.1	Barre B450C
7	-.039	-42.7	Barre B450C
8	-.093	-100.5	Barre B450C
9	-.153	-166.1	Barre B450C
10	-.208	-226.	Barre B450C
11	-.247	-237.	Barre B450C
12	-.288	-209.9	Barre B450C
13	-.135	-146.3	Barre B450C
14	-.175	-167.3	Barre B450C
15	-.081	-78.	Barre B450C
16	-.115	-123.7	Barre B450C
17	.034	32.	Barre B450C
18	-.001	-1.5	Barre B450C

Contorni (materiali strutturali della sezione)			
Cont. e elastiche			s

n.	l[%]	m _z [%/cm]	m _y [%/cm]	min [N/mm ²]	coord	max [N/mm ²]	coord
1	-0.0569	-0.00474	-0.00377	-30.	200.; 150.0.		-400.; 0.

9.20.4 Verifica al fuoco - FASE 2

9.20.4.1 Materiali

9.20.4.1.1 Materiali Meccanici

9.20.4.1.1.1 Cls C32/40

La seguente tabella riassume le caratteristiche meccaniche.

f _{ck} [N/mm ²]	40
e _{c2} [%]	0.2
e _{cu2} [%]	0.35
n	2

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a freddo".

g _c	1.5
a _{cc}	0.85
f _{cd} [N/mm ²]	17
e _{c2} [%]	0.2
e _{cu2} [%]	0.35
n	2

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a caldo".

a _{cc}	1
g _c	1
aggregato	siliceo
k _c	ENV 1992-1-2 gen 1998 3.2
f _{cd,q=20°} [N/mm ²]	32

9.20.4.1.1.2 Barre B450C

Materiale: Barre B450C. Normativa: Eurocodici + NTC18 - EN 1992-1-2 gen 1998.

La seguente tabella riassume le caratteristiche meccaniche.

f _{yk} [N/mm ²]	450
E [N/mm ²]	206000
ramo	inclinato limitato
k	1.2
e _{ud} [%]	6.75

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a freddo".

g _s	1.15
f _{yd} [N/mm ²]	391.3
e _y [%]	0.0019

La seguente tabella riassume le proprietà meccaniche per la verifica "a caldo".

g _s	1
k _s	ENV 1992-1-2 gen 1998 3.3 - defo.>2%
f _{yd,q=20°} [N/mm ²]	450

9.20.4.1.2 Materiali Termici

9.20.4.1.2.1 P_CLSSiliceoEC2_1998

Materiale: P_CLSSiliceoEC2_1998. Calcestruzzo ad aggregato siliceo, secondo EC2 Parte 1-2 (Gennaio 1998).

Le curve di calore specifico, conduttività termica e densità volumica sono tratte dalla norma UNI ENV 1992-1-2 01/1998 A.3.1. Si è considerata un'umidità in massa del 2%. La densità volumica è stata mantenuta costante oltre i 100°C.

9.20.4.2 Sezione

Descrizione: Sez. 1 - Rettangolare

Tipo sezione: RETTANGOLARE

9.20.4.3 Aree distribuite

La sezione contiene in tutto 280 elementi. L'area totale di questi elementi vale 240000. mm². Il baricentro si trova nel punto (0. ;150.).

Gli elementi con caratteristiche strutturali sono 280. L'area totale di questi elementi vale 240000. mm². Il loro baricentro si trova nel punto (0. ;150.).

- Contorno 1

Tipo contorno: RETTANGOLARE

Materiale meccanico: CIs C32/40

Materiale termico: P_CLSSiliceoEC2_1998

Questo contorno contiene 280 elementi. L'area totale di questi elementi vale 240000. mm². Il baricentro si trova nel punto (0. ;150.).

Vertice n.	Z [mm]	Y [mm]
1	-400.	300.
2	400.	300.
3	400.	0.
4	-400.	0.
5	-400.	300.
Area [mm ²]		240000.

9.20.4.4 Aree concentrate

Vertice n.	Z [mm]	Y [mm]	d [mm]	Area [mm ²]	Materiale
1	-370.	270.	24.	452.	Barre B450C
2	-370.	30.	24.	452.	Barre B450C
3	370.	30.	24.	452.	Barre B450C
4	370.	270.	24.	452.	Barre B450C
5	-370.	150.	24.	452.	Barre B450C
6	370.	150.	24.	452.	Barre B450C
7	-84.	30.	24.	452.	Barre B450C
8	57.	30.	24.	452.	Barre B450C
9	-85.	270.	24.	452.	Barre B450C
10	61.	270.	24.	452.	Barre B450C
11	164.	270.	16.	201.	Barre B450C
12	275.	270.	16.	201.	Barre B450C
13	170.	30.	16.	201.	Barre B450C
14	275.	30.	16.	201.	Barre B450C
15	-275.	270.	16.	201.	Barre B450C
16	-187.	270.	16.	201.	Barre B450C
17	-279.	30.	16.	201.	Barre B450C
18	-185.	30.	16.	201.	Barre B450C

9.20.4.5 Analisi termica

Tempo di esposizione: 90 min.

Tipi di esposizione						
Nome	Curva tempo-temperatura	Isolante	e _{res.}	a _c [W/m ² °K]f	g _{nc.}	g _{n,r}
Fuoco	Fuoco	nessuno	0.8	25.	1.1.	1.
Fuoco esterno	Fuoco esterno	nessuno	0.8	25.	1.1.	1.
Fuoco idrocarburi	Fuoco idrocarburi	nessuno	0.8	50.	1.1.	1.
Aria 20°	Aria 20°	nessuno	0.8	9.	1.1.	1.
Vuoti interni	Vuoti interni	nessuno	0.8	9.	1.1.	1.

Zone di esposizione				
Tipo	Cont. n.	Vert. n.	d1 [mm]	d2 [mm]
Fuoco	1	1	0.	0.
Fuoco	1	2	0.	0.
Fuoco	1	3	0.	0.
Fuoco	1	4	0.	0.

9.20.4.6 Analisi meccanica a freddo

Sforzi normali applicati nel punto (0.; 150.) (baricentro elementi strutturali)

Convenzioni: N + trazione; M_z+ fib.inferiori tese; M_y+ fib.sinistra tese; T_y+ verso il basso; deformazione: e = l + m_zy + m_yz [%].

9.20.4.7 Sollecitazione 1

Descrizione: FASE 2

La terna di sollecitazioni agenti di calcolo, per la verifica di pressoflessione, è la seguente: N_d = -4147. kN; M_{z_d} = 48. kN*m; M_{y_d} = 227. kN*m.

Si è ricercato il valore di rottura della sollecitazione N_d(-), in corrispondenza dei valori agenti delle altre sollecitazioni. Il rapporto tra il valore di rottura della sollecitazione (pedice "ult") e quello agente di calcolo (pedice "d") è pari a: N_{ult}/N_d = -5971.16/-4147. = 1.44.

Il calcolo della deformazione della sezione, conseguente alle sollecitazioni applicate, ha raggiunto la convergenza. La deformazione della sezione è espressa da un piano definito dai seguenti valori (in %): l= -.141; m_z= -.00326; m_y= -.00279.

Le seguenti tabelle riassumono le tensioni massime in ciascun contorno della sezione e nelle aree concentrate (ferri, cavi). Per ciascun punto di calcolo sono indicate anche le deformazioni.

Aree concentrate (ferri, cavi)		
Area. n.	e [%]	s [N/mm ²]
1	-.125	-257.9
2	-.047	-96.9
3	-.254	-392.1
4	-.332	-393.
5	-.086	-177.4
6	-.293	-392.5
7	-.127	-261.2
8	-.166	-342.5
9	-.205	-391.5
10	-.246	-392.
11	-.274	-392.3
12	-.305	-392.7
13	-.198	-391.4
14	-.227	-391.7

15	-.152	-312.6	Barre B450C
16	-.176	-363.2	Barre B450C
17	-.073	-149.5	Barre B450C
18	-.099	-203.3	Barre B450C

Contorni (materiali strutturali della sezione)							
Cont. e elastiche				s			
n.	l[%]	m _z [%/cm]	m _y [%/cm]	min [N/mm ²]	coord	max [N/mm ²]	coord
1	-.1406	-.00326	-.00279	-17.	400.; 0.	-4.56	-400.; 0.

9.20.4.8 Analisi meccanica a caldo

Tempo di esposizione: 90 min.

Sforzi normali applicati nel punto (0.; 150.) (baricentro elementi strutturali)

Convenzioni: N + trazione; M_z+ fib.inferiori tese; M_y+ fib.sinistra tese; T_y+ verso il basso; deformazione: e = l + m_zy + m_yz [%].

9.20.4.9 Sollecitazione 1

Descrizione: FASE 2

La terna di sollecitazioni agenti di calcolo, per la verifica di pressoflessione, è la seguente: N_d = -4147. kN; M_{z_d} = 48. kN*m; M_{y_d} = 227. kN*m.

Si è ricercato il valore di rottura della sollecitazione N_d(-), in corrispondenza dei valori agenti delle altre sollecitazioni. Il rapporto tra il valore di rottura della sollecitazione (pedice "ult") e quello agente di calcolo (pedice "d") è pari a:

$$N_{ult}/N_d = -5128.97/-4147. = 1.24.$$

Il calcolo della deformazione della sezione, conseguente alle sollecitazioni applicate, ha raggiunto la convergenza. La deformazione della sezione è espressa da un piano definito dai seguenti valori (in %): l= -.103; m_z= -.00404; m_y= -.00315.

Le seguenti tabelle riassumono le tensioni massime in ciascun contorno della sezione e nelle aree concentrate (ferri, cavi). Per ciascun punto di calcolo sono indicate anche le deformazioni.

Aree concentrate (ferri, cavi)		
Area. n.	e [%]	s [N/mm ²]
1	-.095	-16.6
2	.002	.3
3	-.231	-38.
4	-.328	-38.1
5	-.047	-44.9
6	-.28	-210.2
7	-.088	-95.9
8	-.133	-144.2
9	-.185	-200.9
10	-.231	-237.3
11	-.263	-237.1
12	-.298	-209.9
13	-.168	-182.4
14	-.202	-192.9
15	-.125	-120.
16	-.153	-165.2
17	-.027	-25.6
18	-.057	-61.1

Contorni (materiali strutturali della sezione)							
Cont. e elastiche				s			
n.	I[%]	m _z [%/cm]	m _y [%/cm]	min [N/mm ²]	coord	max [N/mm ²]	coord
1	-1.1028	-0.00404	-0.00315	-30.	200.; 150.	0.	-400.; 0.

9.21 Verifica pilastro tipo 500x30

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura. La direzione X è verticale.

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axs Sezione : Axs (Mappa Iso)

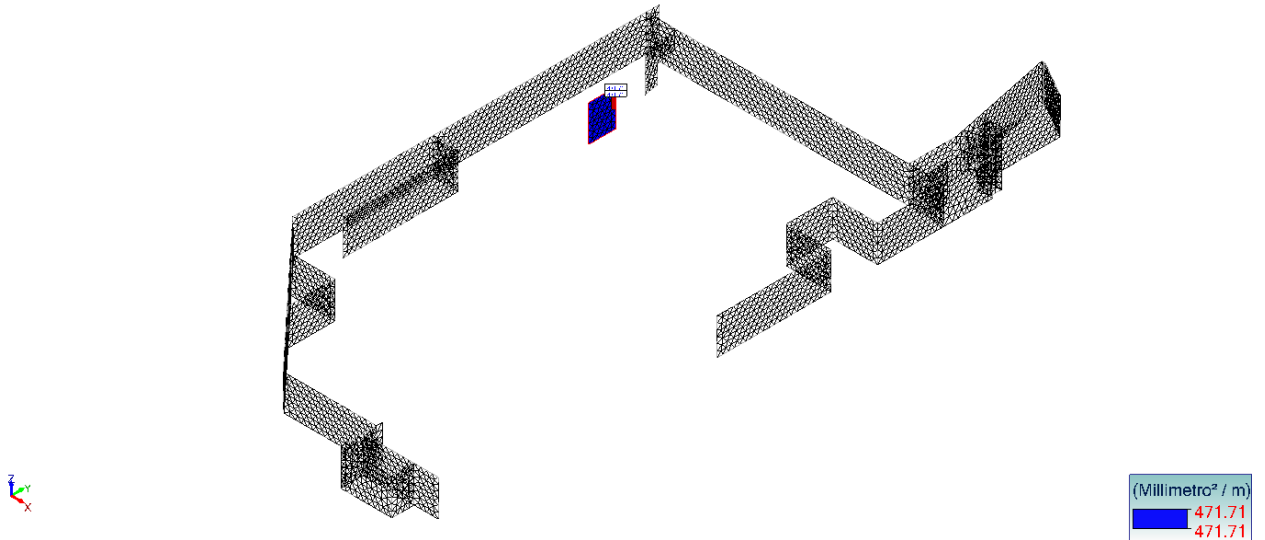


Figura 115 - Armatura Ax sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Ays Sezione : Ays (Mappa Iso)

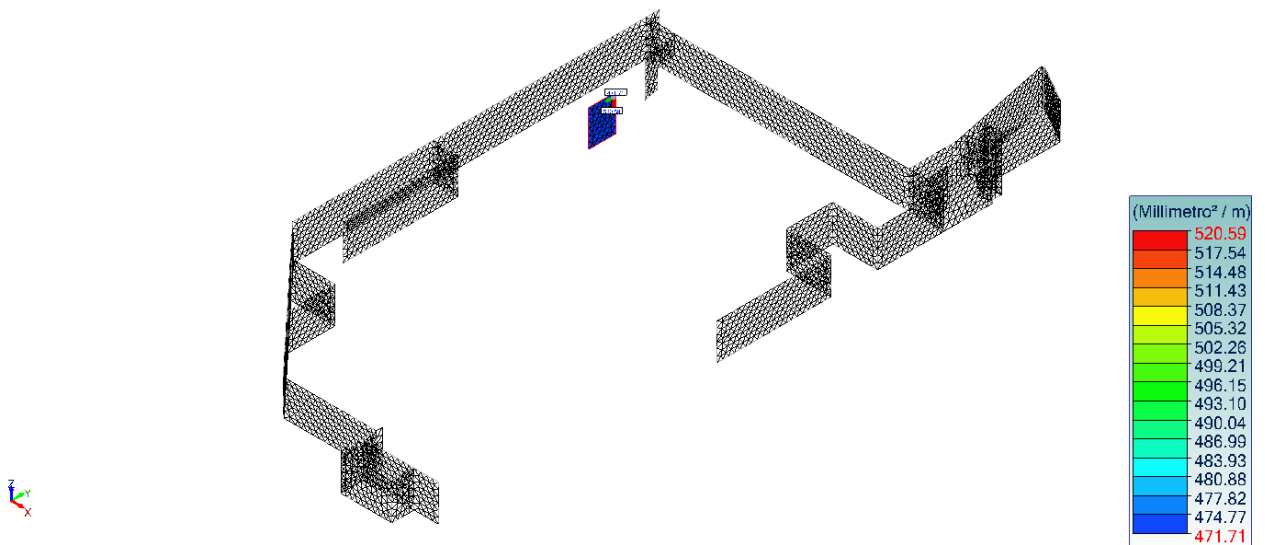


Figura 116 - Armatura Ay sup

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

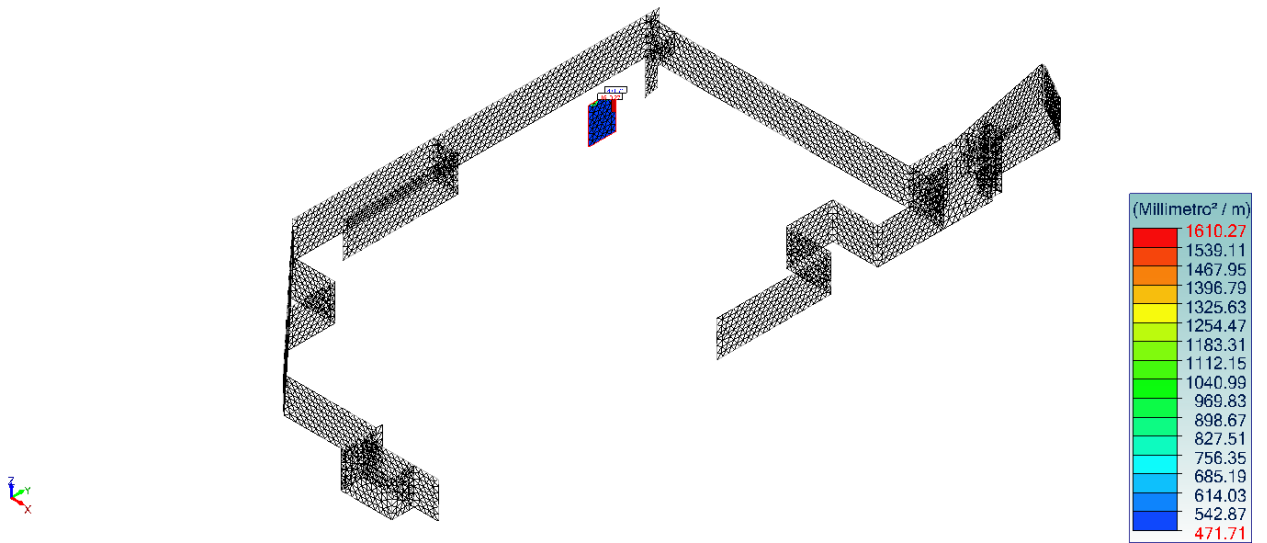


Figura 117 - Armatura Ax inf

Vista UTENTE
 Armature
 Involuppo
 Elemento Superficiale : Axi Sezione : Axi (Mappa Iso)

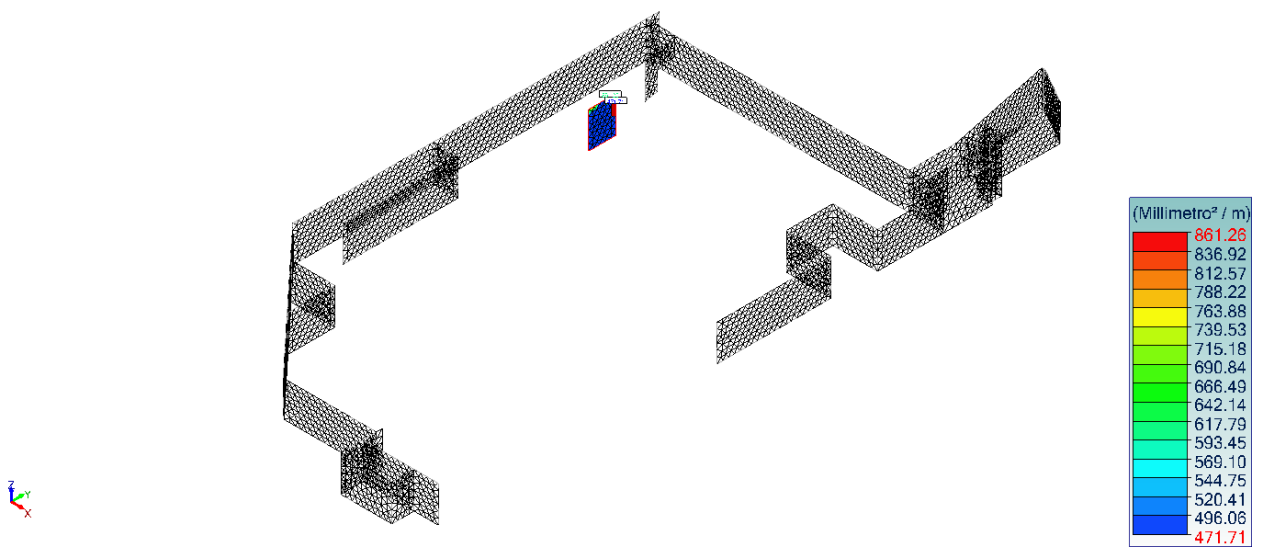


Figura 118 - Armatura Ay inf

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Mxx Sezione : Mxx
 Sistema globale
 Valori smussati

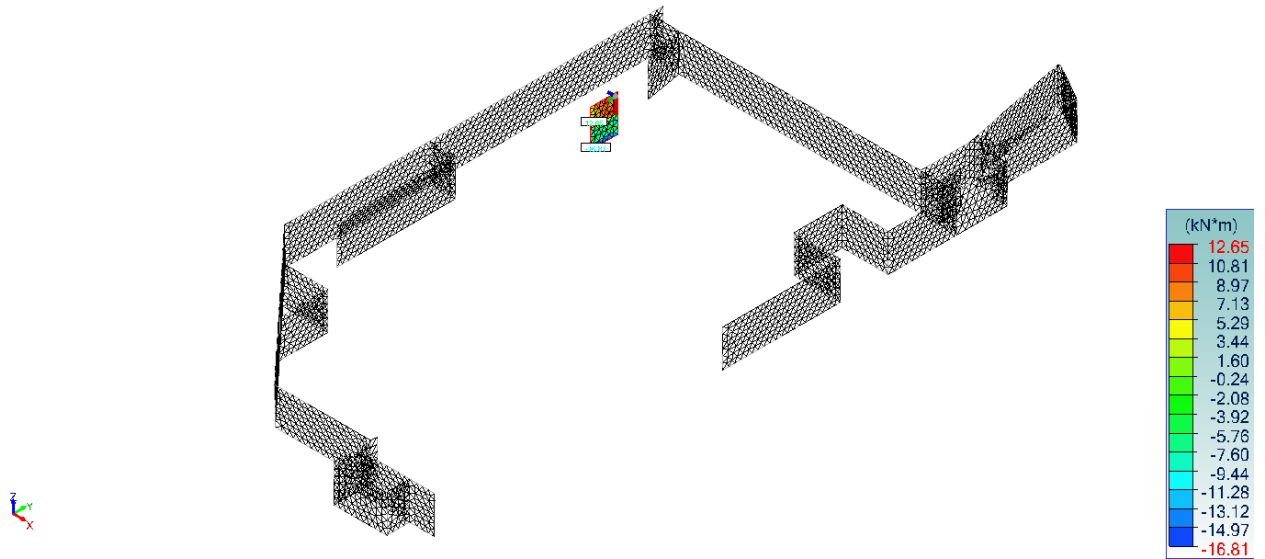


Figura 119 – Momenti Mxx

Vista UTENTE
 Analisi: 1-8, 101-383 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : Myy Sezione : Myy
 Assi locali
 Valori smussati

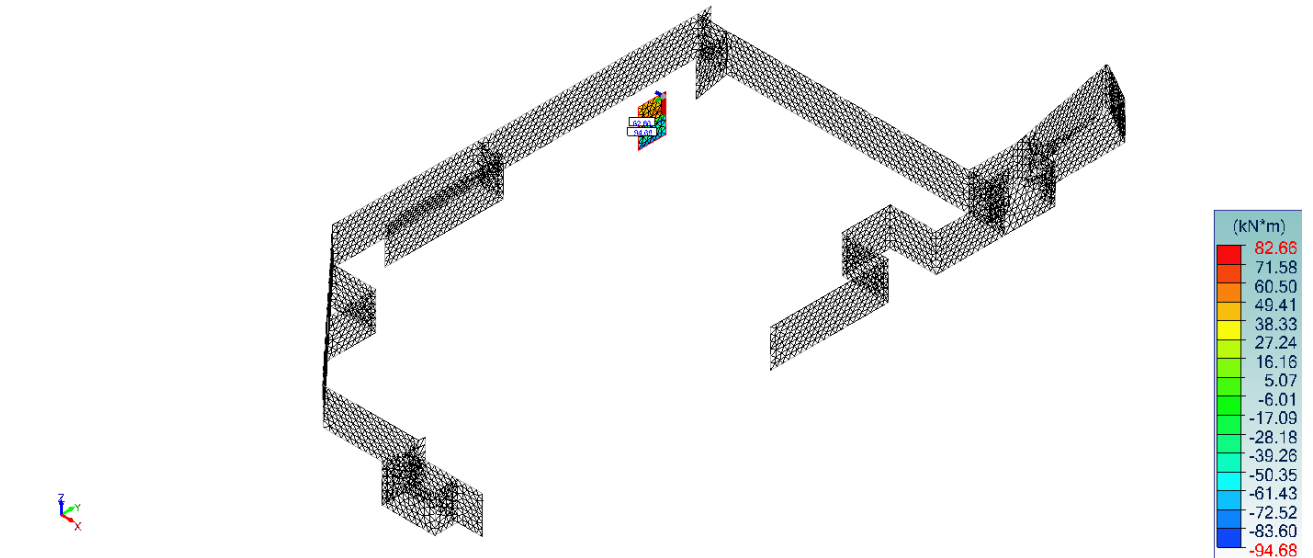


Figura 120 – Momenti Myy

9.21.1 Verifica sezione tipologica piena s=30cm

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione della soletta con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sp.30 cm – armatura Ø16/20 verticale + Ø12/20 orizzontale

Azioni sollecitanti (SLU+SLV) – $M_{sd,xx} = 95 \text{ kNm/m}$ $M_{sd,yy} = 17 \text{ kNm/m}$

Azione resistente

La sezione unitaria ha spessore 30cm ed è armata con barre Ø16/20 verticale + Ø12/20 orizzontale, con un copriferro di 50mm sulla barra esterna e 50mm sulla barra interna. Il momento resistente per la striscia unitaria di 1,0m di larghezza è pari a:

$$M_{Rd,xx} = 97.13 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 95 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{xx} = M_{Sd}/M_{Rd} = 95/97 = 0,98$$

Titolo : L2687_Bengasi_PILASTRO100x30_xx

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	10.05	5
			2	10.05	25

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 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 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M xRd 97.13 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 18.1 ‰
 d 25 cm
 x 4.051 x/d 0.162
 δ 0.7

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

$$M_{Rd,yy} = 60 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 17 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir2} = M_{Sd}/M_{Rd} = 17/60 = 0,59$$

Titolo : L2687_Bengasi_PILASTRO100x30_yy

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5.65	5
			2	5.65	25

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 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 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M xRd 60.4 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 23.78 ‰
 d 25 cm
 x 3.208 x/d 0.1283
 δ 0.7

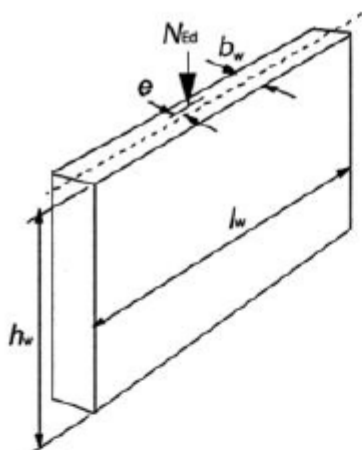
Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Notazioni



Lunghezza della parete l_w
 Altezza della parete h_w
 Spessore della parete b_w

Calcolo della snellezza

Parete **W 1.1**
 Lunghezza libera d'inflexione $l_0 = \beta \cdot h_w = 1 \times 6300 \text{ mm} = 6300 \text{ mm}$
 Snellezza $\lambda = \frac{l_0 \cdot \sqrt{12}}{b_w} = \frac{6300 \text{ mm} \times \sqrt{12}}{300 \text{ mm}} = 72.75$

2 Carichi e Combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
ID	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	γ_{STR}	$\gamma_{EQU,Par}$	$\gamma_{GEO,Par}$
1	G1		-	-	1.1		1	0.9	1	1
2	G2		-	-	1.1		1	0.9	1	1
3	Q		0.9	0.8	1.5		1.3	0	0	0
4	N		0.5	0.4	1.5		1.3	0	0	0
5	EX		-	-	1		1	1	1	1
6	EY		-	-	1		1	1	1	1
7	EZ		-	-	1		1	1	1	1
8	tempo		0.5	0	1.5		1.3	1.5	1.5	1.3

Carichi parete

Sforzi interni								
ID	Parete	Caso di carico	Posizione	Ecc.	N	M_x	M_y	V_x
				(mm)	(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)
1	1.1	1 - G1	Inferiore	0	2248.23	72.83	-210.68	-103.16
2	1.1	2 - G2	Inferiore	0	3055.43	38.44	-74.58	-0.99
3	1.1	3 - Q	Inferiore	0	1488.16	33.1	-44.7	-0.38
4	1.1	4 - N	Inferiore	0	201.57	-0.2	-3.31	-0.08
5	1.1	5 - EX	Inferiore	0	28.97	48.59	-237.94	88.86
6	1.1	6 - EY	Inferiore	0	-41.04	-16.81	1121.61	432.14
7	1.1	7 - EZ	Inferiore	0	-159.1	6.11	-14.37	-8.63
8	1.1	8 - tempo	Inferiore	0	-227.66	-241.66	6072.75	1878.2

4 Rilevamento del tipo di parete

Rilevamento del tipo di parete						
Parete	Verifica	Comb.	Valore	Limite	WR	Tipo di parete
1.1	Resistenza assiale	132	N_{Ed}	N_{Rd}	40.36 %	Armato
			9712.57 kN	24064 kN		
	Resistenza al taglio	133	τ_{cp}	f_{ctd}	0 %	
			0 MPa	0 MPa		
	Zona tesa	133	σ_{Ed}	0	---	
			-3.06	0		
			σ_{Edt}	0		
$\lambda < 86$	---	---	72.75	86	84.59 %	
Carichi fuori dal piano?	---	---	Si	---	---	

4.1 Verifica della resistenza assiale

Per questa verifica i risultati sono stati salvati per la combinazione che fornisce la resistenza assiale minima.

Questa verifica viene effettuata secondo l'articolo 12.6.1 della EN 1992-1-1.

4.1.1 W 1.1

Combinazione	132: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[4 N]+1.5x[3 Q]
Lunghezza della parete	$l_w = 4700$ mm
Spessore della parete	$b_w = 300$ mm
Eccentricità trasversale del carico	$e = 0$ mm
Verifica della resistenza assiale	$N_{Ed} \leq N_{Rd}$
Parte superiore della parete	
Sforzo normale	$N_{Ed} = 0$ kN
Resistenza assiale	$N_{Rd} = f_{cd} \cdot l_w \cdot b_w \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{b_w}\right)$ $N_{Rd} = 17.07 \text{ MPa} \times 4700 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times \left(1 - 2 \times \frac{0 \text{ mm}}{300 \text{ mm}}\right)$ $N_{Rd} = 24064 \text{ kN}$
Valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo	$f_{cd} = \eta \cdot \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17.07 \text{ MPa}$ $\alpha_{cc,pl} = 0.8$
Verifica della resistenza assiale	$N_{Ed} \leq N_{Rd} : 0 \text{ kN} \leq 24064 \text{ kN}$ 0 % (Parete non armata)
Metà della parete	
Sforzo normale	$N_{Ed} = 141.61$ kN
Resistenza assiale	$N_{Rd} = d \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \phi$ $N_{Rd} = 4700 \text{ mm} \times 17.07 \text{ MPa} \times 300 \text{ mm} \times 0.6$ $N_{Rd} = 14445.62 \text{ kN}$

Valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo	$f_{cd} = \eta \cdot \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17.07 \text{ MPa}$
	$\alpha_{cc,pl} = 0.8$
Larghezza del puntone	$d = 4700 \text{ mm}$
Termine degli effetti del secondo ordine	$\phi = 1.14 \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ox}}{b_w}\right) - 0.02 \cdot \frac{l_0}{b_w} \leq \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{ox}}{b_w}\right)$
	$\phi = 0.6$
Eccentricità totale	$e_{ox} = e + e_i = 0 \text{ mm} + 15.8 \text{ mm} = 15.8 \text{ mm}$
Eccentricità aggiuntiva dovuta alle imperfezioni geometriche	$e_i = \frac{l_0}{400} = 15.8 \text{ mm}$
Verifica della resistenza assiale	$N_{Ed} \leq N_{Rd} : 141.61 \text{ kN} \leq 14445.62 \text{ kN}$ 0.98 % (Parete non armata)
Parte inferiore della parete	
Sforzo normale	$N_{Ed} = 9712.57 \text{ kN}$
Resistenza assiale	$N_{Rd} = f_{cd} \cdot l_w \cdot b_w \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{b_w}\right)$ $N_{Rd} = 17.07 \text{ MPa} \times 4700 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} \times \left(1 - 2 \times \frac{0 \text{ mm}}{300 \text{ mm}}\right)$ $N_{Rd} = 24064 \text{ kN}$
Valore di progetto della resistenza a compressione del calcestruzzo	$f_{cd} = \eta \cdot \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17.07 \text{ MPa}$
	$\alpha_{cc,pl} = 0.8$
Verifica della resistenza assiale	$N_{Ed} \leq N_{Rd} : 9712.57 \text{ kN} \leq 24064 \text{ kN}$ 40.36 % (Parete non armata)

4.2 Verifica di resistenza al taglio

Per questa verifica i risultati sono stati salvati per la combinazione che fornisce il tasso di lavoro massimo $\tau_{cup}/f_{c,vd}$.

Questa verifica viene eseguita ai sensi dell'articolo 12.6.3 (2) della EN 1992-1-1.

4.2.1 W 1.1

Combinazione	133: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[8]
Verifica di resistenza al taglio	$\tau_{cp} \leq f_{c,vd}$
Tensione tangenziale	$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_c} = 0 \text{ MPa}$
Sforzo di taglio	$V_{Ed} = 2681.9 \text{ kN}$
Area della sezione in calcestruzzo	$A_c = 0 \text{ m}^2$
Resistenza al taglio e alla compressione del calcestruzzo	$f_{c,vd} = \sqrt{(f_{ctd})^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2} = 0 \text{ MPa}$
Tensione sigma	$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{0 \text{ kN}}{0 \text{ m}^2} = 0 \text{ MPa}$
Sforzo normale	$N_{Ed} = 0 \text{ kN}$
Resistenza assiale	$\sigma_{c,lim} = f_{ctd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} = 0 \text{ MPa}$
Verifica di resistenza al taglio	$\tau_{cp} \leq f_{c,vd} : 0 \text{ MPa} \leq 0 \text{ MPa}$ 0 % (Parete non armata)

4.3 Verifica delle zona a trazione

Per questa verifica i risultati sono stati salvati per la combinazione che fornisce il massimo prodotto tra Sigma sinistra e Sigma destra, in valore assoluto.

4.3.1 W 1.1

Combinazione	133: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[8]
--------------	-----------------------------------

Verifica delle zona a trazione $\sigma_{sft} \geq 0$ & $\sigma_{rgh} \geq 0$

Sigma al bordo sinistro della parete $\sigma_{sft} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{6836.48 \text{ kN}}{1.41 \text{ m}^2} - \frac{8738.28 \text{ kN}\cdot\text{m}}{1.1 \text{ m}^3} = -3.06 \text{ MPa}$

Sigma al bordo destro della parete $\sigma_{rgh} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{6836.48 \text{ kN}}{1.41 \text{ m}^2} + \frac{8738.28 \text{ kN}\cdot\text{m}}{1.1 \text{ m}^3} = 12.76 \text{ MPa}$

Verifica delle zona a trazione $\sigma_{sft} \geq 0$ & $\sigma_{rgh} \geq 0$
 $-3.06 \text{ MPa} \geq 0$ & $12.76 \geq 0$

Parete armata

5 Armatura verticale

Per questa verifica i risultati sono stati salvati per la combinazione che fornisce l'area d'armatura verticale massima.

In questo capitolo possono esserci delle differenze nella posizione dell'asse neutro per la stessa combinazione. Durante il calcolo, ad eccezione della verifica fuori dal piano, l'algoritmo sceglie da tutte le possibili condizioni di equilibrio (diversi passi di deformazione per calcestruzzo e acciaio) l'asse neutro con il prodotto più piccolo (NRd - NEd) * (MRd - MEd). Per la verifica fuori dal piano esiste un approccio diverso per calcolare l'asse neutro. In questo caso l'algoritmo sceglie da tutte le possibili posizioni di equilibrio l'asse neutro fornendo la più piccola risultante compressa dalla zona compressa (calcestruzzo + acciaio).

Calcolo della posizione dell'asse neutro								
Parete	Comb	NEd	MEd	z	NRd	MRd	WR	Stato
		(kN)	(MPa)					
	101	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	102	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	103	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	104	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	105	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	106	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	107	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	108	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	109	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	110	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	111	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	112	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	113	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	114	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	115	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	116	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	117	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	118	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	119	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	120	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	121	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	122	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	123	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	124	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	125	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	126	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato
	127	0	0	368.8	9.43	1627.29	0 %	Verificato

Calcolo della posizione dell'asse neutro								
Parete	Comb	NEd	MEd	z	NRd	MRd	WR	Stato
		(kN)	(MPa)	(mm)	(kN)	(MPa)		
	128	7177.97	-370.84	4610	7178.64	6187.36	75.84 %	Verificato
	129	9410.21	-437.89	4610	9574.63	7959.88	75.66 %	Verificato
	130	9621.86	-441.36	4610	10698.62	8757.25	69.67 %	Verificato
	131	7480.33	-375.8	4610	8401.3	7103.25	68.08 %	Verificato
	132	9712.57	-442.85	4610	10698.62	8757.25	70.32 %	Verificato
	133	6836.48	8738.28	3141.6	7055.57	9248.3	95.38 %	Verificato
	134	9068.72	8671.23	2756.8	9073.22	13092.11	78.77 %	Verificato
	135	7048.13	8734.81	3141.6	7055.57	9248.3	96.49 %	Verificato
	136	9280.37	8667.76	3221.9	9383.2	11856.72	83.98 %	Verificato
	137	5521.52	-285.26	4610	6740.71	5963.34	61.43 %	Verificato
	138	7009.68	-329.96	4610	8714.91	7497.73	61.04 %	Verificato
	139	7150.78	-332.28	4610	8714.91	7497.73	62.27 %	Verificato
	140	5723.09	-288.57	4610	6740.71	5963.34	63.67 %	Verificato
	141	7211.25	-333.27	4610	8714.91	7497.73	62.79 %	Verificato
	142	5293.86	5787.49	1481.8	5304.98	11013.67	64.16 %	Verificato
	143	6782.02	5742.79	2048.9	6811.6	11873.71	64.92 %	Verificato
	144	5434.95	5785.17	3073.3	5554.98	7444.81	85.45 %	Verificato
	145	6923.12	5740.47	1536.7	6934.82	14068.98	57.34 %	Verificato
	146	5521.52	-285.26	4610	6740.71	5963.34	61.43 %	Verificato
	147	6860.86	-325.49	4610	8714.91	7497.73	59.75 %	Verificato
	148	6941.49	-326.82	4610	8714.91	7497.73	60.45 %	Verificato
	149	5622.3	-286.92	4610	6740.71	5963.34	62.55 %	Verificato
	150	6812.83	-322.68	4610	8714.91	7497.73	59.33 %	Verificato
	151	5407.69	2751.11	4610	6740.71	5963.34	67.41 %	Verificato
	152	6598.21	2715.35	4610	6740.71	5963.34	79.28 %	Verificato
	153	5488.31	2749.79	4610	6740.71	5963.34	68.21 %	Verificato
	154	6678.84	2714.03	4610	6740.71	5963.34	80.1 %	Verificato
	155	5521.52	-285.26	4610	6740.71	5963.34	61.43 %	Verificato
	156	6712.05	-321.02	4610	6740.71	5963.34	74.66 %	Verificato
	157	6792.67	-322.35	4610	8714.91	7497.73	59.15 %	Verificato
	158	5602.14	-286.59	4610	6740.71	5963.34	62.33 %	Verificato
	159	6792.67	-322.35	4610	8714.91	7497.73	59.15 %	Verificato
	160	5550.48	-523.21	4610	6804.51	5990.1	61.5 %	Verificato
	161	5538.17	-186.72	4610	6804.51	5990.1	61.13 %	Verificato
	162	5562.79	-859.69	4610	6804.51	5990.1	62.09 %	Verificato
	163	5502.75	-527.52	4610	6804.51	5990.1	60.98 %	Verificato
	164	5598.21	-518.89	4610	6804.51	5990.1	62.02 %	Verificato
	165	5490.44	-191.03	4610	6804.51	5990.1	60.6 %	Verificato
	166	5515.06	-864	4610	6804.51	5990.1	61.58 %	Verificato
	167	5585.9	-182.41	4610	6804.51	5990.1	61.65 %	Verificato
	168	5610.52	-855.38	4610	6804.51	5990.1	62.6 %	Verificato
	169	5480.48	836.35	4610	6804.51	5990.1	61.15 %	Verificato
	170	5489.17	764.97	4610	6804.51	5990.1	61.14 %	Verificato
	171	5471.79	907.74	4610	6804.51	5990.1	61.18 %	Verificato
	172	5432.75	832.04	4610	6804.51	5990.1	60.63 %	Verificato

Calcolo della posizione dell'asse neutro								
Parete	Comb	NEd	MEd	z	NRd	MRd	WR	Stato
		(kN)	(MPa)	(mm)	(kN)	(MPa)		
	173	5528.21	840.66	4610	6804.51	5990.1	61.68 %	Verificato
	174	5441.44	760.66	4610	6804.51	5990.1	60.61 %	Verificato
	175	5424.06	903.42	4610	6804.51	5990.1	60.66 %	Verificato
	176	5536.9	769.28	4610	6804.51	5990.1	61.66 %	Verificato
	177	5519.52	912.05	4610	6804.51	5990.1	61.71 %	Verificato
	178	5362.42	-299.63	4610	6804.51	5990.1	59.24 %	Verificato
	179	5371.11	-371.02	4610	6804.51	5990.1	59.39 %	Verificato
	180	5353.73	-228.25	4610	6804.51	5990.1	59.11 %	Verificato
	181	5350.1	36.85	4610	6804.51	5990.1	59.02 %	Verificato
	182	5374.73	-636.12	4610	6804.51	5990.1	59.7 %	Verificato
	183	5358.8	-34.53	4610	6804.51	5990.1	59.11 %	Verificato
	184	5341.41	108.23	4610	6804.51	5990.1	58.93 %	Verificato
	185	5383.42	-707.5	4610	6804.51	5990.1	59.89 %	Verificato
	186	5366.04	-564.73	4610	6804.51	5990.1	59.52 %	Verificato
	187	5492.55	-47.32	4610	6804.51	5990.1	60.59 %	Verificato
	188	5504.86	-383.8	4610	6804.51	5990.1	60.87 %	Verificato
	189	5480.24	289.16	4610	6804.51	5990.1	60.54 %	Verificato
	190	5540.28	-43.01	4610	6804.51	5990.1	61.12 %	Verificato
	191	5444.82	-51.63	4610	6804.51	5990.1	60.06 %	Verificato
	192	5552.59	-379.49	4610	6804.51	5990.1	61.39 %	Verificato
	193	5527.97	293.48	4610	6804.51	5990.1	61.06 %	Verificato
	194	5457.13	-388.12	4610	6804.51	5990.1	60.35 %	Verificato
	195	5432.51	284.85	4610	6804.51	5990.1	60.01 %	Verificato
	196	5562.55	-1406.88	4610	6804.51	5990.1	63.29 %	Verificato
	197	5553.86	-1335.49	4610	6804.51	5990.1	63.01 %	Verificato
	198	5571.24	-1478.26	4610	6804.51	5990.1	63.58 %	Verificato
	199	5610.28	-1402.57	4610	6804.51	5990.1	63.79 %	Verificato
	200	5514.82	-1411.19	4610	6804.51	5990.1	62.79 %	Verificato
	201	5601.59	-1331.18	4610	6804.51	5990.1	63.51 %	Verificato
	202	5618.97	-1473.95	4610	6804.51	5990.1	64.08 %	Verificato
	203	5506.13	-1339.81	4610	6804.51	5990.1	62.51 %	Verificato
	204	5523.51	-1482.57	4610	6804.51	5990.1	63.09 %	Verificato
	205	5680.62	-270.89	4610	6804.51	5990.1	62.73 %	Verificato
	206	5671.93	-199.51	4610	6804.51	5990.1	62.61 %	Verificato
	207	5689.31	-342.28	4610	6804.51	5990.1	62.87 %	Verificato
	208	5692.93	-607.38	4610	6804.51	5990.1	63.15 %	Verificato
	209	5668.31	65.59	4610	6804.51	5990.1	62.53 %	Verificato
	210	5684.24	-535.99	4610	6804.51	5990.1	62.98 %	Verificato
	211	5701.62	-678.76	4610	6804.51	5990.1	63.34 %	Verificato
	212	5659.62	136.98	4610	6804.51	5990.1	62.45 %	Verificato
	213	5677	-5.79	4610	6804.51	5990.1	62.62 %	Verificato
	214	6741.01	-558.97	4610	6804.51	5990.1	74.61 %	Verificato
	215	6728.7	-222.48	4610	6804.51	5990.1	74.26 %	Verificato
	216	6753.32	-895.45	4610	6804.51	5990.1	75.15 %	Verificato
	217	6693.28	-563.28	4610	6804.51	5990.1	74.09 %	Verificato

Calcolo della posizione dell'asse neutro								
Parete	Comb	NEd	MEd	z	NRd	MRd	WR	Stato
		(kN)	(MPa)	(mm)	(kN)	(MPa)		
1.1	218	6788.74	-554.65	4610	6804.51	5990.1	75.14 %	Verificato
	219	6680.97	-226.79	4610	6804.51	5990.1	73.74 %	Verificato
	220	6705.59	-899.76	4610	6804.51	5990.1	74.63 %	Verificato
	221	6776.43	-218.17	4610	6804.51	5990.1	74.79 %	Verificato
	222	6801.05	-891.14	4610	6804.51	5990.1	75.66 %	Verificato
	223	6671.01	800.59	4610	6804.51	5990.1	74.12 %	Verificato
	224	6679.7	729.21	4610	6804.51	5990.1	74.12 %	Verificato
	225	6662.32	871.98	4610	6804.51	5990.1	74.12 %	Verificato
	226	6623.28	796.28	4610	6804.51	5990.1	73.59 %	Verificato
	227	6718.74	804.9	4610	6804.51	5990.1	74.64 %	Verificato
	228	6631.97	724.9	4610	6804.51	5990.1	73.59 %	Verificato
	229	6614.59	867.66	4610	6804.51	5990.1	73.59 %	Verificato
	230	6727.43	733.52	4610	6804.51	5990.1	74.65 %	Verificato
	231	6710.05	876.29	4610	6804.51	5990.1	74.65 %	Verificato
	232	6552.94	-335.39	4610	6804.51	5990.1	72.38 %	Verificato
	233	6561.63	-406.78	4610	6804.51	5990.1	72.52 %	Verificato
	234	6544.25	-264.01	4610	6804.51	5990.1	72.25 %	Verificato
	235	6540.63	1.09	4610	6804.51	5990.1	72.15 %	Verificato
	236	6565.26	-671.88	4610	6804.51	5990.1	72.8 %	Verificato
	237	6549.32	-70.29	4610	6804.51	5990.1	72.25 %	Verificato
	238	6531.94	72.47	4610	6804.51	5990.1	72.06 %	Verificato
	239	6573.95	-743.26	4610	6804.51	5990.1	72.98 %	Verificato
	240	6556.57	-600.49	4610	6804.51	5990.1	72.63 %	Verificato
	241	6683.08	-83.08	4610	6804.51	5990.1	73.73 %	Verificato
	242	6695.39	-419.56	4610	6804.51	5990.1	74 %	Verificato
	243	6670.77	253.4	4610	6804.51	5990.1	73.64 %	Verificato
	244	6730.81	-78.77	4610	6804.51	5990.1	74.25 %	Verificato
	245	6635.35	-87.39	4610	6804.51	5990.1	73.2 %	Verificato
	246	6743.12	-415.25	4610	6804.51	5990.1	74.52 %	Verificato
	247	6718.5	257.72	4610	6804.51	5990.1	74.17 %	Verificato
	248	6647.66	-423.88	4610	6804.51	5990.1	73.48 %	Verificato
	249	6623.04	249.09	4610	6804.51	5990.1	73.11 %	Verificato
	250	6753.08	-1442.64	4610	6804.51	5990.1	76.17 %	Verificato
	251	6744.39	-1371.25	4610	6804.51	5990.1	75.92 %	Verificato
252	6761.77	-1514.02	4610	6804.51	5990.1	76.44 %	Verificato	
253	6800.81	-1438.33	4610	6804.51	5990.1	76.68 %	Verificato	
254	6705.35	-1446.95	4610	6804.51	5990.1	75.67 %	Verificato	
255	6792.12	-1366.94	4610	6804.51	5990.1	76.43 %	Verificato	
256	6809.5	-1509.71	4610	8269.8	7109.98	63.95 %	Verificato	
257	6696.66	-1375.57	4610	6804.51	5990.1	75.41 %	Verificato	
258	6714.04	-1518.33	4610	6804.51	5990.1	75.93 %	Verificato	
259	6871.15	-306.65	4610	8269.8	7109.98	63.07 %	Verificato	
260	6862.46	-235.27	4610	8269.8	7109.98	62.96 %	Verificato	
261	6879.84	-378.04	4610	8269.8	7109.98	63.18 %	Verificato	
262	6883.46	-643.14	4610	8269.8	7109.98	63.39 %	Verificato	

Calcolo della posizione dell'asse neutro								
Parete	Comb	NEd	MEd	z	NRd	MRd	WR	Stato
		(kN)	(MPa)	(mm)	(kN)	(MPa)		
	263	6858.84	29.83	4610	8269.8	7109.98	62.89 %	Verificato
	264	6874.77	-571.75	4610	8269.8	7109.98	63.25 %	Verificato
	265	6892.15	-714.52	4610	8269.8	7109.98	63.53 %	Verificato
	266	6850.15	101.21	4610	8269.8	7109.98	62.82 %	Verificato
	267	6867.53	-41.55	4610	8269.8	7109.98	62.97 %	Verificato
	268	5631.11	-524.53	4610	6804.51	5990.1	62.38 %	Verificato
	269	5618.8	-188.04	4610	6804.51	5990.1	62.01 %	Verificato
	270	5643.42	-861.01	4610	6804.51	5990.1	62.97 %	Verificato
	271	5583.38	-528.84	4610	6804.51	5990.1	61.87 %	Verificato
	272	5678.84	-520.22	4610	6804.51	5990.1	62.9 %	Verificato
	273	5571.07	-192.35	4610	6804.51	5990.1	61.49 %	Verificato
	274	5595.69	-865.32	4610	6804.51	5990.1	62.46 %	Verificato
	275	5666.53	-183.73	4610	6804.51	5990.1	62.54 %	Verificato
	276	5691.15	-856.7	4610	6804.51	5990.1	63.49 %	Verificato
	277	5561.11	835.03	4610	6804.51	5990.1	62.03 %	Verificato
	278	5569.8	763.65	4610	6804.51	5990.1	62.01 %	Verificato
	279	5552.42	906.41	4610	6804.51	5990.1	62.06 %	Verificato
	280	5513.38	830.72	4610	6804.51	5990.1	61.5 %	Verificato
	281	5608.84	839.34	4610	6804.51	5990.1	62.56 %	Verificato
	282	5522.07	759.34	4610	6804.51	5990.1	61.49 %	Verificato
	283	5504.69	902.1	4610	6804.51	5990.1	61.53 %	Verificato
	284	5617.53	767.96	4610	6804.51	5990.1	62.54 %	Verificato
	285	5600.15	910.72	4610	6804.51	5990.1	62.59 %	Verificato
	286	5443.04	-300.96	4610	6804.51	5990.1	60.13 %	Verificato
	287	5451.73	-372.34	4610	6804.51	5990.1	60.28 %	Verificato
	288	5434.35	-229.57	4610	6804.51	5990.1	60 %	Verificato
	289	5430.73	35.53	4610	6804.51	5990.1	59.91 %	Verificato
	290	5455.35	-637.44	4610	6804.51	5990.1	60.59 %	Verificato
	291	5439.42	-35.85	4610	6804.51	5990.1	60 %	Verificato
	292	5422.04	106.91	4610	6804.51	5990.1	59.82 %	Verificato
	293	5464.04	-708.82	4610	6804.51	5990.1	60.78 %	Verificato
	294	5446.66	-566.06	4610	6804.51	5990.1	60.41 %	Verificato
	295	5573.18	-48.64	4610	6804.51	5990.1	61.48 %	Verificato
	296	5585.49	-385.13	4610	6804.51	5990.1	61.76 %	Verificato
	297	5560.87	287.84	4610	6804.51	5990.1	61.42 %	Verificato
	298	5620.91	-44.33	4610	6804.51	5990.1	62.01 %	Verificato
	299	5525.45	-52.95	4610	6804.51	5990.1	60.95 %	Verificato
	300	5633.22	-380.82	4610	6804.51	5990.1	62.28 %	Verificato
	301	5608.6	292.15	4610	6804.51	5990.1	61.95 %	Verificato
	302	5537.76	-389.44	4610	6804.51	5990.1	61.24 %	Verificato
	303	5513.14	283.53	4610	6804.51	5990.1	60.9 %	Verificato
	304	5643.18	-1408.2	4610	6804.51	5990.1	64.16 %	Verificato
	305	5634.49	-1336.82	4610	6804.51	5990.1	63.88 %	Verificato
	306	5651.87	-1479.58	4610	6804.51	5990.1	64.45 %	Verificato
	307	5690.91	-1403.89	4610	6804.51	5990.1	64.66 %	Verificato

Calcolo della posizione dell'asse neutro								
Parete	Comb	NEd	MEd	z	NRd	MRd	WR	Stato
		(kN)	(MPa)	(mm)	(kN)	(MPa)		
	308	5595.45	-1412.51	4610	6804.51	5990.1	63.66 %	Verificato
	309	5682.22	-1332.51	4610	6804.51	5990.1	64.38 %	Verificato
	310	5699.6	-1475.27	4610	6804.51	5990.1	64.94 %	Verificato
	311	5586.76	-1341.13	4610	6804.51	5990.1	63.38 %	Verificato
	312	5604.14	-1483.89	4610	6804.51	5990.1	63.95 %	Verificato
	313	5761.25	-272.22	4610	6804.51	5990.1	63.62 %	Verificato
	314	5752.56	-200.83	4610	6804.51	5990.1	63.49 %	Verificato
	315	5769.94	-343.6	4610	6804.51	5990.1	63.76 %	Verificato
	316	5773.56	-608.7	4610	6804.51	5990.1	64.04 %	Verificato
	317	5748.93	64.27	4610	6804.51	5990.1	63.42 %	Verificato
	318	5764.87	-537.32	4610	6804.51	5990.1	63.87 %	Verificato
	319	5782.25	-680.08	4610	6804.51	5990.1	64.22 %	Verificato
	320	5740.24	135.65	4610	6804.51	5990.1	63.34 %	Verificato
	321	5757.62	-7.11	4610	6804.51	5990.1	63.51 %	Verificato
	322	6821.64	-560.29	4610	8269.8	7109.98	62.76 %	Verificato
	323	6809.33	-223.8	4610	8269.8	7109.98	62.47 %	Verificato
	324	6833.95	-896.77	4610	8269.8	7109.98	63.2 %	Verificato
	325	6773.91	-564.6	4610	6804.51	5990.1	74.98 %	Verificato
	326	6869.37	-555.98	4610	8269.8	7109.98	63.19 %	Verificato
	327	6761.6	-228.11	4610	6804.51	5990.1	74.63 %	Verificato
	328	6786.22	-901.08	4610	6804.51	5990.1	75.51 %	Verificato
	329	6857.06	-219.49	4610	8269.8	7109.98	62.91 %	Verificato
	330	6881.68	-892.46	4610	8269.8	7109.98	63.63 %	Verificato
	331	6751.64	799.27	4610	6804.51	5990.1	75 %	Verificato
	332	6760.33	727.89	4610	6804.51	5990.1	75 %	Verificato
	333	6742.95	870.65	4610	6804.51	5990.1	75 %	Verificato
	334	6703.91	794.96	4610	6804.51	5990.1	74.47 %	Verificato
	335	6799.37	803.58	4610	6804.51	5990.1	75.52 %	Verificato
	336	6712.6	723.58	4610	6804.51	5990.1	74.47 %	Verificato
	337	6695.22	866.34	4610	6804.51	5990.1	74.47 %	Verificato
	338	6808.06	732.2	4610	8269.8	7109.98	62.78 %	Verificato
	339	6790.68	874.96	4610	6804.51	5990.1	75.53 %	Verificato
	340	6633.57	-336.72	4610	6804.51	5990.1	73.27 %	Verificato
	341	6642.26	-408.1	4610	6804.51	5990.1	73.41 %	Verificato
	342	6624.88	-265.33	4610	6804.51	5990.1	73.14 %	Verificato
	343	6621.26	-0.23	4610	6804.51	5990.1	73.04 %	Verificato
	344	6645.88	-673.2	4610	6804.51	5990.1	73.69 %	Verificato
	345	6629.95	-71.61	4610	6804.51	5990.1	73.14 %	Verificato
	346	6612.57	71.15	4610	6804.51	5990.1	72.95 %	Verificato
	347	6654.57	-744.58	4610	6804.51	5990.1	73.86 %	Verificato
	348	6637.19	-601.82	4610	6804.51	5990.1	73.51 %	Verificato
	349	6763.71	-84.4	4610	6804.51	5990.1	74.62 %	Verificato
	350	6776.02	-420.89	4610	6804.51	5990.1	74.89 %	Verificato
	351	6751.4	252.08	4610	6804.51	5990.1	74.53 %	Verificato
	352	6811.44	-80.09	4610	8269.8	7109.98	62.46 %	Verificato

Calcolo della posizione dell'asse neutro								
Parete	Comb	NEd	MEd	z	NRd	MRd	WR	Stato
		(kN)	(MPa)	(mm)	(kN)	(MPa)		
	353	6715.98	-88.71	4610	6804.51	5990.1	74.09 %	Verificato
	354	6823.75	-416.58	4610	8269.8	7109.98	62.69 %	Verificato
	355	6799.13	256.39	4610	6804.51	5990.1	75.05 %	Verificato
	356	6728.29	-425.2	4610	6804.51	5990.1	74.37 %	Verificato
	357	6703.67	247.77	4610	6804.51	5990.1	74 %	Verificato
	358	6833.71	-1443.96	4610	8269.8	7109.98	64.04 %	Verificato
	359	6825.02	-1372.58	4610	8269.8	7109.98	63.83 %	Verificato
	360	6842.4	-1515.34	4610	8269.8	7109.98	64.26 %	Verificato
	361	6881.44	-1439.65	4610	8269.8	7109.98	64.46 %	Verificato
	362	6785.98	-1448.27	4610	6804.51	5990.1	76.54 %	Verificato
	363	6872.75	-1368.27	4610	8269.8	7109.98	64.25 %	Verificato
	364	6890.13	-1511.03	4610	8269.8	7109.98	64.68 %	Verificato
	365	6777.29	-1376.89	4610	6804.51	5990.1	76.29 %	Verificato
	366	6794.67	-1519.65	4610	6804.51	5990.1	76.8 %	Verificato
	367	6951.77	-307.98	4610	8269.8	7109.98	63.81 %	Verificato
	368	6943.08	-236.59	4610	8269.8	7109.98	63.7 %	Verificato
	369	6960.46	-379.36	4610	8269.8	7109.98	63.92 %	Verificato
	370	6964.08	-644.46	4610	8269.8	7109.98	64.13 %	Verificato
	371	6939.46	28.51	4610	8269.8	7109.98	63.63 %	Verificato
	372	6955.39	-573.08	4610	8269.8	7109.98	63.99 %	Verificato
	373	6972.78	-715.84	4610	8269.8	7109.98	64.27 %	Verificato
	374	6930.77	99.89	4610	8269.8	7109.98	63.56 %	Verificato
	375	6948.15	-42.87	4610	8269.8	7109.98	63.71 %	Verificato

Metodo generale (EN 1992-1-1, 5.8.6) (prima della verifica fuori dal piano)												
Parete	Comb	φ_{ef}	ϵ_c	ϵ_s	l/r	N_{Ed}	e_1	e_2	e_{tot}	N_{Rd}	e_{Rd}	A_{spil}
			(%)	(%)	(1/m)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(cm ²)
1.1	375	0.45	0	0	0	6948.15	21.9	0	21.9	39204.11	35.2	42.3

5.1 Calcolo dettagliato - per Flessione Composta che considera il metodo dei rinforzi dei bordi

Utilizzando le forze risultanti dal dimensionamento, viene eseguita una prima verifica a flessione composta e viene calcolata l'area d'armatura da posizionare sulle zone di rinforzo verticali alle estremità della parete.

5.1.1 W 1.1

Combinazione **375: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]**

Momento flettente del primo ordine $M_{01} = 42.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sforzo normale $N_{01} = 6948.15 \text{ kN}$

Il calcolo dettagliato indicato in seguito viene fornito per l'ultima iterazione.

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo di calcolo generale (EN 1992-1, 5.8.6).

Eccentricità iniziale $e_0 = \frac{M_{01}}{N_{01}} = \frac{42.87 \text{ kN}\cdot\text{m}}{6948.15 \text{ kN}} = 6.2 \text{ mm}$

Imperfezioni geometriche (5.2.(9)) $e_1 = \frac{l_0}{400} = \frac{6300 \text{ mm}}{400} = 15.8 \text{ mm}$

Eccentricità del primo ordine $e_1 = e_0 + e_1 = 6.2 \text{ mm} + 15.8 \text{ mm} = 21.9 \text{ mm}$

Deformazione del calcestruzzo dal primo punto di equilibrio $\epsilon_c = -3.19 \text{ ‰}$

Deformazione dell'acciaio dal primo punto di equilibrio $\epsilon_{s1} = -1.99 \text{ ‰}$

Deformazione superficie inferiore calcestruzzo $\epsilon_{c,inf} = \epsilon_{s1} - \frac{d'}{d} \cdot (\epsilon_c - \epsilon_{s1})$

$$\epsilon_{c,inf} = -1.99 \text{ ‰} - \frac{50 \text{ mm}}{4650 \text{ mm}} \cdot (-3.19 \text{ ‰} - (-1.99 \text{ ‰}))$$

$$\epsilon_{c,inf} = -1.98 \text{ ‰}$$

Deformazione massima del calcestruzzo $\epsilon_{c,max} = \text{Max} \left\{ \begin{matrix} \epsilon_c \\ \epsilon_{c,inf} \end{matrix} \right\} = \text{Max} \left\{ \begin{matrix} -3.19 \text{ ‰} \\ -1.98 \text{ ‰} \end{matrix} \right\} = -3.19 \text{ ‰}$

Deformazione minima del calcestruzzo $\epsilon_{c,min} = \text{Min} \left\{ \begin{matrix} \epsilon_c \\ \epsilon_{c,inf} \end{matrix} \right\} = \text{Min} \left\{ \begin{matrix} -3.19 \text{ ‰} \\ -1.98 \text{ ‰} \end{matrix} \right\} = -1.98 \text{ ‰}$

Valore della curvatura $\frac{1}{r} = \frac{(|\epsilon_c| + |\epsilon_{c,inf}|)}{l_w} = \frac{(|-3.19 \text{ ‰}| + |-1.98 \text{ ‰}|)}{4700 \text{ mm}} = 0 \text{ m}^{-1}$

Tasso di viscosità efficace (5.19) $\varphi_{ef} = 0.45$

Fattore che dipende dalla viscosità effettiva $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \cdot 0.45} = 0.92$

Rapporto meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{42.3 \text{ cm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}}{14100 \text{ cm}^2 \cdot 27.2 \text{ MPa}} = 0.05$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0.05} = 1.05$

Tasso momenti estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{42.87 \text{ kN}\cdot\text{m}}{42.87 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1.7 - r_m = 1.7 - 1 = 0.7$

Sforzo normale relativo $\eta = \frac{N_{01}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6948.15 \text{ kN}}{1.41 \text{ m}^2 \cdot 27.2 \text{ MPa}} = 0.18$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\eta}} = 15.4 \cdot \frac{0.7}{\sqrt{0.18}} = 25.33$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 4.64 < \lambda_{lim} = 25.33$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Eccentricità nominale del secondo ordine $e_2 = 0 \text{ mm}$

Eccentricità esterna totale $e_{tot} = e_1 + e_2 = 21.9 \text{ mm} + 0 \text{ mm} = 21.9 \text{ mm}$

Zona armatura $A_s = 42.3 \text{ cm}^2$

Momento resistente interno $M_{Rd} = 1380.85 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Verifica delle eccentricità $e_{rel} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}} = \frac{1380.85 \text{ kN}\cdot\text{m}}{39204.11 \text{ kN}} = 35.2 \text{ mm} > e_{tot} = 21.9 \text{ mm}$

Verifica sforzo normale $N_{Rd} = 39204.11 \text{ kN} > N_{01} = 6948.15 \text{ kN}$
17.72 % (Verificato)

Area di armatura teorica (rinforzi) $A_{s,theoret} = 4.52 \text{ cm}^2$

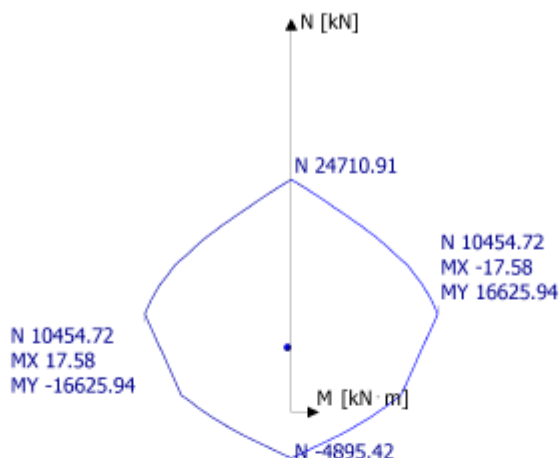
Area di armatura reale (rinforzi) $A_{s,theoret,real} = 176.71 \text{ cm}^2$

Area di armatura teorica (anima) $A_{s,theor} = 5.58 \text{ cm}^2$

Area di armatura reale (anima) $A_{s,theor,real} = 24.13 \text{ cm}^2$

5.2 Verifica di curve d'interazione

Curva d'interazione M-N



Tasso di lavoro per le combinazioni di dimensionamento						
Forza risultante	Stato limite	Combi	N	Mx	My	Verificato
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)	
1	SLU	128	6894.76	144.66	-370.84	Si
2	SLU	129	9127	194.3	-437.89	Si
3	SLU	130	9338.65	194.09	-441.36	Si
4	SLU	131	7197.12	144.36	-375.8	Si
5	SLU	132	9429.36	194	-442.85	Si
6	SLU	133	6553.27	-217.82	8738.28	Si
7	SLU	134	8785.51	-168.18	8671.23	Si
8	SLU	135	6764.92	-218.03	8734.81	Si
9	SLU	136	8997.16	-168.39	8667.76	Si
10	SLU	137	5303.66	111.28	-285.26	Si
11	SLU	138	6791.82	144.37	-329.96	Si
12	SLU	139	6932.92	144.23	-332.28	Si
13	SLU	140	5505.23	111.08	-288.57	Si
14	SLU	141	6993.39	144.17	-333.27	Si
15	SLU	142	5076	-130.38	5787.49	Si
16	SLU	143	6564.16	-97.28	5742.79	Si
17	SLU	144	5217.1	-130.52	5785.17	Si
18	SLU	145	6705.26	-97.42	5740.47	Si
19	SLU	146	5303.66	111.28	-285.26	Si
20	SLU	147	6643.01	141.06	-325.49	Si
21	SLU	148	6723.63	140.98	-326.82	Si
22	SLU	149	5404.45	111.18	-286.92	Si
23	SLU	150	6594.98	137.65	-322.68	Si
24	SLU	151	5189.83	-9.55	2751.11	Si
25	SLU	152	6380.36	16.93	2715.35	Si
26	SLU	153	5270.46	-9.63	2749.79	Si

27	SLU	154	6460.99	16.85	2714.03	Si
28	SLU	155	5303.66	111.28	-285.26	Si
29	SLU	156	6494.19	137.75	-321.02	Si
30	SLU	157	6574.82	137.67	-322.35	Si
31	SLU	158	5384.29	111.2	-286.59	Si
32	SLU	159	6574.82	137.67	-322.35	Si
33	SLU	160	5332.63	159.87	-523.21	Si
34	SLU	161	5320.32	154.82	-186.72	Si
35	SLU	162	5344.94	164.91	-859.69	Si
36	SLU	163	5284.9	161.7	-527.52	Si
37	SLU	164	5380.36	158.04	-518.89	Si
38	SLU	165	5272.59	156.66	-191.03	Si
39	SLU	166	5297.21	166.74	-864	Si
40	SLU	167	5368.05	152.99	-182.41	Si
41	SLU	168	5392.67	163.08	-855.38	Si
42	SLU	169	5262.62	94.47	836.35	Si
43	SLU	170	5271.32	109.05	764.97	Si
44	SLU	171	5253.93	79.89	907.74	Si
45	SLU	172	5214.89	96.3	832.04	Si
46	SLU	173	5310.36	92.64	840.66	Si
47	SLU	174	5223.58	110.88	760.66	Si
48	SLU	175	5206.2	81.73	903.42	Si
49	SLU	176	5319.05	107.22	769.28	Si
50	SLU	177	5301.67	78.06	912.05	Si
51	SLU	178	5144.56	117.38	-299.63	Si
52	SLU	179	5153.25	131.96	-371.02	Si
53	SLU	180	5135.87	102.81	-228.25	Si
54	SLU	181	5132.25	112.34	36.85	Si
55	SLU	182	5156.87	122.42	-636.12	Si
56	SLU	183	5140.94	126.92	-34.53	Si
57	SLU	184	5123.56	97.76	108.23	Si
58	SLU	185	5165.56	137	-707.5	Si
59	SLU	186	5148.18	107.85	-564.73	Si
60	SLU	187	5274.69	62.69	-47.32	Si
61	SLU	188	5287	67.73	-383.8	Si
62	SLU	189	5262.38	57.65	289.16	Si
63	SLU	190	5322.42	60.86	-43.01	Si
64	SLU	191	5226.96	64.52	-51.63	Si
65	SLU	192	5334.73	65.9	-379.49	Si
66	SLU	193	5310.11	55.81	293.48	Si
67	SLU	194	5239.27	69.56	-388.12	Si
68	SLU	195	5214.65	59.48	284.85	Si
69	SLU	196	5344.7	128.08	-1406.88	Si
70	SLU	197	5336.01	113.51	-1335.49	Si
71	SLU	198	5353.39	142.66	-1478.26	Si
72	SLU	199	5392.43	126.25	-1402.57	Si
73	SLU	200	5296.97	129.92	-1411.19	Si

74	SLU	201	5383.74	111.68	-1331.18	Si
75	SLU	202	5401.12	140.83	-1473.95	Si
76	SLU	203	5288.28	115.34	-1339.81	Si
77	SLU	204	5305.66	144.49	-1482.57	Si
78	SLU	205	5462.76	105.17	-270.89	Si
79	SLU	206	5454.07	90.6	-199.51	Si
80	SLU	207	5471.45	119.75	-342.28	Si
81	SLU	208	5475.07	110.21	-607.38	Si
82	SLU	209	5450.45	100.13	65.59	Si
83	SLU	210	5466.38	95.64	-535.99	Si
84	SLU	211	5483.76	124.79	-678.76	Si
85	SLU	212	5441.76	85.55	136.98	Si
86	SLU	213	5459.14	114.71	-5.79	Si
87	SLU	214	6523.16	186.34	-558.97	Si
88	SLU	215	6510.85	181.3	-222.48	Si
89	SLU	216	6535.47	191.39	-895.45	Si
90	SLU	217	6475.43	188.17	-563.28	Si
91	SLU	218	6570.89	184.51	-554.65	Si
92	SLU	219	6463.12	183.13	-226.79	Si
93	SLU	220	6487.74	193.22	-899.76	Si
94	SLU	221	6558.58	179.47	-218.17	Si
95	SLU	222	6583.2	189.55	-891.14	Si
96	SLU	223	6453.15	120.95	800.59	Si
97	SLU	224	6461.84	135.52	729.21	Si
98	SLU	225	6444.46	106.37	871.98	Si
99	SLU	226	6405.42	122.78	796.28	Si
100	SLU	227	6500.88	119.11	804.9	Si
101	SLU	228	6414.11	137.35	724.9	Si
102	SLU	229	6396.73	108.2	867.66	Si
103	SLU	230	6509.57	133.69	733.52	Si
104	SLU	231	6492.19	104.54	876.29	Si
105	SLU	232	6335.09	143.86	-335.39	Si
106	SLU	233	6343.78	158.44	-406.78	Si
107	SLU	234	6326.4	129.28	-264.01	Si
108	SLU	235	6322.78	138.82	1.09	Si
109	SLU	236	6347.4	148.9	-671.88	Si
110	SLU	237	6331.47	153.39	-70.29	Si
111	SLU	238	6314.09	124.24	72.47	Si
112	SLU	239	6356.09	163.48	-743.26	Si
113	SLU	240	6338.71	134.32	-600.49	Si
114	SLU	241	6465.22	89.16	-83.08	Si
115	SLU	242	6477.53	94.21	-419.56	Si
116	SLU	243	6452.91	84.12	253.4	Si
117	SLU	244	6512.95	87.33	-78.77	Si
118	SLU	245	6417.49	91	-87.39	Si
119	SLU	246	6525.26	92.37	-415.25	Si
120	SLU	247	6500.64	82.29	257.72	Si

121	SLU	248	6429.8	96.04	-423.88	Si
122	SLU	249	6405.18	85.95	249.09	Si
123	SLU	250	6535.23	154.56	-1442.64	Si
124	SLU	251	6526.54	139.98	-1371.25	Si
125	SLU	252	6543.92	169.14	-1514.02	Si
126	SLU	253	6582.96	152.73	-1438.33	Si
127	SLU	254	6487.5	156.39	-1446.95	Si
128	SLU	255	6574.27	138.15	-1366.94	Si
129	SLU	256	6591.65	167.31	-1509.71	Si
130	SLU	257	6478.81	141.82	-1375.57	Si
131	SLU	258	6496.19	170.97	-1518.33	Si
132	SLU	259	6653.29	131.65	-306.65	Si
133	SLU	260	6644.6	117.07	-235.27	Si
134	SLU	261	6661.98	146.23	-378.04	Si
135	SLU	262	6665.6	136.69	-643.14	Si
136	SLU	263	6640.98	126.61	29.83	Si
137	SLU	264	6656.91	122.11	-571.75	Si
138	SLU	265	6674.29	151.27	-714.52	Si
139	SLU	266	6632.29	112.03	101.21	Si
140	SLU	267	6649.67	141.18	-41.55	Si
141	SLU	268	5413.26	159.79	-524.53	Si
142	SLU	269	5400.95	154.74	-188.04	Si
143	SLU	270	5425.57	164.83	-861.01	Si
144	SLU	271	5365.53	161.62	-528.84	Si
145	SLU	272	5460.99	157.96	-520.22	Si
146	SLU	273	5353.22	156.58	-192.35	Si
147	SLU	274	5377.84	166.66	-865.32	Si
148	SLU	275	5448.68	152.91	-183.73	Si
149	SLU	276	5473.3	163	-856.7	Si
150	SLU	277	5343.25	94.39	835.03	Si
151	SLU	278	5351.94	108.97	763.65	Si
152	SLU	279	5334.56	79.81	906.41	Si
153	SLU	280	5295.52	96.22	830.72	Si
154	SLU	281	5390.98	92.56	839.34	Si
155	SLU	282	5304.21	110.8	759.34	Si
156	SLU	283	5286.83	81.64	902.1	Si
157	SLU	284	5399.67	107.14	767.96	Si
158	SLU	285	5382.29	77.98	910.72	Si
159	SLU	286	5225.19	117.3	-300.96	Si
160	SLU	287	5233.88	131.88	-372.34	Si
161	SLU	288	5216.5	102.73	-229.57	Si
162	SLU	289	5212.88	112.26	35.53	Si
163	SLU	290	5237.5	122.34	-637.44	Si
164	SLU	291	5221.57	126.84	-35.85	Si
165	SLU	292	5204.19	97.68	106.91	Si
166	SLU	293	5246.19	136.92	-708.82	Si
167	SLU	294	5228.81	107.77	-566.06	Si

168	SLU	295	5355.32	62.61	-48.64	Si
169	SLU	296	5367.63	67.65	-385.13	Si
170	SLU	297	5343.01	57.57	287.84	Si
171	SLU	298	5403.05	60.78	-44.33	Si
172	SLU	299	5307.59	64.44	-52.95	Si
173	SLU	300	5415.36	65.82	-380.82	Si
174	SLU	301	5390.74	55.73	292.15	Si
175	SLU	302	5319.9	69.48	-389.44	Si
176	SLU	303	5295.28	59.4	283.53	Si
177	SLU	304	5425.32	128	-1408.2	Si
178	SLU	305	5416.63	113.43	-1336.82	Si
179	SLU	306	5434.01	142.58	-1479.58	Si
180	SLU	307	5473.05	126.17	-1403.89	Si
181	SLU	308	5377.59	129.84	-1412.51	Si
182	SLU	309	5464.36	111.6	-1332.51	Si
183	SLU	310	5481.74	140.75	-1475.27	Si
184	SLU	311	5368.9	115.26	-1341.13	Si
185	SLU	312	5386.28	144.41	-1483.89	Si
186	SLU	313	5543.39	105.09	-272.22	Si
187	SLU	314	5534.7	90.52	-200.83	Si
188	SLU	315	5552.08	119.67	-343.6	Si
189	SLU	316	5555.7	110.13	-608.7	Si
190	SLU	317	5531.08	100.05	64.27	Si
191	SLU	318	5547.01	95.56	-537.32	Si
192	SLU	319	5564.39	124.71	-680.08	Si
193	SLU	320	5522.39	85.47	135.65	Si
194	SLU	321	5539.77	114.63	-7.11	Si
195	SLU	322	6603.79	186.26	-560.29	Si
196	SLU	323	6591.47	181.22	-223.8	Si
197	SLU	324	6616.1	191.3	-896.77	Si
198	SLU	325	6556.06	188.09	-564.6	Si
199	SLU	326	6651.52	184.43	-555.98	Si
200	SLU	327	6543.74	183.05	-228.11	Si
201	SLU	328	6568.37	193.14	-901.08	Si
202	SLU	329	6639.2	179.39	-219.49	Si
203	SLU	330	6663.83	189.47	-892.46	Si
204	SLU	331	6533.78	120.87	799.27	Si
205	SLU	332	6542.47	135.44	727.89	Si
206	SLU	333	6525.09	106.29	870.65	Si
207	SLU	334	6486.05	122.7	794.96	Si
208	SLU	335	6581.51	119.03	803.58	Si
209	SLU	336	6494.74	137.27	723.58	Si
210	SLU	337	6477.36	108.12	866.34	Si
211	SLU	338	6590.2	133.61	732.2	Si
212	SLU	339	6572.82	104.46	874.96	Si
213	SLU	340	6415.72	143.78	-336.72	Si
214	SLU	341	6424.41	158.36	-408.1	Si

215	SLU	342	6407.03	129.2	-265.33	Si
216	SLU	343	6403.41	138.74	-0.23	Si
217	SLU	344	6428.03	148.82	-673.2	Si
218	SLU	345	6412.1	153.31	-71.61	Si
219	SLU	346	6394.72	124.16	71.15	Si
220	SLU	347	6436.72	163.4	-744.58	Si
221	SLU	348	6419.34	134.24	-601.82	Si
222	SLU	349	6545.85	89.08	-84.4	Si
223	SLU	350	6558.16	94.13	-420.89	Si
224	SLU	351	6533.54	84.04	252.08	Si
225	SLU	352	6593.58	87.25	-80.09	Si
226	SLU	353	6498.12	90.92	-88.71	Si
227	SLU	354	6605.89	92.29	-416.58	Si
228	SLU	355	6581.27	82.21	256.39	Si
229	SLU	356	6510.43	95.96	-425.2	Si
230	SLU	357	6485.81	85.87	247.77	Si
231	SLU	358	6615.85	154.48	-1443.96	Si
232	SLU	359	6607.16	139.9	-1372.58	Si
233	SLU	360	6624.54	169.06	-1515.34	Si
234	SLU	361	6663.58	152.65	-1439.65	Si
235	SLU	362	6568.12	156.31	-1448.27	Si
236	SLU	363	6654.89	138.07	-1368.27	Si
237	SLU	364	6672.27	167.23	-1511.03	Si
238	SLU	365	6559.43	141.73	-1376.89	Si
239	SLU	366	6576.81	170.89	-1519.65	Si
240	SLU	367	6733.92	131.57	-307.98	Si
241	SLU	368	6725.23	116.99	-236.59	Si
242	SLU	369	6742.61	146.14	-379.36	Si
243	SLU	370	6746.23	136.61	-644.46	Si
244	SLU	371	6721.61	126.53	28.51	Si
245	SLU	372	6737.54	122.03	-573.08	Si
246	SLU	373	6754.92	151.19	-715.84	Si
247	SLU	374	6712.92	111.95	99.89	Si
248	SLU	375	6730.3	141.1	-42.87	Si

6 Armatura orizzontale

Per questa verifica i risultati sono stati salvati per la combinazione che fornisce l'area d'armatura orizzontale massima o per la combinazione che fornisce il valore minimo per VRdc (nel caso in cui l'area d'armatura orizzontale sia quella minima).

Armatura reale orizzontale		
Parete	Pacchetto	Armatura
1.1	1	126 × ø12 (142.5 cm²)

6.1 Calcolo dettagliato

6.1.1 W 1.1

Combinazione 136 : 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[8]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]

Disposizioni costruttive minime

L'armatura orizzontale minima è definita in base a:

- 7.4.6.2.4 della NTC 2018.

Area d'armatura orizzontale minima

$$A_{s,h,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \cdot A_{s,v} \\ 0.002 \cdot A_c \end{array} \right.$$

$$A_{s,h,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.25 \times 377.56 \text{ cm}^2 / 4700 \text{ mm} \\ 0.002 \times 3000 \text{ cm}^2 \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 20.08 \text{ cm}^2/\text{m} \\ 6 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

$$A_{s,h,min} = 20.08 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Interasse massimo tra le barre orizzontali

$$s_{h,max} \leq 400 \text{ mm}$$

$$s_h = 100 \text{ mm}$$

7 Verifiche a taglio

7.1 Rottura a trazione diagonale

La rottura a trazione della diagonale viene eseguita secondo la EN 1998-1, 5.5.3.4.3.

I risultati non sono disponibili.

7.2 Rottura a compressione diagonale

La verifica di rottura a compressione della diagonale viene eseguita secondo EN 1998-1, 5.5.3.4.2.

I risultati non sono disponibili.

7.3 Rottura a scorrimento per taglio

La verifica di rottura a scorrimento dovuta al taglio viene eseguita secondo la EN 1998-1, 5.5.3.4.4.

I risultati non sono disponibili.

7.4 Taglio all'interfaccia tra calcestruzzo gettato in tempi diversi

Per questa verifica i risultati sono stati salvati per la combinazione che fornisce il massimo tasso di lavoro VEd_i/VRd_i .

Taglio all'interfaccia tra calcestruzzo gettato in tempi diversi							
Parete	Comb.	Armat. verticale	VEd	VRdlim	VRd	WR	Stato
			(kN)	(kN)	(kN)		
1.1	133	200.84	2681.9	6295.14	6295.14	42.6 %	Verificato
1.1	365	24.13	707.36	7263.63	1428.57	49.52 %	Verificato

Taglio all'interfaccia tra il calcestruzzo gettato in diversi momenti, la verifica viene eseguita secondo la EN 1992-1, 6.2.5.

7.4.1 Taglio all'interfaccia tra calcestruzzo gettato in tempi diversi EC2

7.4.1.1 W 1.1

Combinazione 133: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[8]

Sforzo di taglio $V_{Ed} = 2681.9 \text{ kN}$

Massima resistenza al taglio (EN 1992-1, (6.5))

$$V_{Rd,lim} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{ctd}$$

$$V_{Rd,lim} = 0.5 \times 300 \text{ mm} \times 3760 \text{ mm} \times 0.52 \times 21.33 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,lim} = 6295.14 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per calcestruzzo fessurato a taglio

$$\nu = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{tk}}{250} \right] = 0.52$$

Profondità effettiva della sezione $d = 0.8 \cdot l_w = 0.8 \times 4700 \text{ mm} = 3760 \text{ mm}$

Verifica della massima resistenza al taglio	$V_{Ed} \leq V_{Rd,lim} : 2681.9 \text{ kN} \leq 6295.14 \text{ kN}$
Lunghezza di distribuzione delle barre verticali	$L = l_w - (85 \text{ mm} + s \cdot (n - 1)) > 0$ $L = 4700 \text{ mm} - (85 \text{ mm} + 90 \text{ mm} \cdot (18 - 1)) = 3085 \text{ mm}$
Tasso d'armatura verticale	$\rho = \frac{A_s}{L \cdot b_w} = \frac{200.84 \text{ cm}^2}{3085 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}} = 21.7 \text{ ‰}$
Lunghezza della parete compressa	$L_c = 2360.5 \text{ mm}$
Resistenza al taglio all'interfaccia	$V_{Rd,l} = \text{Min} \left(\begin{array}{l} V_{Rd,lim} \\ 0.03 \times 1.41 \text{ MPa} \times 2360.5 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} + \\ + 0.5 \times 6811.11 \text{ kN} + \\ + 0.5 \times 200.84 \text{ cm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} \end{array} \right)$ $V_{Rd,l} = \text{Min} \left(\begin{array}{l} 6295.14 \text{ kN} \\ 6295.14 \text{ kN} \end{array} \right) = 6295.14 \text{ kN}$
Verifica di resistenza al taglio	$V_{Ed} \leq V_{Rd,l} : 2681.9 \text{ kN} \leq 6295.14 \text{ kN}$
Tasso di lavoro	42.6 % (Verificato)

7.4.2 Taglio all'interfaccia tra calcestruzzo gettato in tempi diversi EC8

7.4.2.1 W 1.1

Combinazione	365: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[117 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]
Sforzo di taglio	$V_{Ed} = 707.36 \text{ kN}$
Massima resistenza al taglio (EN 1992-1, (6.5))	$V_{Rd,lim} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{ct}$ $V_{Rd,lim} = 0.5 \times 300 \text{ mm} \times 3760 \text{ mm} \times 0.52 \times 24.62 \text{ MPa}$ $V_{Rd,lim} = 7263.63 \text{ kN}$
Fattore di riduzione della resistenza per calcestruzzo fessurato a taglio	$\nu = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ct}}{250} \right] = 0.52$
Profondità effettiva della sezione	$d = 0.8 \cdot l_w = 0.8 \times 4700 \text{ mm} = 3760 \text{ mm}$
Verifica della massima resistenza al taglio	$V_{Ed} \leq V_{Rd,lim} : 707.36 \text{ kN} \leq 7263.63 \text{ kN}$
Lunghezza di distribuzione delle barre verticali	$L = l_w - 2 \cdot (85 \text{ mm} + s \cdot (n - 1)) > 0$ $L = 4700 \text{ mm} - 2 \cdot (85 \text{ mm} + 90 \text{ mm} \cdot (18 - 1)) = 1470 \text{ mm}$
Tasso d'armatura verticale	$\rho = \frac{A_s}{L \cdot b_w} = \frac{24.13 \text{ cm}^2}{1470 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}} = 5.47 \text{ ‰}$
Lunghezza della parete compressa	$L_c = 4665 \text{ mm}$
Resistenza al taglio all'interfaccia	$V_{Rd,l} = \text{Min} \left(\begin{array}{l} V_{Rd,lim} \\ 0.01 \times 2.12 \text{ MPa} \times 4665 \text{ mm} \times 300 \text{ mm} + \\ + 0.5 \times 1697.35 \text{ kN} + \\ + 0.5 \times 24.13 \text{ cm}^2 \times 450 \text{ MPa} \end{array} \right)$ $V_{Rd,l} = \text{Min} \left(\begin{array}{l} 7263.63 \text{ kN} \\ 1428.57 \text{ kN} \\ 7263.63 \text{ kN} \end{array} \right) = 1428.57 \text{ kN}$
Verifica di resistenza al taglio	$V_{Ed} \leq V_{Rd,l} : 707.36 \text{ kN} \leq 1428.57 \text{ kN}$
Tasso di lavoro	49.52 % (Verificato)

7.5 Resistenza al taglio di progetto

Per questa verifica i risultati sono stati salvati per la combinazione che fornisce il massimo tasso di lavoro $V_{Ed}/V_{Rd,c}$.

7.5.1 Resistenza al taglio di progetto EC2

7.5.1.1 W 1.1

Combinazione	133 : 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[8]
--------------	---

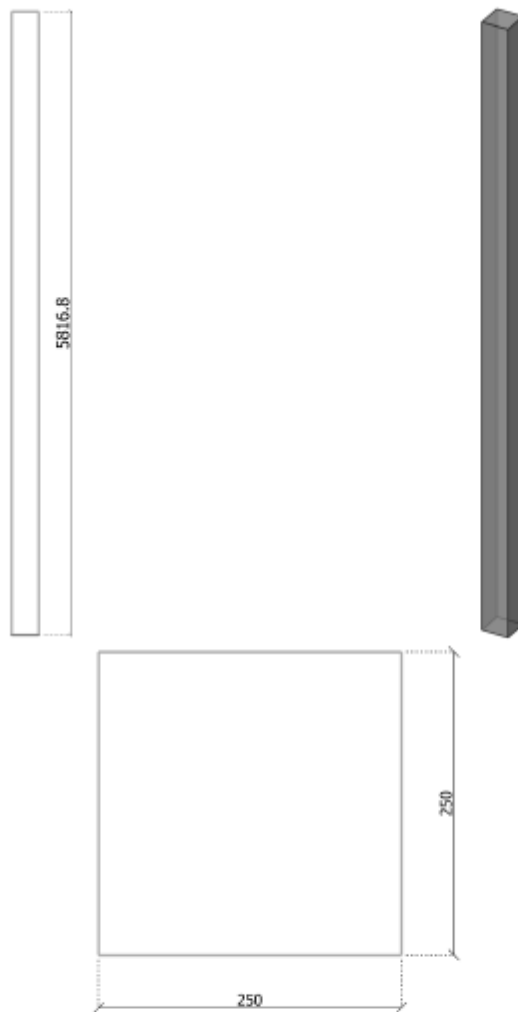
Verifica di resistenza al taglio	$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$
Tensione tangenziale	$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_c} = 2.85 \text{ MPa}$
Sforzo di taglio	$V_{Ed} = 2681.9 \text{ kN}$
Area della sezione in calcestruzzo	$A_c = 1.41 \text{ m}^2$
Resistenza al taglio e alla compressione del calcestruzzo	$f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 2.97 \text{ MPa}$
Tensione sigma	$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{6836.48 \text{ kN}}{1.41 \text{ m}^2} = 4.85 \text{ MPa}$
Sforzo normale	$N_{Ed} = 6836.48 \text{ kN}$
Resistenza assiale	$\sigma_{c,lim} = f_{ctd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} = 10 \text{ MPa}$
Verifica di resistenza al taglio	$\tau_{cp} \leq f_{cvt} : 2.85 \text{ MPa} \leq 2.97 \text{ MPa}$ 96 % (Verificato)
Verifica	$V_{Ed} < V_{Rd,c} : 2681.9 \text{ kN} < 1484.06 \text{ kN}$ Non verificato
Sforzo di taglio di progetto	$V_{Ed} = 2681.9 \text{ kN}$
Angolo del puntone	$\theta = 45^\circ$
Braccio interno	$z = 0.9l_n = 0.9 \times 4700 \text{ mm} = 4230 \text{ mm}$
(6.2.2 (1))	$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$
Fattore che tiene conto dell'altezza effettiva	$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{4230 \text{ mm}}} \leq 2 \rightarrow k = 1.22$
Tasso d'armatura longitudinale	$\rho_L = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{188.78 \text{ cm}^2}{300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm}} \leq 0.02 \rightarrow \rho_L = 14.88 \text{ ‰}$
(6.2.2(1))	
Area d'armatura a trazione (6.2.2(1))	$A_{s1} = 188.78 \text{ cm}^2$
Sforzo di taglio resistente minimo (6.3N)	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ $v_{min} = 0.035 \times 1.22^{3/2} \times 32^{1/2} = 0.27 \text{ MPa}$
Valore di progetto per la resistenza al taglio (6.2.a) & (6.2.b)	$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} & [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_L \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ & (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right.$ $V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} & [0.12 \times 1.22 (100 \times 14.88 \text{ ‰} \times 32)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times 4.85 \text{ MPa}] \times 300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm} \\ & (0.27 \text{ MPa} + 0.15 \times 4.85 \text{ MPa}) \times \\ & \times 300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm} \end{aligned} \right.$ $V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} & 1484.06 \text{ kN} \\ & 1149.66 \text{ kN} \end{aligned} \right. = 1484.06 \text{ kN}$
Coefficiente che tiene conto dello stato tensionale nella corda compressa (6.11.bN)	$\alpha_{cv} = 1.25$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (6.10.aN)	$v_1 = 0.5$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (6.9)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cv} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{1.25 \times 300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm} \times 0.5 \times 21.33 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 8460 \text{ kN}$
La sezione del calcestruzzo soddisfa le condizioni di frantumazione	$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} : 2681.9 \text{ kN} \leq 8460 \text{ kN}$ 31.7 % (Verificato)
7.5.2 Resistenza al taglio di progetto EC8	
7.5.2.1 W 1.1	
Combinazione	365 : 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[117 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N]
Verifica di resistenza al taglio	$\tau_{cp} \leq f_{cvt}$

Tensione tangenziale	$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_c} = 0.75 \text{ MPa}$
Sforzo di taglio	$V_{Ed} = -707.36 \text{ kN}$
Area della sezione in calcestruzzo	$A_c = 1.41 \text{ m}^2$
Resistenza al taglio e alla compressione del calcestruzzo	$f_{ctd} = \sqrt{(f_{ctd})^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 3.24 \text{ MPa}$
Tensione sigma	$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{6777.29 \text{ kN}}{1.41 \text{ m}^2} = 4.81 \text{ MPa}$
Sforzo normale	$N_{Ed} = 6777.29 \text{ kN}$
Resistenza assiale	$\sigma_{c,lim} = f_{cd} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd} \cdot (f_{ctd} + f_{cd})} = 11.54 \text{ MPa}$
Verifica di resistenza al taglio	$\tau_{cp} \leq f_{ctd} : 0.75 \text{ MPa} \leq 3.24 \text{ MPa}$ 23.25 % (Verificato)
Verifica	$V_{Ed} < V_{Rd,c} : 707.36 \text{ kN} < 1291.13 \text{ kN}$ Verificato
Sforzo di taglio di progetto	$V_{Ed} = 707.36 \text{ kN}$
Angolo del puntone	$\theta = 45^\circ$
Braccio interno	$z = 0.9l_n = 0.9 \times 4700 \text{ mm} = 4230 \text{ mm}$
(6.2.2 (1))	$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1} = 0.18$
Fattore che tiene conto dell'altezza effettiva	$k = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{4230 \text{ mm}}} \leq 2 \rightarrow k = 1.22$
Tasso d'armatura longitudinale	$\rho_L = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{9.82 \text{ cm}^2}{300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm}} \leq 0.02 \rightarrow \rho_L = 0.77 \text{ ‰}$
(6.2.2(1))	
Area d'armatura a trazione (6.2.2(1))	$A_{s1} = 9.82 \text{ cm}^2$
Sforzo di taglio resistente minimo (6.3N)	$\nu_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ $\nu_{min} = 0.035 \times 1.22^{3/2} \times 32^{1/2} = 0.27 \text{ MPa}$
Valore di progetto per la resistenza al taglio (6.2.a) & (6.2.b)	$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_L \cdot f_{tk})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ (\nu_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{array} \right.$ $V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} [0.18 \times 1.22 (100 \times 0.77 \text{ ‰} \times 32)^{1/3} + 0.15 \times 4.81 \text{ MPa}] \times 300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm} \\ (0.27 \text{ MPa} + 0.15 \times 4.81 \text{ MPa}) \times 300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm} \end{array} \right.$ $V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 1291.13 \text{ kN} \\ 1252.44 \text{ kN} \end{array} \right. = 1291.13 \text{ kN}$
Coefficiente che tiene conto dello stato tensionale nella corda compressa (6.11.aN)	$\alpha_{cv} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{4.81 \text{ MPa}}{24.62 \text{ MPa}} = 1.18$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (6.10.aN)	$\nu_1 = 0.5$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (6.9)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cv} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{1.18 \times 300 \text{ mm} \times 4230 \text{ mm} \times 0.5 \times 24.62 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 9189.22 \text{ kN}$
La sezione del calcestruzzo soddisfa le condizioni di frantumazione	$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} : 707.36 \text{ kN} \leq 9189.22 \text{ kN}$ 7.7 % (Verificato)

9.22 Verifica pilastro tipo 25x25 - CORPO SCALA A

I seguenti elementi sono presenti nei corpi scala emergenti dall'ipogeo

1 Geometria



Sezione del pilastro

$$a = 250 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

Altezza del pilastro

$$L = 5816.8 \text{ mm}$$

Altezza Trave

$$h' = 0 \text{ mm}$$

Lunghezza d'instabilità e snellezza

Lunghezza libera d'inflessione

$$L_{0,xOz} = 5816.8 \text{ mm}$$

$$L_{0,yOz} = 5816.8 \text{ mm}$$

Snellezza

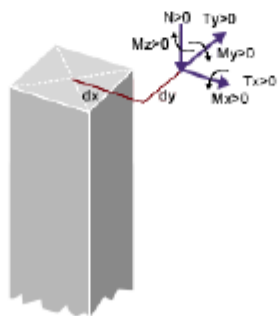
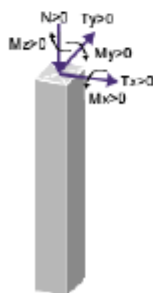
$$\lambda_{xOz} = \frac{L_{0,xOz}}{i_{xOz}} = \frac{1 \times 5816.8 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = \frac{5816.8 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = 80.6$$

$$\lambda_{yOz} = \frac{L_{0,yOz}}{i_{yOz}} = \frac{1 \times 5816.8 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = \frac{5816.8 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = 80.6$$

2 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
ID	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,FW}$	$\gamma_{STR,FW}$	$\gamma_{GEO,FW}$
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
3	Q	1	0.9	0.8	1.5	1.5	1.3	0	0	0
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0
5	EX	-	-	-	1	1	1	1	1	1
6	EY	-	-	-	1	1	1	1	1	1
7	EZ	-	-	-	1	1	1	1	1	1
8	tempo	0.6	0.5	0	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5	1.3

Sforzi interni									
ID	Caso di carico	Posizione	N	M_x	M_y	M_z	V_x	V_y	
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)	
1	1 - G1	Superiore	85.26	-1.14	-1.42	-0.16	0.4	-0.31	
		Inferiore	93.82	0.65	0.93	-0.16	0.4	-0.31	
2	2 - G2	Superiore	-0.07	0.01	0.08	0.01	-0.03	0	
		Inferiore	-0.07	-0.01	-0.09	0.01	-0.03	0	
3	3 - Q	Superiore	-0.03	0	0.04	0.01	-0.01	0	
		Inferiore	-0.03	0	-0.04	0.01	-0.01	0	
4	4 - N	Superiore	29.89	-0.43	-0.51	-0.06	0.15	-0.11	
		Inferiore	29.89	0.23	0.37	-0.06	0.15	-0.11	
5	5 - EX	Superiore	7.47	0.56	-8.86	-0.9	-3.05	0.18	
		Inferiore	7.47	0.67	10.19	-0.9	3.4	-0.25	
6	6 - EY	Superiore	-2.21	-3.59	1.22	0.12	-0.42	-1.11	
		Inferiore	-2.21	-3.9	1.4	0.12	0.47	1.4	
7	7 - EZ	Superiore	3.65	-0.14	-0.13	-0.01	0.1	0.13	
		Inferiore	3.72	0.19	-0.14	-0.01	-0.11	-0.14	
8	8 - tempo	Superiore	1.47	-0.49	-0.47	-0.07	0.12	-0.16	
		Inferiore	1.47	0.44	0.22	-0.07	0.12	-0.16	



Posizione delle componenti della forza:
 (secondo il baricentro del pilastro)

$d_x = 0 \text{ mm}$
 $d_y = 0 \text{ mm}$

3 Ipotesi globali

Normativa calcestruzzo:	Calcolo in conformità con la EN 1990 / EN 1991 / EN1992-1-1 / EN1992-1-2 / NTC 2018
Carichi e combinazioni:	NTC 2018.
Armatura longitudinale:	Metodo della rigidità nominale (EN 1992 1992-1-1 / §5.8.7)
Armatura trasversale:	Metodo standard (EN 1992-1-1 / §6.2.2 / §6.2.3).
Disposizioni sismiche:	Le disposizioni sismiche seguono la EN 1998. Duttilità media Colonna princip.

3.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Pilastro
ID elemento	269
Posizione	Pilastro 1, Livello 1
Disegno	P
Livello	
Coordinate	X = -31119.3 mm; Y = 40402.3 mm; Z = 800 mm

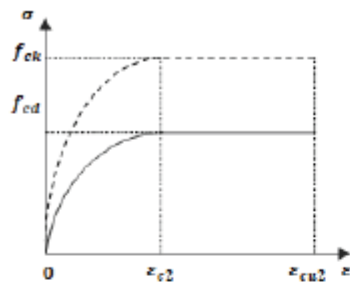
3.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN·m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²

3.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37_IT



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$e_{c2} = 2\%$$

$$e_{cu2} = 3.5\%$$

$$f_{ctk} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{ctm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{ctm} = 22000 \text{ MPa} \times \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{ctm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

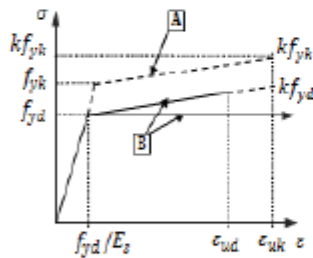
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



Resistenza caratteristica dell'armatura longitudinale:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica dell'armatura trasversale:

$$f_{ytk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$e_{uk} = 75\%$$

$$e_{ud} = 0.9e_{uk} = 0.9 \times 75 = 67.5\%$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1$

SLU-S: $\gamma_s = 1$

3.4 Copriferrì

Classe d'esposizione	X0	(UNI EN 206 – 2006)
Classe di consistenza	S3	(UNI EN 206 – 2006)
Copriferro	c = 35 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Copriferro nominale	c _{nom} = 35 mm	
Valore del copriferro minimo per i collegamenti	c _{min,b} = 12 mm	
Valore minimo del copriferro per la durabilità	c _{min,dur} = 25 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	((4.1.6.1.3/NTC 2018))
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{dev,s} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dev,si} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dev,add} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

4 Coefficiente di viscosità

Il calcolo del coefficiente di viscosità viene eseguito secondo l'allegato B della EN1992-1-1.

Umidità relativa	$RH = 50\%$
Tempo all'istante di carico (in giorni)	$t_0 = 28$
Tempo all'istante considerato	
Dimensione teorica dell'elemento in mm, espressione (B.6)	$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 625 \text{ cm}^2}{1000 \text{ mm}} = 125 \text{ mm}$
Coefficiente che descrive lo sviluppo della viscosità rispetto al tempo dopo il carico	$t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$
Influenza dell'umidità (B.3b)	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 50/100}{0.1 \times \sqrt[3]{125}} \cdot \left(\frac{35}{38} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{38} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = 1.91$
Influenza della resistenza del calcestruzzo (B.4)	$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{38}} = 2.73$
Tempo d'applicazione del carico t_0 , considerando l'effetto della tipologia di calcestruzzo (B.9), in giorni	$t_{0c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^0 = 28 \cdot \left[\frac{9}{2 + 28^{1.2}} + 1 \right]^0 \geq 0.5$ $t_{0c} = 28$
Influenza della maturazione del calcestruzzo (B.5)	$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0c})^{0.2}}$ $\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (28)^{0.2}} = 0.49$
Coefficiente di viscosità a lungo termine (B.2)	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.91 \times 2.73 \times 0.49 = 2.55$
Coefficiente di viscosità (B.1)	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2.55 \times 1 = 2.55$

5 Armatura Longitudinale

Disposizioni costruttive minime

Area d'armatura minima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.1 \cdot N_{Ed} \\ f_{sd} \\ 3\% \cdot Ac \\ A_{s,min,seim} \\ A_{s,min,ser} \end{array} \right. = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 0.1 \times 113.18 \text{ kN} \\ 450 \text{ MPa} \\ 3\% \cdot 625 \text{ cm}^2 \\ 6.25 \text{ cm}^2 \\ 0 \text{ cm}^2 \end{array} \right. = 6.25 \text{ cm}^2$
--	--

Area d'armatura massima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,max} = \rho_{s,max} \cdot Ac = 40\% \cdot 625 \text{ cm}^2 = 25 \text{ cm}^2$
---	---

Percentuale massima	$\rho_{s,max} = 40\%$
---------------------	-----------------------

Piano e posizione delle sollecitazioni: **ZOY, Inferiore della colonna**

Combinazione **145: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[5 S]+0.4x[4 N]**

Momento flettente del primo ordine $M_{1Ed} = 1.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Sforzo Normale $N_{Ed} = 113.18 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidità nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2} = \frac{32836,57 \text{ MPa}}{1,2} = 27363,81 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 32552,08 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1,22$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{113,18 \text{ kN}}{625 \text{ cm}^2 \cdot 25,5 \text{ MPa}} = 0,07$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0,07 \cdot \frac{80,6}{170} \leq 0,20 \rightarrow k_2 = 0,03$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0,sp}}{M_{0,Ed}} = 2,55 \cdot \frac{2,27 \text{ kN}\cdot\text{m}}{3,04 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1,9$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1,22 \cdot 0,03}{1 + 1,9} = 14,23 \text{ ‰}$

Rigidezza dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 3,13 \text{ cm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$
 $I_s = 3,13 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{250 \text{ mm}}{2} - 47 \text{ mm}\right)^2 = 190,13 \text{ cm}^4$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1$

Valore della rigidezza nominale totale:

Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 14,23 \text{ ‰} \cdot 27363,81 \text{ MPa} \cdot 32552,08 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 0,13 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidezza nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1 \cdot 200000 \text{ MPa} \cdot 190,13 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0,38 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidezza nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0,51 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine $M_{Ed} = M_{0,Ed}$
 (Comprese le imperfezioni geometriche) $M_{0,Ed} = M_{0,Ed} + N_{Ed} \cdot e_1$
 $M_{0,Ed} = 1,4 \text{ kN}\cdot\text{m} + 113,18 \text{ kN} \cdot 14,5 \text{ mm} = 3,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 113,18 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0,2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot 1,9} = 0,72$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3,13 \text{ cm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}}{625 \text{ cm}^2 \cdot 25,5 \text{ MPa}} = 0,09$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0,09} = 1,08$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-0,75 \text{ kN}\cdot\text{m}}{1,4 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0,54$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1,7 - r_m = 1,7 - (-0,54) = 2,24$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15,4 \cdot \frac{C}{\sqrt{\omega}} = 15,4 \cdot \frac{2,24}{\sqrt{0,09}} = 129,23$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 80,6 < \lambda_{lim} = 129,23$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale $M_{Ed} = 3,04 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Piano e posizione delle sollecitazioni: ZOx, Inferiore della colonna

Combinazione 145: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[5 S]+0.4x[4 N]

Momento flettente del primo ordine $M_{0Ed} = 11.17 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sforzo Normale $N_{Ed} = 113.18 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidità nominale (§5.8.7.2).

Rigidità del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.2} = \frac{32836.57 \text{ MPa}}{1.2} = 27363.81 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 32552.08 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1.22$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{113.18 \text{ kN}}{625 \text{ cm}^2 \cdot 25.5 \text{ MPa}} = 0.07$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.07 \cdot \frac{80.6}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.03$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Ed}}{M_{0Ed}} = 2.55 \cdot \frac{2.52 \text{ kN}\cdot\text{m}}{12.82 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 0.5$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.22 \cdot 0.03}{1 + 0.5} = 27.47 \text{ ‰}$

Rigidità dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 3.13 \text{ cm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$
 $I_s = 3.13 \text{ cm}^2 \cdot \left(\frac{250 \text{ mm}}{2} - 47 \text{ mm}\right)^2 = 190.13 \text{ cm}^4$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1$

Valore della rigidità nominale totale:

Valore della rigidità nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 27.47 \text{ ‰} \cdot 27363.81 \text{ MPa} \cdot 32552.08 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 0.24 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidità nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1 \cdot 200000 \text{ MPa} \cdot 190.13 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.38 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidità nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.62 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine $M_{Ed} = M_{0Ed}$
 $M_{Ed} = M_{0Ed} + N_{Ed} \cdot e_1$
 $M_{Ed} = 11.17 \text{ kN}\cdot\text{m} + 113.18 \text{ kN} \cdot 4.5 \text{ mm} = 12.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(Comprese le imperfezioni geometriche)

Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 113.18 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \cdot 0.5} = 0.91$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3.13 \text{ cm}^2 \cdot 450 \text{ MPa}}{625 \text{ cm}^2 \cdot 25.5 \text{ MPa}} = 0.09$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \cdot 0.09} = 1.08$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-10.41 \text{ kN}\cdot\text{m}}{11.17 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.93$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1.7 - r_m = 1.7 - -0.93 = 2.63$
 Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \times \frac{2.63}{\sqrt{0.07}} = 152.07$
 Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 80.6 < \lambda_{lim} = 152.07$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale $M_{Ed} = 12.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$

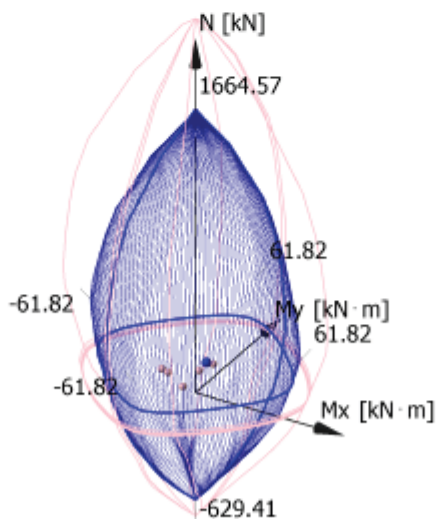
Armatura longitudinale totale del pilastro (per entrambi i piani di flessione, compresi gli effetti torsionali) $A_{s,req} = A_{s(ZOY)} + A_{s(ZOX)}$
 $A_{s,req} = 3.28 \text{ cm}^2 + 3.28 \text{ cm}^2 = 6.55 \text{ cm}^2$

Armatura longitudinale pilastro $A_{s,req} = \text{Max}(A_{s,rich}; A_{s(ZOY)} + A_{s(ZOX)})$
 $A_{s,req} = \text{Max}(6.25 \text{ cm}^2; 6.55 \text{ cm}^2) = 6.55 \text{ cm}^2$

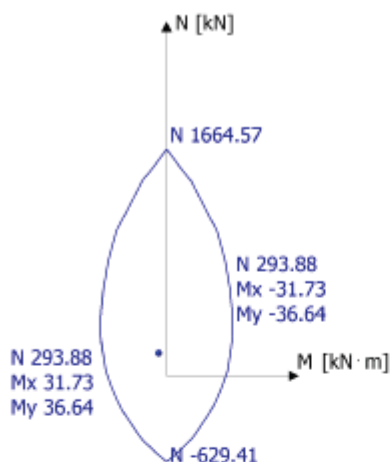
Metodo della rigidezza nominale (EN 1992-1-1, 5.8.7)										
Tipo	Comb	Rigidezza del calcestruzzo			Rigidezza dell'acciaio		Totale	Forze del secondo ordine		
		φ_{ef}	K_c	I_c	K_s	I_s	EI	MEd	$A_{s,rich}$	A_{min}
				(cm^4)		(cm^4)	($\text{MN}\cdot\text{m}^2$)	($\text{kN}\cdot\text{m}$)	(cm^2)	(cm^2)
ZOY	145	1.9	0.01	32552.08	1	190.13	0.51	3.04	3.13	6.25
ZOX	145	0.5	0.03	32552.08	1	190.13	0.62	12.82	3.13	6.25

5.1 Verifica con le curve d'interazione

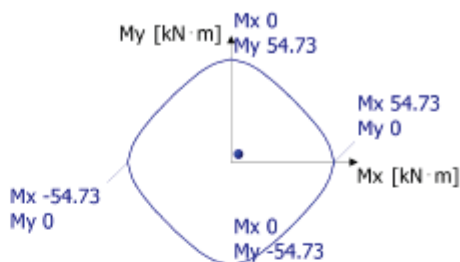
Curva d'interazione globale 3D



Curva d'interazione M-N



Curva d'interazione Mx-My



Tasso di lavoro per le combinazioni di dimensionamento						
Combi	Tipo di involucro	Nz	Mx	My	Angolo	Verificato
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(°)	
108	Nz Max	168.03	4.02	4.28	46.79	Si
144	Nz Min	77.7	-2.82	8.69	107.97	Si
153	Mx Max	94.94	-18.8	-1.71	185.19	Si
142	Mx Min	86.28	-1.28	-10.6	263.12	Si
145	My Max	113.18	3.04	12.82	76.64	Si
151	My Min	82.96	-15.38	-1.3	184.82	Si
145	Involucro X	113.18	3.04	12.82	76.64	Si
145	Involucro Y	113.18	3.04	12.82	76.64	Si

Armatura reale longitudinale	
Posizione	Armatura
Zona corrente	4 × ø16 + 4 × ø16 (16.09 cm²), Lunghezza = 5816.8 mm

6 Armature trasversali

6.1 Disposizioni costruttive minime

L'armatura trasversale è definita secondo il §4.1.6.1.2 della NTC 2018, comprese le zone critiche nell'estremità inferiore e superiore del pilastro.

Zona corrente

Diametro trasversale

$$\Phi_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_{t,max}}{4} \end{array} \right. = 8 \text{ mm}$$

Interasse minimo barre trasversali

$$s_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{t,min} \\ \text{Min}(a,b) \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Area critica

L'interasse minimo delle barre trasversali è pari a 0.6 per l'interasse massimo nella zona corrente.

6.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio e il dimensionamento dell'armatura a taglio vengono eseguiti ai sensi dell'articolo 4.1.2.3.5 della NTC 2018", First(Fields!ConcreteDesignCode.Value,

Piano

YOZ

Combinazione

154: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[6 S]+0.4x[4 N]

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2) $V_{Ed} = 1.75 \text{ kN}$

Angolo del puntone

$\theta = 45^\circ$

Braccio di leva interno

$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$

§4.1.6.1.2

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1} = 0.18$$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{203}} \leq 2 \rightarrow k = 1.99$$

Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2

$$\rho_l = \frac{A_{s,l}}{b_w \cdot d} = \frac{3.05 \text{ cm}^2}{250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_l = 6 \text{ ‰}$$

Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.99^{3/2} \times \sqrt{30} = 0.54 \text{ MPa}$$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)

$$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, \frac{77.7 \text{ kN}}{0.2 \times 25.5 \text{ MPa}} \right] = \text{Min} \left[\frac{0.06 \text{ m}^2}{0.2 \times 25.5 \text{ MPa}} \right] = 1.24 \text{ MPa}$$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} & C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ & (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right\} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left\{ \begin{aligned} & [0.18 \times 1.99 \times (100 \times 6 \text{ ‰} \times 30)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times 1.24 \text{ MPa}] \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \\ & (0.54 \text{ MPa} + 0.15 \times 1.24 \text{ MPa}) \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

$$V_{Rd,c} = 57.18 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)

$v_1 = 0.5$

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1.05 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 25.5 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$$

$$V_{Rd,max} = 305.37 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 1.75 \text{ kN} \leq 305.37 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Area d'armatura a taglio richiesta

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max} \left(\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{reqd}; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} \right)}$$

$$s_{shear} = \frac{3 \times 0.28 \text{ cm}^2}{\text{Max}(0 \text{ cm}^2/\text{m}; 0 \text{ cm}^2/\text{m})} = 120 \text{ mm}$$

Interasse a torsione massimo

$$s_{torsion} = \frac{A_{bar}}{\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{reqd}} = \frac{0.28 \text{ cm}^2}{0.49 \text{ cm}^2/\text{m}} = 580 \text{ mm}$$

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 41.78 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sv}}{s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)
 $V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sv}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{yv,d} \cdot \cot(\theta)$
 $V_{Rd,s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$
 $V_{Rd,s} = 54.05 \text{ kN}$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sv}}{s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)
 $V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sv}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{yv,d} \cdot \cot(\theta)$
 $V_{Rd,s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$
 $V_{Rd,s} = 54.05 \text{ kN}$

Piano

XOZ

Combinazione **145: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[5 S]+0.4x[4 N]**

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2) $V_{Ed} = 3.84 \text{ kN}$

Angolo del puntone $\theta = 45^\circ$

Braccio di leva interno $z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$

§4.1.6.1.2 $C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1} = 0.18$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{203}} \leq 2 \rightarrow k = 1.99$

Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2 $\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{3.05 \text{ cm}^2}{250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_1 = 6 \text{ ‰}$

Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2) $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.99^{3/2} \times \sqrt{30} = 0.54 \text{ MPa}$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)
 $\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd} \right] = \text{Min} \left[\frac{77.7 \text{ kN}}{0.06 \text{ m}^2}, 0.2 \times 25.5 \text{ MPa} \right] = 1.24 \text{ MPa}$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} & C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ & (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} & [0.18 \times 1.99 \times (100 \times 6 \text{ ‰} \times 30)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times 1.24 \text{ MPa}] \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \\ & (0.54 \text{ MPa} + 0.15 \times 1.24 \text{ MPa}) \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \end{aligned} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 57.18 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio $v_1 = 0.5$

(§4.1.6.1.2)

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1) $V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$
 $V_{Rd,max} = \frac{1.05 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 25.5 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$
 $V_{Rd,max} = 305.37 \text{ kN}$

$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$; $3.84 \text{ kN} \leq 305.37 \text{ kN}$ **Verificato**

Area d'armatura a taglio richiesta $V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \rightarrow \frac{A_{sv}}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{tur}}{\text{Max}\left(\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{reqd}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}\right)}$$

$$s_{shear} = \frac{3 \times 0.28 \text{ cm}^2}{\text{Max}(0 \text{ cm}^2/\text{m}; 0 \text{ cm}^2/\text{m})} = 120 \text{ mm}$$

Interasse a torsione massimo

$$s_{torsion} = \frac{A_{tur}}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{torsion}} = \frac{0.28 \text{ cm}^2}{0.49 \text{ cm}^2/\text{m}} = 580 \text{ mm}$$

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 5.18 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 41.78 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 54.05 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 6.7 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 54.05 \text{ kN}$$

Armatura reale trasversale	
Posizione	Armatura
Pacchetto 1	10 × ø8 / 150 mm
Pacchetto 2	14 × ø8 / 194.1 mm
Pacchetto 3	10 × ø8 / 150 mm

7 Armatura a torsione

7.1 Ipotesi globali torsione

Il calcolo dell'armatura a torsione viene effettuato secondo l'articolo 6.3 della EN 1992-1-1.

Angolo d'inclinazione puntone: 45 °

Armatura a torsione						
T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	A _{sw}	A _d	Lavoro
(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ²)	Tasso
1.07	31.24	3.84	311.86	0.49	0.3	4.65 %

Il tasso di lavoro a torsione viene calcolato con la formula qui sotto:

$$WR = \frac{|T_{Ed}|}{T_{Rd,max}} + \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd,max}}$$

L'armatura longitudinale e trasversale a torsione verrà aggiunta all'armatura longitudinale a flessione e trasversale a taglio.

7.2 Calcolo dettagliato

La verifica a torsione e il dimensionamento dell'armatura a torsione avviene ai sensi dell'articolo 6.3 della EN1992-1-1

Posizione degli sforzi	Inferiore del pilastro
Combinazione	145: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[5 S]+0.4x[4 N]
Momento torsionale di calcolo	$T_{Ed} = 1.07 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Angolo del puntone	$\theta = 45^\circ$
Area della sezione	$A = 625 \text{ cm}^2$
Perimetro esterno	$u = 1000 \text{ mm}$
Distanza dal bordo al centro dell'armatura longitudinale	$d_l = 47 \text{ mm}$
Spessore parete efficace	$t_{ef} = \text{Max} \left\{ \frac{2d_l}{A} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{2 \times 47 \text{ mm}}{625 \text{ cm}^2} \right\} = 94 \text{ mm}$
Perimetro della superficie Ak	$u_k = 2 \cdot (H + b_w - 2t_{ef})$ $u_k = 2 \times (250 \text{ mm} + 250 \text{ mm} - 2 \times 94 \text{ mm}) = 624 \text{ mm}$
Area racchiusa tra gli assi centrali delle pareti comunicanti	$A_k = (b - t_{ef}) \cdot (H - t_{ef})$ $A_k = (250 \text{ mm} - 94 \text{ mm}) \times (250 \text{ mm} - 94 \text{ mm}) = 243.36 \text{ cm}^2$
Area d'armatura longitudinale per la torsione (6.3.2, Eq. 6.28)	$A_{st} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot(\theta)}{2A_k \cdot f_{yd}}$ $A_{st} = \frac{1.07 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 624 \text{ mm} \times \cot(45^\circ)}{2 \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 450 \text{ MPa}} = 0.3 \text{ cm}^2$
Area d'armatura trasversale a torsione su ciascuna faccia (EN1992-1-1 / 6.3.2 (3))	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)}$ $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1.07 \text{ kN}\cdot\text{m}}{2 \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)}$ $\frac{A_{sw}}{s} = 0.49 \text{ cm}^2/\text{m}$
Braccio di leva interno	$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$
Coefficiente che tiene conto dello stato tensionale nella corda compressa (6.11.aN)	$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{1.81 \text{ MPa}}{25.5 \text{ MPa}} = 1.07$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (6.10.aN)	$\nu_1 = 0.5$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (6.9)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{1.07 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 25.5 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 311.86 \text{ kN}$
Momento torcente resistente di calcolo (6.30)	$T_{Rd,max} = 2\nu_1 \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta) \times \cos(\theta)$ $T_{Rd,max} = 2 \times 0.5 \times 1.07 \times 25.5 \text{ MPa} \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 94 \text{ mm} \times \sin(45^\circ) \times \cos(45^\circ) = 31.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Rapporto massimo di resistenza per un elemento sottoposto a torsione e taglio (6.29)	$\frac{ T_{Ed} }{T_{Rd,max}} + \frac{ V_{Ed} }{V_{Rd,max}} = \frac{ 1.07 \text{ kN}\cdot\text{m} }{31.24 \text{ kN}\cdot\text{m}} + \frac{ 3.84 \text{ kN} }{311.86 \text{ kN}} = 0.05 \leq 1$

Verificato

9.22.1 Verifica sezione tipologica

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione del pilastro con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sez.25x25 cm – armatura 8Ø16

Azioni sollecitanti (SLU+SLV)

Azione resistente

La sezione del pilastro è 25x25 cm ed è armato con barre 8 Ø16 disposte 8 con un copriferro di 40 mm. Il momento resistente è pari a:

$$M_{Rd} = 71.2 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 19 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 19 / 71.2 = 0,23$$

Titolo: L2687_Bengasi_P25x25_SCALA A

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	25	0
3	25	25
4	0	25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	3.5	2.5
2	2.01	12.5	2.5
3	2.01	21.5	2.5
4	2.01	3.5	12.5
5	2.01	3.5	21.5
6	2.01	12.5	21.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 168 0 kN
 M_{xEd}: 19 0 kNm
 M_{yEd}: 2 0

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

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
 E_s/E_c: 8 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11.5
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
 τ_{c1}: 2.029

M xRd: 71.23 kN m
 σ_c: -17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_c: 3.5 ‰
 ε_s: 5.661 ‰
 d: 22.5 cm
 x: 8.596 x/d: 0.3821
 δ: 0.9176

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

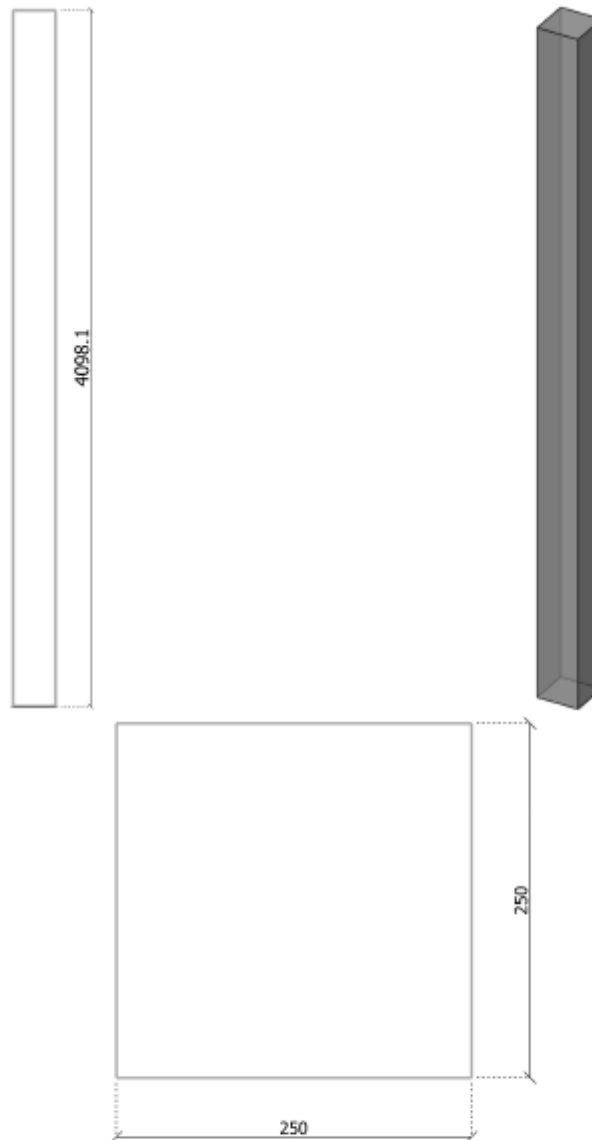
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.23 Verifica pilastro tipo 25x25 - CORPO SCALA B

I seguenti elementi sono presenti nei corpi scala emergenti dall'ipogeo

1 Geometria



Sezione del pilastro

$$a = 250 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

Altezza del pilastro

$$L = 4098.1 \text{ mm}$$

Altezza Trave

$$h' = 0 \text{ mm}$$

Lunghezza d'instabilità e snellezza

Lunghezza libera d'inflessione

$$L_{0,xOz} = 4098.1 \text{ mm}$$

$$L_{0,yOz} = 4098.1 \text{ mm}$$

Snellezza

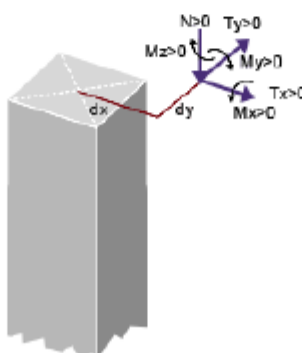
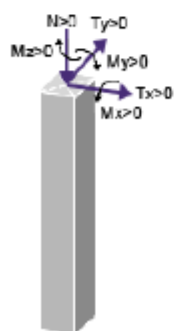
$$\lambda_{xOz} = \frac{L_{0,xOz}}{i_{xOz}} = \frac{1 \times 4098.1 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = \frac{4098.1 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = 56.79$$

$$\lambda_{yOz} = \frac{L_{0,yOz}}{i_{yOz}} = \frac{1 \times 4098.1 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = \frac{4098.1 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = 56.79$$

2 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico											
ID	Titolo	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$	
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
3	Q	0.7	0.7	0.6	1.5	1.5	1.3	0	0	0	
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0	
5	EX	-	-	-	1	1	1	1	1	1	
6	EY	-	-	-	1	1	1	1	1	1	
7	EZ	-	-	-	1	1	1	1	1	1	
8	tempo	0.6	0.5	0	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5	1.3	

Sforzi interni									
ID	Caso di carico	Posizione	N	M_x	M_y	M_z	V_x	V_y	
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)	
1	1 - G1	Superiore	56.62	1.65	1.16	0.28	-0.71	0.61	
		Inferiore	62.9	-0.86	-1.74	0.28	-0.71	0.61	
2	2 - G2	Superiore	0.62	0.05	0.23	0.05	-0.21	0.05	
		Inferiore	0.62	-0.14	-0.65	0.05	-0.21	0.05	
3	3 - Q	Superiore	0.42	0.03	0.16	0.04	-0.15	0.03	
		Inferiore	0.42	-0.08	-0.44	0.04	-0.15	0.03	
4	4 - N	Superiore	19.84	0.59	0.23	0.06	-0.09	0.21	
		Inferiore	19.84	-0.27	-0.15	0.06	-0.09	0.21	
5	5 - EX	Superiore	4.77	-0.41	0.38	0.1	-0.28	-0.17	
		Inferiore	4.78	-0.34	-0.85	0.1	-0.38	0.2	
6	6 - EY	Superiore	5.21	-0.29	0.24	0.06	0.18	-0.15	
		Inferiore	5.25	0.48	-0.56	0.06	-0.25	-0.33	
7	7 - EZ	Superiore	-2.41	0.09	-0.04	-0.01	0.03	0.03	
		Inferiore	-2.47	-0.07	0.07	-0.01	0.04	0.06	
8	8 - tempo	Superiore	9.74	-0.94	-1.97	-0.45	1.83	-0.53	
		Inferiore	9.74	1.21	5.52	-0.45	1.83	-0.53	



Posizione delle componenti della forza:
 (secondo il baricentro del pilastro)

$d_x = 0 \text{ mm}$

$d_y = 0 \text{ mm}$

3 Ipotesi globali

Normativa calcestruzzo:	Calcolo in conformità con la EN 1990 / EN 1991 / EN1992-1-1 / EN1992-1-2 / NTC 2018
Carichi e combinazioni:	NTC 2018.
Armatura longitudinale:	Metodo della rigidità nominale (EN 1992 1992-1-1 / §5.8.7)
Armatura trasversale:	Metodo standard (EN 1992-1-1 / §6.2.2 / §6.2.3).
Disposizioni sismiche:	Le disposizioni sismiche seguono la EN 1998. Duttilità media Colonna princip.

3.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Pilastro
ID elemento	293
Posizione	Pilastro 1, Livello 1
Disegno	P
Livello	
Coordinate	X = -3787.9 mm; Y = 33404.7 mm; Z = 800 mm

3.2 Unità

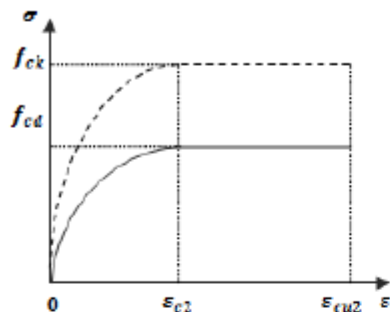
Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN · m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²

Ampiezza fessura mm

3.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37_IT



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

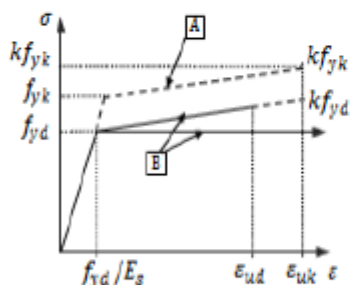
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



Resistenza caratteristica dell'armatura longitudinale:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica dell'armatura trasversale:

$$f_{ywk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 75\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 75 = 67.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

$$\text{SLU: } \gamma_s = 1.15$$

$$\text{SLU-A: } \gamma_s = 1$$

$$\text{SLU-S: } \gamma_s = 1$$

3.4 Copriferrì

Classe d'esposizione

X0 (UNI EN 206 – 2006)

Classe di consistenza

S3 (UNI EN 206 – 2006)

Copriferrò

$c = 35 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferrò nominale

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

Valore del copriferrò minimo per i collegamenti

$$c_{min,b} = 12 \text{ mm}$$

Valore minimo del copriferrò per la durabilità

$$c_{min,dur} = 25 \text{ mm} \quad (4.1.6.1.3/NTC 2018)$$

Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	((4.1.6.1.3/NTC 2018))
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{dur,y} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

4 Coefficiente di viscosità

Il calcolo del coefficiente di viscosità viene eseguito secondo l'allegato B della EN1992-1-1.

Umidità relativa	$RH = 50\%$
Tempo all'istante di carico (in giorni)	$t_0 = 28$
Tempo all'istante considerato	
Dimensione teorica dell'elemento in mm, espressione (B.6)	$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 625 \text{ cm}^2}{1000 \text{ mm}} = 125 \text{ mm}$
Coefficiente che descrive lo sviluppo della viscosità rispetto al tempo dopo il carico	$t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$
Influenza dell'umidità (B.3b)	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 50/100}{0.1 \sqrt[3]{125}} \cdot \left(\frac{35}{38} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{38} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = 1.91$
Influenza della resistenza del calcestruzzo (B.4)	$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{38}} = 2.73$
Tempo d'applicazione del carico $t_{0,c}$, considerando l'effetto della tipologia di calcestruzzo (B.9), in giorni	$t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^n = 28 \cdot \left[\frac{9}{2 + 28^{1.2}} + 1 \right]^0 \geq 0.5$ $t_{0,c} = 28$
Influenza della maturazione del calcestruzzo (B.5)	$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}}$ $\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (28)^{0.2}} = 0.49$
Coefficiente di viscosità a lungo termine (B.2)	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.91 \times 2.73 \times 0.49 = 2.55$
Coefficiente di viscosità (B.1)	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2.55 \times 1 = 2.55$

5 Armatura Longitudinale

Disposizioni costruttive minime

Area d'armatura minima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,min} = \text{Max} \begin{cases} \frac{0.1 \cdot N_{Ed} }{f_{yd}} \\ \frac{3}{100} \cdot A_c \\ A_{s,min,seism} \\ A_{s,min,user} \end{cases} = \text{Max} \begin{cases} \frac{0.1 \times 112.79 \text{ kN} }{391.3 \text{ MPa}} \\ \frac{3}{100} \times 625 \text{ cm}^2 \\ 6.25 \text{ cm}^2 \\ 0 \text{ cm}^2 \end{cases} = 6.25 \text{ cm}^2$
Area d'armatura massima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,max} = \rho_{s,max} \cdot A_c = 40 \text{ ‰} \times 625 \text{ cm}^2 = 25 \text{ cm}^2$
Percentuale massima	$\rho_{s,max} = 40 \text{ ‰}$
Piano e posizione delle sollecitazioni:	ZOY, Inferiore della colonna
Combinazione	107: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[4 N]+1.05x[3 Q]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 1.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 112.79 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidità nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.2} = \frac{32836.57 \text{ MPa}}{1.2} = 27363.81 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 32552.08 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1.22$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{112.79 \text{ kN}}{625 \text{ cm}^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.11$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.11 \times \frac{56.79}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.04$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Ed}}{M_{0Ed}} = 2.55 \times \frac{1.89 \text{ kN}\cdot\text{m}}{2.95 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.63$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.22 \times 0.04}{1 + 1.63} = 16.5 \text{ ‰}$

Rigidezza dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 3.13 \text{ cm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$
 $I_s = 3.13 \text{ cm}^2 \times \left(\frac{250 \text{ mm}}{2} - 47 \text{ mm}\right)^2 = 190.13 \text{ cm}^4$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1$

Valore della rigidezza nominale totale:

Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 16.5 \text{ ‰} \times 27363.81 \text{ MPa} \times 32552.08 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 0.15 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidezza nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1 \times 200000 \text{ MPa} \times 190.13 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.38 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidezza nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.53 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine $M_{0Ed} = M_{0Ed}$
 $M_{0Ed} = M_{0Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_i$
 $M_{0Ed} = 1.79 \text{ kN}\cdot\text{m} + 112.79 \text{ kN} \times 10.2 \text{ mm} = 2.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(Comprese le imperfezioni geometriche)
 Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 112.79 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \times 1.63} = 0.75$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3.13 \text{ cm}^2 \times 391.3 \text{ MPa}}{625 \text{ cm}^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.12$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0.12} = 1.11$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{-1.79 \text{ kN}\cdot\text{m}}{3.14 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.57$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.57) = 2.27$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \times \frac{2.27}{\sqrt{0.11}} = 107.35$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 56.79 < \lambda_{lim} = 107.35$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale $M_{Ed} = 2.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Piano e posizione delle sollecitazioni: ZOx, Inferiore della colonna

Combinazione	107: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[4 N]+1.05x[3 Q]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0Ed} = 3.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 112.79 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidezza nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.2} = \frac{32836.57 \text{ MPa}}{1.2} = 27363.81 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 32552.08 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1.22$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{112.79 \text{ kN}}{625 \text{ cm}^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.11$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.11 \times \frac{56.79}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.04$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Ed}}{M_{0Ed}} = 2.55 \times \frac{3.45 \text{ kN}\cdot\text{m}}{4.95 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.77$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.22 \times 0.04}{1 + 1.77} = 15.66 \text{ ‰}$

Rigidezza dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 3.13 \text{ cm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$

$I_s = 3.13 \text{ cm}^2 \times \left(\frac{250 \text{ mm}}{2} - 47 \text{ mm}\right)^2 = 190.13 \text{ cm}^4$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1$

Valore della rigidezza nominale totale:

Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 15.66 \text{ ‰} \times 27363.81 \text{ MPa} \times 32552.08 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 0.14 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidezza nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1 \times 200000 \text{ MPa} \times 190.13 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.38 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidezza nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.52 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine (Comprese le imperfezioni geometriche) $M_{Ed} = M_{0Ed}$
 $M_{0Ed} = M_{0Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_i$
 $M_{0Ed} = 3.79 \text{ kN}\cdot\text{m} + 112.79 \text{ kN} \times 10.2 \text{ mm} = 4.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 112.79 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \times 1.77} = 0.74$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3.13 \text{ cm}^2 \times 391.3 \text{ MPa}}{625 \text{ cm}^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.12$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0.12} = 1.11$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{2.32 \text{ kN}\cdot\text{m}}{-3.79 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.61$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità

$$C = 1.7 - r_m = 1.7 - -0.61 = 2.31$$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2)

$$\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \cdot \frac{2.31}{\sqrt{0.11}} = 109.24$$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2)

$$\lambda = 56.79 < \lambda_{lim} = 109.24$$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale

$$M_{Ed} = 4.95 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Armatura longitudinale totale del pilastro (per entrambi i piani di flessione, compresi gli effetti torsionali)

$$A_{s,org} = A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)}$$

$$A_{s,org} = 3.22 \text{ cm}^2 + 3.22 \text{ cm}^2 = 6.43 \text{ cm}^2$$

Armatura longitudinale pilastro

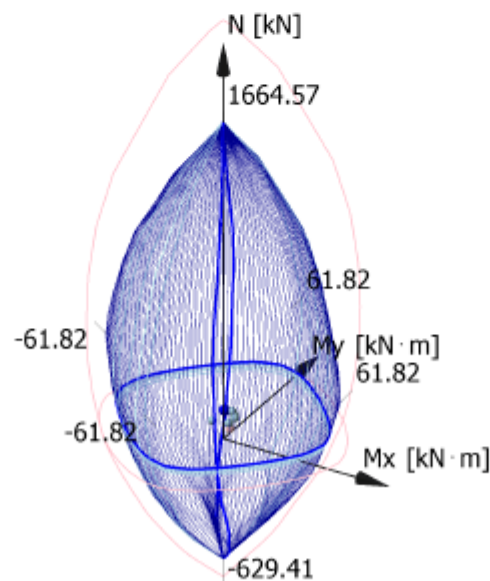
$$A_{s,org} = \text{Max}(A_{s,min}; A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)})$$

$$A_{s,org} = \text{Max}(6.25 \text{ cm}^2; 6.43 \text{ cm}^2) = 6.43 \text{ cm}^2$$

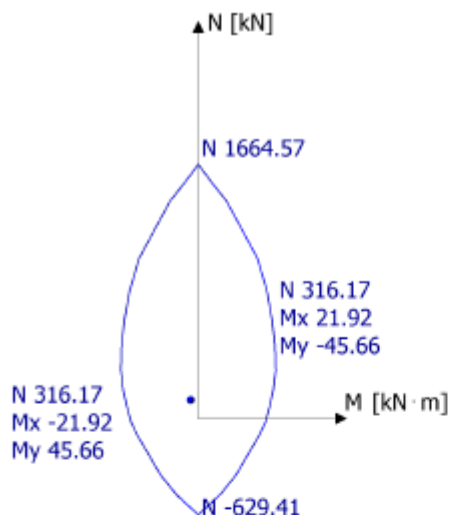
Metodo della rigidezza nominale (EN 1992-1-1, 5.8.7)										
Tipo	Comb	Rigidezza del calcestruzzo			Rigidezza dell'acciaio		Totale	Forze del secondo ordine		
		ϕ_{ef}	Kc	Ic	Ks	Is	EI	MEd	As,rich	Amin
ZOY	107	1.63	0.02	32552.08	1	190.13	0.53	2.95	3.13	6.25
ZOX	107	1.77	0.02	32552.08	1	190.13	0.52	4.95	3.13	6.25

5.1 Verifica con le curve d'interazione

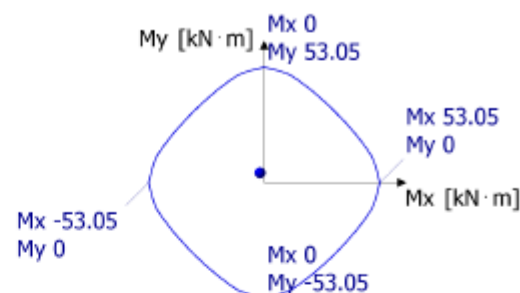
Curva d'interazione globale 3D



Curva d'interazione M-N



Curva d'interazione Mx-My



Tasso di lavoro per le combinazioni di dimensionamento						
Combi	Tipo di involuppo	Nz	Mx	My	Angolo	Verificato
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(°)	
109	Nz Max	121.56	-1.94	4.55	113.16	Si
150	Nz Min	52.04	2.53	1.68	33.57	Si
107	Mx Max	104.62	4.21	3.39	38.86	Si
113	Mx Min	118.47	1.37	5.77	76.68	Si
110	My Max	97.2	2.53	6.18	67.73	Si
104	My Min	83.81	2.27	1.12	26.29	Si
107	Involuppo X	112.79	-2.95	-4.95	239.23	Si
107	Involuppo Y	112.79	-2.95	-4.95	239.23	Si

Armatura reale longitudinale	
Posizione	Armatura
Zona corrente	4 × ø16 + 4 × ø16 (16.09 cm²), Lunghezza = 4098.1 mm

6 Armature trasversali

6.1 Disposizioni costruttive minime

L'armatura trasversale è definita secondo il §4.1.6.1.2 della NTC 2018, comprese le zone critiche nell'estremità inferiore e superiore del pilastro.

Zona corrente

Diametro trasversale

$$\Phi_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_{L,max}}{4} \end{array} \right. = 8 \text{ mm}$$

Interasse minimo barre trasversali

$$s_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{L,min} \\ \text{Min}(a;b) \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Area critica

L'interasse minimo delle barre trasversali è pari a 0.6 per l'interasse massimo nella zona corrente.

6.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio e il dimensionamento dell'armatura a taglio vengono eseguiti ai sensi dell'articolo 4.1.2.3.5 della NTC 2018", First(Fields!ConcreteDesignCode.Value,

Piano	YOZ
Combinazione	107: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[4 N]+1.05x[3 Q]
Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)	$V_{Ed} = 1.2 \text{ kN}$
Angolo del puntone	$\theta = 45^\circ$
Braccio di leva interno	$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$
§4.1.6.1.2	$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$
Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{203}} \leq 2 \rightarrow k = 1.99$
Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2	$\rho_1 = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{3.05 \text{ cm}^2}{250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_1 = 6 \text{ ‰}$
Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.99^{3/2} \times \sqrt{30} = 0.54 \text{ MPa}$
Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)	$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c} = \text{Min} \left[\frac{52.04 \text{ kN}}{0.06 \text{ m}^2} = 0.83 \text{ MPa} \right. \right.$
Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)	$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\left. \begin{aligned} &C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \\ &(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right] \cdot b_w \cdot d$
	$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} &[0.12 \times 1.99 \times (100 \times 6 \text{ ‰} \times 30)^{1/3} + \\ &+ 0.15 \times 0.83 \text{ MPa}] \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \\ &(0.54 \text{ MPa} + 0.15 \times 0.83 \text{ MPa}) \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \end{aligned} \right]$
	$V_{Rd,c} = 38.15 \text{ kN}$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)	$v_1 = 0.5$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$
	$V_{Rd,max} = \frac{1.05 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 17 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$
	$V_{Rd,max} = 203.63 \text{ kN}$
	$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 1.2 \text{ kN} \leq 203.63 \text{ kN}$ Verificato
Area d'armatura a taglio richiesta	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$
Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)	
Interasse a taglio massimo	$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max} \left(\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{reqd}, \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} \right)}$
	$s_{shear} = \frac{3 \times 0.28 \text{ cm}^2}{\text{Max}(0 \text{ cm}^2/\text{m}; 0 \text{ cm}^2/\text{m})} = 120 \text{ mm}$
Interasse a torsione massimo	$s_{torsion} = \frac{A_{bar}}{\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{torsion}} = \frac{0.28 \text{ cm}^2}{0.29 \text{ cm}^2/\text{m}} = 959.9 \text{ mm}$
Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita	
Area corrente:	
Armatura trasversale reale fornita	$\frac{A_{sw}}{s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$
Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)	$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$
	$V_{Rd,s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$
	$V_{Rd,s} = 35.28 \text{ kN}$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 49.35 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 49.35 \text{ kN}$$

Piano

XOZ

Combinazione

110: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[8]

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)

$$V_{Ed} = 1.55 \text{ kN}$$

Angolo del puntone

$$\theta = 45^\circ$$

Braccio di leva interno

$$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$$

§4.1.6.1.2

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.5} = 0.12$$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{203}} \leq 2 \rightarrow k = 1.99$$

Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{3.05 \text{ cm}^2}{250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_l = 6 \text{ ‰}$$

Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.99^{3/2} \times \sqrt{30} = 0.54 \text{ MPa}$$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)

$$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd} \right] = \text{Min} \left[\frac{52.04 \text{ kN}}{0.06 \text{ m}^2}, 0.2 \times 17 \text{ MPa} \right] = 0.83 \text{ MPa}$$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_l \cdot \sigma_{cp}, (v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} & [0.12 \times 1.99 \times (100 \times 6 \text{ ‰} \times 30)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times 0.83 \text{ MPa}] \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \\ & (0.54 \text{ MPa} + 0.15 \times 0.83 \text{ MPa}) \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \end{aligned} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 38.15 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)

$$v_1 = 0.5$$

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1.05 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 17 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$$

$$V_{Rd,max} = 203.63 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 1.55 \text{ kN} \leq 203.63 \text{ kN} \quad \text{Verificato}$$

Area d'armatura a taglio richiesta

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{\text{shear}} = \frac{n_{\text{bar}} \cdot A_{\text{bar}}}{\text{Max}\left(\left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{reqd}}, \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{min}}\right)}$$

$$s_{\text{shear}} = \frac{3 \times 0.28 \text{ cm}^2}{\text{Max}(0 \text{ cm}^2/\text{m}; 0 \text{ cm}^2/\text{m})} = 120 \text{ mm}$$

Interasse a torsione massimo

$$s_{\text{torsion}} = \frac{A_{\text{bar}}}{\left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{torsion}}} = \frac{0.28 \text{ cm}^2}{0.29 \text{ cm}^2/\text{m}} = 959.9 \text{ mm}$$

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{\text{sw}}}{s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{real}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 35.28 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{\text{sw}}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{real}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 49.35 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{\text{sw}}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{\text{sw}}}{s}\right)_{\text{real}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 49.35 \text{ kN}$$

7 Armatura a torsione

7.1 Ipotesi globali torsione

Il calcolo dell'armatura a torsione viene effettuato secondo l'articolo 6.3 della EN 1992-1-1.

Angolo d'inclinazione puntone: 45 °

Armatura a torsione						
T_{Ed}	$T_{Rd,max}$	V_{Ed}	$V_{Rd,max}$	A_{sw}	A_{st}	Lavoro
(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ²)	Tasso
0.56	21.51	1.49	214.73	0.29	0.18	3.31 %

Il tasso di lavoro a torsione viene calcolato con la formula qui sotto:

$$WR = \frac{|T_{Ed}|}{T_{Rd,max}} + \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd,max}}$$

7.2 Calcolo dettagliato

La verifica a torsione e il dimensionamento dell'armatura a torsione avviene ai sensi dell'articolo 6.3 della EN1992-1-1

Posizione degli sforzi	Inferiore del pilastro
Combinazione	107: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[4 N]+1.05x[3 Q]
Momento torsionale di calcolo	$T_{Ed} = 0.56 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Angolo del puntone	$\theta = 45^\circ$
Area della sezione	$A = 625 \text{ cm}^2$
Perimetro esterno	$u = 1000 \text{ mm}$
Distanza dal bordo al centro dell'armatura longitudinale	$d_t = 47 \text{ mm}$
Spessore parete efficace	$t_{ef,i} = \text{Max} \left[\frac{2d_t}{A} = \text{Max} \left[\frac{2 \times 47 \text{ mm}}{625 \text{ cm}^2} = 94 \text{ mm} \right. \right.$
Perimetro della superficie A_k	$u_k = 2 \cdot (H + b_w - 2t_{ef,i})$ $u_k = 2 \times (250 \text{ mm} + 250 \text{ mm} - 2 \times 94 \text{ mm}) = 624 \text{ mm}$
Area racchiusa tra gli assi centrali delle pareti comunicanti	$A_k = (b - t_{ef,i}) \cdot (H - t_{ef,i})$ $A_k = (250 \text{ mm} - 94 \text{ mm}) \times (250 \text{ mm} - 94 \text{ mm}) = 243.36 \text{ cm}^2$
Area d'armatura longitudinale per la torsione (6.3.2, Eq. 6.28)	$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot(\theta)}{2A_k \cdot f_{yd}}$ $A_{sl} = \frac{0.56 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 624 \text{ mm} \times \cot(45^\circ)}{2 \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 391.3 \text{ MPa}} = 0.18 \text{ cm}^2$
Area d'armatura trasversale a torsione su ciascuna faccia (EN1992-1-1 / 6.3.2 (3))	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)}$ $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0.56 \text{ kN}\cdot\text{m}}{2 \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 391.3 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)}$ $\frac{A_{sw}}{s} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{m}$
Braccio di leva interno	$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$
Coefficiente che tiene conto dello stato tensionale nella corda compressa (6.11.aN)	$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{1.8 \text{ MPa}}{17 \text{ MPa}} = 1.11$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (6.10.aN)	$\nu_t = 0.5$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (6.9)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_t \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{1.11 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 17 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 214.73 \text{ kN}$
Momento torcente resistente di calcolo (6.30)	$T_{Rd,max} = 2\nu_t \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)$ $T_{Rd,max} = 2 \times 0.5 \times 1.11 \times 17 \text{ MPa} \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 94 \text{ mm} \times \sin(45^\circ) \times \cos(45^\circ) = 21.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Rapporto massimo di resistenza per un elemento sottoposto a torsione e taglio (6.29)	$\frac{ T_{Ed} }{T_{Rd,max}} + \frac{ V_{Ed} }{V_{Rd,max}} = \frac{ 0.56 \text{ kN}\cdot\text{m} }{21.51 \text{ kN}\cdot\text{m}} + \frac{ 1.49 \text{ kN} }{214.73 \text{ kN}} = 0.03 \leq 1$

Verificato

9.23.1 Verifica sezione tipologica

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione del pilastro con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sez.25x25 cm – armatura 8Ø16

Azioni sollecitanti (SLU+SLV)

Azione resistente

La sezione del pilastro è 25x25 cm ed è armato con barre 8 Ø16 disposte 8 con un copriferro di 40 mm. Il momento resistente è pari a:

$$M_{Rd} = 70.2 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 5.2 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 5.2 / 70.2 = 0,07$$

Titolo : L2687_Bengasi_P25x25_SCALA B

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 8 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	25	0
3	25	25
4	0	25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	3.5	2.5
2	2.01	12.5	2.5
3	2.01	21.5	2.5
4	2.01	3.5	12.5
5	2.01	3.5	21.5
6	2.01	12.5	21.5

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

N_{Ed} 122 **0** kN
M_{xEd} 5.2 **0** kNm
M_{yEd} 5.2 **0**

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} -70.19 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 5.841 ‰
 d 21.5 cm
 x 8.056 x/d 0.3747
 δ 0.9084

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

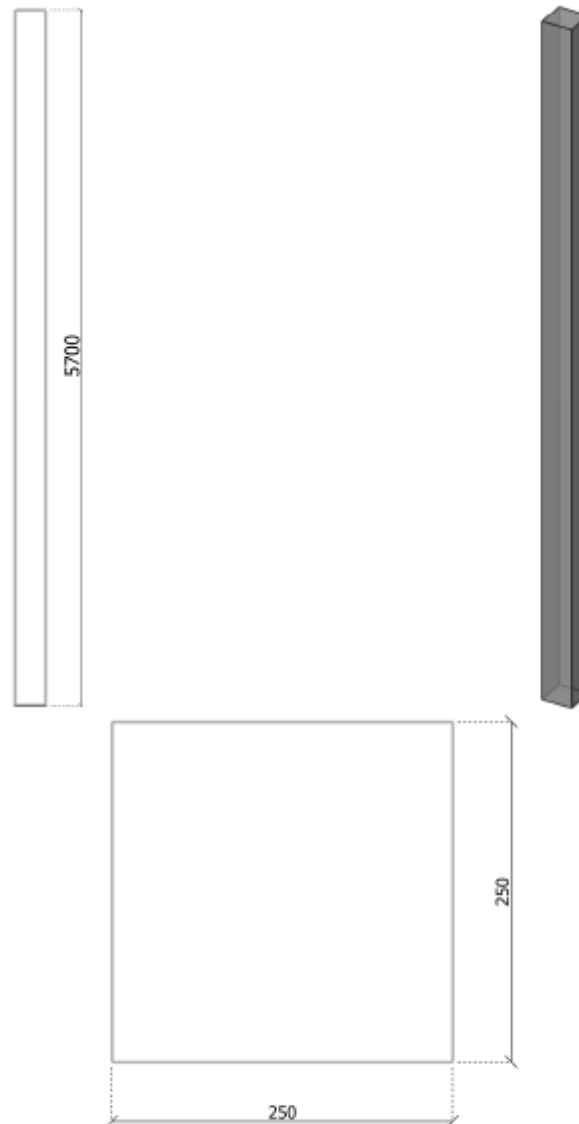
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
M-curvatura
 Precompresso

9.24 Verifica pilastro tipo 25x25 - CORPO SCALA C

I seguenti elementi sono presenti nei corpi scala emergenti dall'ipogeo

1 Geometria



Sezione del pilastro

$$a = 250 \text{ mm}$$

$$b = 250 \text{ mm}$$

Altezza del pilastro

$$L = 5700 \text{ mm}$$

Altezza Trave

$$h' = 0 \text{ mm}$$

Lunghezza d'instabilità e snellezza

Lunghezza libera d'inflessione

$$L_{0,xOz} = 5700 \text{ mm}$$

$$L_{0,yOz} = 5700 \text{ mm}$$

Snellezza

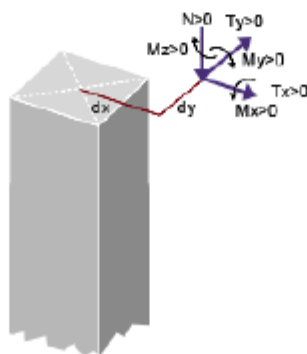
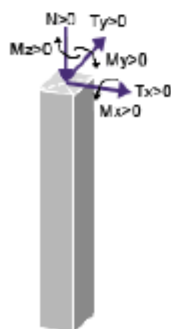
$$\lambda_{xOz} = \frac{L_{0,xOz}}{i_{xOz}} = \frac{1 \times 5700 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = \frac{5700 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = 78.98$$

$$\lambda_{yOz} = \frac{L_{0,yOz}}{i_{yOz}} = \frac{1 \times 5700 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = \frac{5700 \text{ mm}}{72.2 \text{ mm}} = 78.98$$

2 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico											
ID	Titolo	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$	
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1	
3	Q	0.7	0.7	0.6	1.5	1.5	1.3	0	0	0	
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0	
5	EX	-	-	-	1	1	1	1	1	1	
6	EY	-	-	-	1	1	1	1	1	1	
7	EZ	-	-	-	1	1	1	1	1	1	
8	tempo	0.6	0.5	0	1.5	1.5	1.3	1.5	1.5	1.3	

Sforzi interni									
ID	Caso di carico	Posizione	N	M_x	M_y	M_z	V_x	V_y	
			(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)	
1	1 - G1	Superiore	92.93	1.14	-0.91	-0.25	0.3	0.63	
		Inferiore	101.66	-2.43	0.82	-0.25	0.3	0.63	
2	2 - G2	Superiore	8.08	1.94	0.02	-0.13	-0.01	0.73	
		Inferiore	8.08	-2.21	-0.04	-0.13	-0.01	0.73	
3	3 - Q	Superiore	5.45	1.28	-0.07	-0.1	0.03	0.48	
		Inferiore	5.45	-1.45	0.08	-0.1	0.03	0.48	
4	4 - N	Superiore	14.97	0.22	-0.08	-0.01	0.02	0.09	
		Inferiore	14.97	-0.27	0.01	-0.01	0.02	0.09	
5	5 - EX	Superiore	-74.26	1.12	-2.73	0.24	0.93	-0.3	
		Inferiore	-74.5	-1.69	-3.07	0.24	-1.25	0.82	
6	6 - EY	Superiore	-128.81	-2.28	-0.59	-0.04	0.4	-0.33	
		Inferiore	-129.57	3.78	-1.44	-0.04	-0.66	-1.91	
7	7 - EZ	Superiore	-9.76	0.25	-0.14	-0.01	0.08	0.16	
		Inferiore	-9.88	-0.27	0.15	-0.01	0.08	0.18	
8	8 - tempo	Superiore	-2.3	0.63	1.53	0.02	-0.69	0.23	
		Inferiore	-2.3	-0.69	-2.42	0.02	-0.69	0.23	



Posizione delle componenti della forza:
 (secondo il baricentro del pilastro)

$$d_x = 0 \text{ mm}$$

$$d_y = 0 \text{ mm}$$

3 Ipotesi globali

Normativa calcestruzzo:	Calcolo in conformità con la EN 1990 / EN 1991 / EN1992-1-1 / EN1992-1-2 / NTC 2018
Carichi e combinazioni:	NTC 2018.
Armatura longitudinale:	Metodo della rigidità nominale (EN 1992 1992-1-1 / §5.8.7)
Armatura trasversale:	Metodo standard (EN 1992-1-1 / §6.2.2 / §6.2.3).
Disposizioni sismiche:	Le disposizioni sismiche seguono la EN 1998. Duttilità media Colonna princip.

3.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Pilastro
ID elemento	301
Posizione	Pilastro 1, Livello 1
Disegno	P
Livello	
Coordinate	X = -7167.5 mm; Y = -29414 mm; Z = 800 mm

3.2 Unità

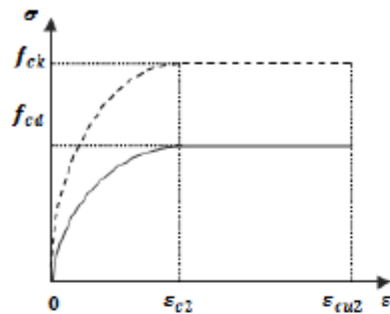
Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN · m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²

Ampiezza fessura mm

3.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37_IT



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

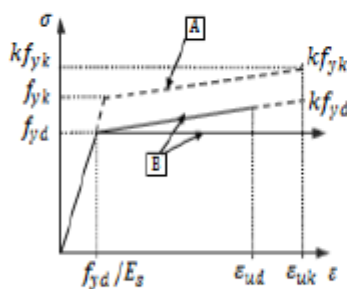
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



Resistenza caratteristica dell'armatura longitudinale:

$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

Resistenza caratteristica dell'armatura trasversale:

$$f_{yvk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 75\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 75 = 67.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1$

SLU-S: $\gamma_s = 1$

3.4 Copriferrì

Classe d'esposizione	X0	(UNI EN 206 – 2006)
Classe di consistenza	S3	(UNI EN 206 – 2006)
Copriferrò	c = 35 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Copriferrò nominale	c _{nom} = 35 mm	
Valore del copriferrò minimo per i collegamenti	c _{min,b} = 12 mm	
Valore minimo del copriferrò per la durabilità	c _{min,dur} = 25 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$	((4.1.6.1.3/NTC 2018))
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{dev,y} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dur,st} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

4 Coefficiente di viscosità

Il calcolo del coefficiente di viscosità viene eseguito secondo l'allegato B della EN1992-1-1.

Umidità relativa	$RH = 50\%$
Tempo all'istante di carico (in giorni)	$t_0 = 28$
Tempo all'istante considerato	
Dimensione teorica dell'elemento in mm, espressione (B.6)	$h_0 = \frac{2Ac}{u} = \frac{2 \times 625 \text{ cm}^2}{1000 \text{ mm}} = 125 \text{ mm}$
Coefficiente che descrive lo sviluppo della viscosità rispetto al tempo dopo il carico	$t = \infty \rightarrow \beta_c(t, t_0) = 1.0$
Influenza dell'umidità (B.3b)	$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \right] \cdot \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 50/100}{0.1 \times \sqrt[3]{125}} \times \left(\frac{35}{38} \right)^{0.7} \right] \times \left(\frac{35}{38} \right)^{0.2}$ $\varphi_{RH} = 1.91$
Influenza della resistenza del calcestruzzo (B.4)	$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16.8}{\sqrt{38}} = 2.73$
Tempo d'applicazione del carico $t_{0,c}$, considerando l'effetto della tipologia di calcestruzzo (B.9), in giorni	$t_{0,c} = t_0 \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_0)^{1.2}} + 1 \right]^n = 28 \times \left[\frac{9}{2 + 28^{1.2}} + 1 \right]^0 \geq 0.5$ $t_{0,c} = 28$
Influenza della maturazione del calcestruzzo (B.5)	$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_{0,c})^{0.2}}$ $\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (28)^{0.2}} = 0.49$
Coefficiente di viscosità a lungo termine (B.2)	$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) = 1.91 \times 2.73 \times 0.49 = 2.55$
Coefficiente di viscosità (B.1)	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2.55 \times 1 = 2.55$

5 Armatura Longitudinale

Disposizioni costruttive minime

Area d'armatura minima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,min} = \text{Max} \begin{cases} 0.1 \cdot N_{Ed} \\ \frac{f_{yd}}{3} \% c Ac \\ A_{s,min,seism} \\ A_{s,min,user} \end{cases} = \text{Max} \begin{cases} 0.1 \times 166.55 \text{ kN} \\ \frac{391.3 \text{ MPa}}{3} \% c \times 625 \text{ cm}^2 \\ 6.25 \text{ cm}^2 \\ 0 \text{ cm}^2 \end{cases} = 6.25 \text{ cm}^2$
Area d'armatura massima (§4.1.6.1.2 NTC 2018)	$A_{s,max} = \rho_{s,max} \cdot Ac = 40 \% c \times 625 \text{ cm}^2 = 25 \text{ cm}^2$
Percentuale massima	$\rho_{s,max} = 40 \% c$
Piano e posizione delle sollecitazioni:	ZOY, Inferiore della colonna
Combinazione	103: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 8.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 166.55 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidità nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.2} = \frac{32836.57 \text{ MPa}}{1.2} = 27363.81 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 32552.08 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1.22$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{166.55 \text{ kN}}{625 \text{ cm}^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.16$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.16 \times \frac{78.98}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.07$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Ed}}{M_{Ed}} = 2.55 \times \frac{5.62 \text{ kN}\cdot\text{m}}{8.5 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 1.68$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.22 \times 0.07}{1 + 1.68} = 33.23 \text{ ‰}$

Rigidezza dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 3.13 \text{ cm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$

$$I_s = 3.13 \text{ cm}^2 \times \left(\frac{250 \text{ mm}}{2} - 47 \text{ mm}\right)^2 = 190.13 \text{ cm}^4$$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1$

Valore della rigidezza nominale totale:

Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 33.23 \text{ ‰} \times 27363.81 \text{ MPa} \times 32552.08 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 0.3 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidezza nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1 \times 200000 \text{ MPa} \times 190.13 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.38 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidezza nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.68 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto ignora gli effetti del secondo ordine secondo il 5.8.3.1(1) (vedi sotto il calcolo della snellezza limite)

Momento flettente del primo ordine $M_{Ed} = M_{0Ed}$
 $M_{0Ed} = M_{0Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_i$
 $M_{0Ed} = 8.5 \text{ kN}\cdot\text{m} + 166.55 \text{ kN} \times 0 \text{ mm} = 8.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

(Comprese le imperfezioni geometriche)
 Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 166.55 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \times 1.68} = 0.75$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3.13 \text{ cm}^2 \times 391.3 \text{ MPa}}{625 \text{ cm}^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.12$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0.12} = 1.11$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{6.16 \text{ kN}\cdot\text{m}}{-8.5 \text{ kN}\cdot\text{m}} = -0.72$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1.7 - r_m = 1.7 - (-0.72) = 2.42$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \times \frac{2.42}{\sqrt{0.16}} = 94.29$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 78.98 < \lambda_{lim} = 94.29$

Gli effetti del secondo ordine vengono ignorati.

Momento di calcolo totale $M_{Ed} = 8.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Piano e posizione delle sollecitazioni: ZOX, Inferiore della colonna

Combinazione	148: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[5 S]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N]
Momento flettente del primo ordine	$M_{0,Ed} = 3.91 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Sforzo Normale	$N_{Ed} = 193.5 \text{ kN}$

L'armatura longitudinale è stata progettata utilizzando il metodo della rigidezza nominale (§5.8.7.2).

Rigidezza del calcestruzzo:

Valore di progetto del modulo di Young del calcestruzzo (5.20) $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1.2} = \frac{32836.57 \text{ MPa}}{1.2} = 27363.81 \text{ MPa}$

Momento d'inerzia della sezione in calcestruzzo $I_c = 32552.08 \text{ cm}^4$

Coefficiente che dipende dalla classe del calcestruzzo (5.23) $k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} = \sqrt{\frac{30}{20}} = 1.22$

Sforzo assiale relativo $n = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{193.5 \text{ kN}}{625 \text{ cm}^2 \times 25.5 \text{ MPa}} = 0.12$

Coefficiente per lo sforzo assiale e la snellezza (5.24) $k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} = 0.12 \times \frac{78.98}{170} \leq 0.20 \rightarrow k_2 = 0.06$

Rapporto efficace della viscosità (5.19) $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0,Ed}}{M_{Ed}} = 2.55 \times \frac{2.53 \text{ kN}\cdot\text{m}}{6.67 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 0.97$

Coefficiente del calcestruzzo (5.22) $K_c = \frac{k_1 \cdot k_2}{1 + \varphi_{ef}} = \frac{1.22 \times 0.06}{1 + 0.97} = 35.12 \text{ ‰}$

Rigidezza dell'armatura:

Modulo di Young dell'acciaio $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Area d'armatura $A_s = 5.13 \text{ cm}^2$

Momento d'inerzia della sezione d'armatura $I_s = A_s \cdot \left(\frac{H}{2} - d'\right)^2$
 $I_s = 5.13 \text{ cm}^2 \times \left(\frac{250 \text{ mm}}{2} - 47 \text{ mm}\right)^2 = 311.81 \text{ cm}^4$

Coefficiente per il contributo dell'armatura $K_s = 1$

Valore della rigidezza nominale totale:

Valore della rigidezza nominale per il calcestruzzo: $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 35.12 \text{ ‰} \times 27363.81 \text{ MPa} \times 32552.08 \text{ cm}^4$
 $K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c = 0.31 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Valore della rigidezza nominale per l'armatura $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 1 \times 200000 \text{ MPa} \times 311.81 \text{ cm}^4$
 $K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.62 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Rigidezza nominale (5.21): $EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s = 0.94 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$

Maggiorazione del momento flettente (§5.8.7.3)

Il momento flettente di progetto che tiene conto degli effetti del secondo ordine viene calcolato con la seguente formula:

(5.28)
$$M_{Ed} = M_{0,Ed} \cdot \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1}\right)$$

Momento flettente del primo ordine (Comprese le imperfezioni geometriche) $M_{0,Ed} = M_{0,Ed,i} + N_{Ed} \cdot e_1$
 $M_{0,Ed} = 3.91 \text{ kN}\cdot\text{m} + 193.5 \text{ kN} \times 14.3 \text{ mm} = 6.67 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Sforzo normale corrispondente $N_{Ed} = 193.5 \text{ kN}$

Fattore che dipende dalla viscosità efficace $A = \frac{1}{1 + 0.2\varphi_{ef}} = \frac{1}{1 + 0.2 \times 0.97} = 0.84$

Tasso meccanico d'armatura $\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{5.13 \text{ cm}^2 \times 450 \text{ MPa}}{625 \text{ cm}^2 \times 25.5 \text{ MPa}} = 0.14$

Fattore che dipende dal tasso meccanico d'armatura $B = \sqrt{1 + 2\omega} = \sqrt{1 + 2 \times 0.14} = 1.14$

Rapporto dei momenti alle estremità $r_m = \frac{M_{01}}{M_{02}} = \frac{1.76 \text{ kN}\cdot\text{m}}{3.91 \text{ kN}\cdot\text{m}} = 0.45$

Fattore che dipende dal rapporto tra i momenti alle estremità $C = 1.7 - r_m = 1.7 - 0.45 = 1.25$

Limite di snellezza (NTC 2018 4.1.2.3.9.2) $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot \frac{C}{\sqrt{n}} = 15.4 \times \frac{1.25}{\sqrt{0.12}} = 55.26$

Verifica limite snellezza (4.1.2.3.9.2) $\lambda = 78.98 \geq \lambda_{lim} = 55.26$

Gli effetti del secondo ordine vengono presi in considerazione.

Coefficiente di distribuzione del momento (5.29) $\beta = \frac{\pi^2}{c_0} = \frac{\pi^2}{8} = 1.23$

Carico assiale d'instabilità $N_B = \pi^2 \cdot \frac{EI}{(l_0)^2} = \pi^2 \times \frac{0.94 \text{ MN}\cdot\text{m}^2}{(5700 \text{ mm})^2} = 284.47 \text{ kN}$

Momento di calcolo totale $M_{Ed} = 6.67 \text{ kN}\cdot\text{m} \cdot \left(1 + \frac{1.23}{\frac{284.47 \text{ kN}}{193.5 \text{ kN}} - 1} \right) = 24.16 \text{ kN}\cdot\text{m}$

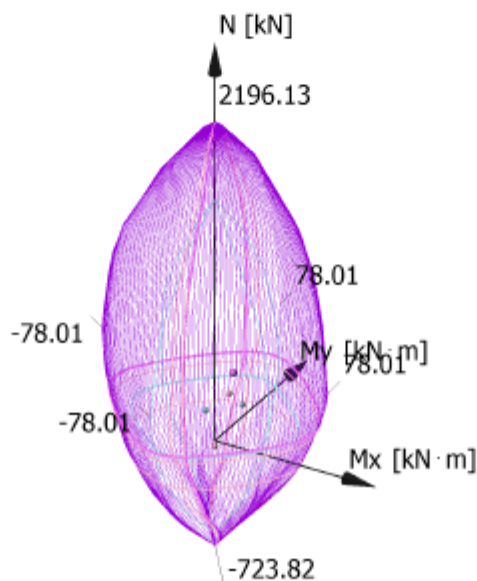
Armatura longitudinale totale del pilastro (per entrambi i piani di flessione, compresi gli effetti torsionali) $A_{long} = A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)}$
 $A_{long} = 5.22 \text{ cm}^2 + 3.23 \text{ cm}^2 = 8.45 \text{ cm}^2$

Armatura longitudinale pilastro $A_{long} = \text{Max}(A_{s,min}; A_{s(ZOX)} + A_{s(ZOY)})$
 $A_{long} = \text{Max}(6.25 \text{ cm}^2; 8.45 \text{ cm}^2) = 8.45 \text{ cm}^2$

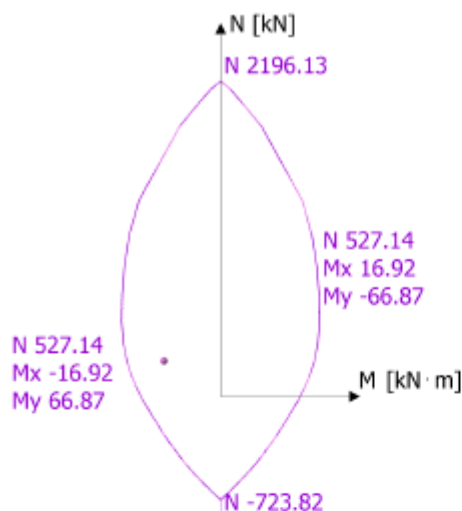
Metodo della rigidezza nominale (EN 1992-1-1, 5.8.7)										
Tipo	Comb	Rigidezza del calcestruzzo			Rigidezza dell'acciaio		Totale	Forze del secondo ordine		
		ϕ_{ef}	K_c	I_c	K_s	I_s		EI	MEd	$A_{s,rich}$
				(cm ⁴)		(cm ⁴)	(MN×m ²)	(kN·m)	(cm ²)	(cm ²)
ZOY	103	1.68	0.03	32552.08	1	190.13	0.68	8.5	3.13	6.25
ZOX	148	0.97	0.04	32552.08	1	311.81	0.94	24.16	5.13	6.25

5.1 Verifica con le curve d'interazione

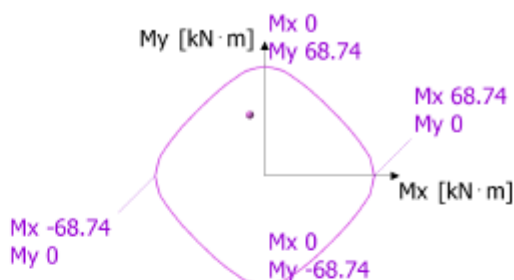
Curva d'interazione globale 3D



Curva d'interazione M-N



Curva d'interazione Mx-My



Tasso di lavoro per le combinazioni di dimensionamento						
Combi	Tipo di involucro	Nz	Mx	My	Angolo	Verificato
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(°)	
156	Nz Max	248.57	-9.41	38.39	103.77	Si
149	Nz Min	-27.8	0.8	-1.48	298.33	Si
156	Mx Max	248.57	-9.41	38.39	103.77	Si
149	Mx Min	-27.8	0.8	-1.48	298.33	Si
148	My Max	193.5	-3.93	24.16	99.25	Si
109	My Min	157.41	6.25	21.75	73.96	Si
148	Involuppo X	193.5	-3.93	24.16	99.25	Si
103	Involuppo Y	166.55	-8.5	3.52	157.48	Si

Armatura reale longitudinale	
Posizione	Armatura
Zona corrente	8 × ø16 (16.09 cm²), Lunghezza = 5700 mm

6 Armature trasversali

6.1 Disposizioni costruttive minime

L'armatura trasversale è definita secondo il §4.1.6.1.2 della NTC 2018, comprese le zone critiche nell'estremità inferiore e superiore del pilastro.

Zona corrente

Diametro trasversale

$$\Phi_t \geq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ mm} \\ \frac{\Phi_{t, \text{max}}}{4} \end{array} \right. = 8 \text{ mm}$$

Interasse minimo barre trasversali

$$s_t \leq \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 12 \cdot \Phi_{t, \text{min}} \\ \text{Min}(a; b) \\ 250 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Area critica

L'interasse minimo delle barre trasversali è pari a 0.6 per l'interasse massimo nella zona corrente.

6.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio e il dimensionamento dell'armatura a taglio vengono eseguiti ai sensi dell'articolo 4.1.2.3.5 della NTC 2018", First(Fields!ConcreteDesignCode.Value,

Piano	YOZ
Combinazione	156: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[6 S]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N]
Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)	$V_{Ed} = 3.59 \text{ kN}$
Angolo del puntone	$\theta = 45^\circ$
Braccio di leva interno	$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$
§4.1.6.1.2	$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1} = 0.18$
Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{203}} \leq 2 \rightarrow k = 1.99$
Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2	$\rho_l = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{3.39 \text{ cm}^2}{250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_l = 6.69 \text{ ‰}$
Sforzo di taglio resistente minimo (§4.1.6.1.2)	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.99^{3/2} \times \sqrt{30} = 0.54 \text{ MPa}$
Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollcitazione Nmin)	$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c} = \text{Min} \left[\frac{27.8 \text{ kN}}{0.2 \times 25.5 \text{ MPa}} = -0.44 \text{ MPa} \right. \right.$
Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)	$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} & C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_l \cdot \sigma_{cp} \\ & (v_{min} + k_l \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \end{aligned} \right] \cdot b_w \cdot d$ $V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} & [0.18 \times 1.99 \times (100 \times 6.69 \text{ ‰} \times 30)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times -0.44 \text{ MPa}] \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \\ & (0.54 \text{ MPa} + 0.15 \times -0.44 \text{ MPa}) \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \end{aligned} \right]$ $V_{Rd,c} = 46.07 \text{ kN}$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)	$v_1 = 0.5$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{0.85 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 25.5 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 246.46 \text{ kN}$ $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 3.59 \text{ kN} \leq 246.46 \text{ kN}$ Verificato
Area d'armatura a taglio richiesta	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$
Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)	
Interasse a taglio massimo	$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max} \left(\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{reqd}; \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{min} \right)}$ $s_{shear} = \frac{3 \times 0.28 \text{ cm}^2}{\text{Max}(0 \text{ cm}^2/\text{m}; 0 \text{ cm}^2/\text{m})} = 144 \text{ mm}$
Interasse a torsione massimo	$s_{torsion} = \frac{A_{bar}}{\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{torsion}} = \frac{0.28 \text{ cm}^2}{0.31 \text{ cm}^2/\text{m}} = 914.5 \text{ mm}$
Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita	
Area corrente:	
Armatura trasversale reale fornita	$\frac{A_{sw}}{s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$
Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)	$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$ $V_{Rd,s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$ $V_{Rd,s} = 40.54 \text{ kN}$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto
 (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 56.75 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita

$$\frac{A_{sw}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Resistenza a taglio di progetto
 (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 56.75 \text{ kN}$$

Piano

XOZ

Combinazione

148: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[5 S]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N]

Sforzo di taglio di progetto (§4.1.6.1.2)

$$V_{Ed} = 1.56 \text{ kN}$$

Angolo del puntone

$$\theta = 45^\circ$$

Braccio di leva interno

$$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$$

§4.1.6.1.2

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1} = 0.18$$

Coefficiente che prende in considerazione l'altezza utile

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{203}} \leq 2 \rightarrow k = 1.99$$

Tasso d'armatura longitudinale, §4.1.6.1.2

$$\rho_1 = \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = \frac{3.39 \text{ cm}^2}{250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm}} \leq 20 \text{ ‰} \rightarrow \rho_1 = 6.69 \text{ ‰}$$

Sforzo di taglio resistente minimo
 (§4.1.6.1.2)

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.035 \times 1.99^{3/2} \times \sqrt{30} = 0.54 \text{ MPa}$$

Tensione media a compressione, considerata positiva nel calcestruzzo a causa della forza assiale di progetto (sollecitazione Nmin)

$$\sigma_{cp} = \text{Min} \left[\frac{N_{Ed}}{A_c}, \frac{27.8 \text{ kN}}{0.2 \times 25.5 \text{ MPa}} \right] = \text{Min} \left[\frac{0.06 \text{ m}^2}{0.2 \times 25.5 \text{ MPa}} \right] = -0.44 \text{ MPa}$$

Valore di progetto per la resistenza a taglio (4.1.14 del §4.1.6.1.2)

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}, (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$$

$$V_{Rd,c} = \text{Max} \left[\begin{aligned} & [0.18 \times 1.99 \times (100 \times 6.69 \text{ ‰} \times 30)^{1/3} + \\ & + 0.15 \times -0.44 \text{ MPa}] \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \\ & (0.54 \text{ MPa} + 0.15 \times -0.44 \text{ MPa}) \times 250 \text{ mm} \times 203 \text{ mm} \end{aligned} \right]$$

$$V_{Rd,c} = 46.07 \text{ kN}$$

Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (§4.1.6.1.2)

$$v_1 = 0.5$$

Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{sw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{ctd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{0.85 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 25.5 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$$

$$V_{Rd,max} = 246.46 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}: 1.56 \text{ kN} \leq 246.46 \text{ kN}$$

Verificato

Area d'armatura a taglio richiesta

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} \rightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcolo interasse armatura trasversale (taglio e torsione)

Interasse a taglio massimo

$$s_{shear} = \frac{n_{bar} \cdot A_{bar}}{\text{Max}\left(\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{reqd}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}\right)}$$

$$s_{shear} = \frac{3 \times 0.28 \text{ cm}^2}{\text{Max}(0 \text{ cm}^2/\text{m}; 0 \text{ cm}^2/\text{m})} = 144 \text{ mm}$$

Interasse a torsione massimo

$$s_{torsion} = \frac{A_{bar}}{\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{torsion}} = \frac{0.28 \text{ cm}^2}{0.31 \text{ cm}^2/\text{m}} = 914.5 \text{ mm}$$

Resistenza al taglio per armatura trasversale reale fornita

Area corrente:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 40.54 \text{ kN}$$

Area critica superiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 56.75 \text{ kN}$$

Area critica inferiore:

Armatura trasversale reale fornita $\frac{A_{sw}}{s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m}$

Resistenza a taglio di progetto (§4.1.2.3.5.1)

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{real} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,s} = 7.04 \text{ cm}^2/\text{m} \times 182.7 \text{ mm} \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)$$

$$V_{Rd,s} = 56.75 \text{ kN}$$

Armatura reale trasversale	
Posizione	Armatura
Pacchetto 1	7 × ø8 / 142.9 mm
Pacchetto 2	18 × ø8 / 200 mm
Pacchetto 3	7 × ø8 / 142.9 mm

7 Armatura a torsione

7.1 Ipotesi globali torsione

Il calcolo dell'armatura a torsione viene effettuato secondo l'articolo 6.3 della EN 1992-1-1.

Angolo d'inclinazione puntone: 45 °

Armatura a torsione						
T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	A _{sw}	A _{sl}	Lavoro
(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ²)	Tasso
0.68	32.71	1.56	326.53	0.31	0.19	2.55 %

Il tasso di lavoro a torsione viene calcolato con la formula qui sotto:

$$WR = \frac{|T_{Ed}|}{T_{Rd,max}} + \frac{|V_{Ed}|}{V_{Rd,max}}$$

L'armatura longitudinale e trasversale a torsione verrà aggiunta all'armatura longitudinale a flessione e trasversale a taglio.

7.2 Calcolo dettagliato

La verifica a torsione e il dimensionamento dell'armatura a torsione avviene ai sensi dell'articolo 6.3 della EN1992-1-1

Posizione degli sforzi	Inferiore del pilastro
Combinazione	148: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[5 S]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N]
Momento torsionale di calcolo	$T_{Ed} = 0.68 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Angolo del puntone	$\theta = 45^\circ$
Area della sezione	$A = 625 \text{ cm}^2$
Perimetro esterno	$u = 1000 \text{ mm}$
Distanza dal bordo al centro dell'armatura longitudinale	$d_i = 47 \text{ mm}$
Spessore parete efficace	$t_{ef,i} = \text{Max} \left\{ \frac{2d_i}{A} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{2 \times 47 \text{ mm}}{\frac{625 \text{ cm}^2}{1000 \text{ mm}}} \right\} = 94 \text{ mm}$
Perimetro della superficie A_k	$u_k = 2 \cdot (H + b_w - 2t_{ef,i})$ $u_k = 2 \times (250 \text{ mm} + 250 \text{ mm} - 2 \times 94 \text{ mm}) = 624 \text{ mm}$
Area racchiusa tra gli assi centrali delle pareti comunicanti	$A_k = (b - t_{ef,i}) \cdot (H - t_{ef,i})$ $A_k = (250 \text{ mm} - 94 \text{ mm}) \times (250 \text{ mm} - 94 \text{ mm}) = 243.36 \text{ cm}^2$
Area d'armatura longitudinale per la torsione (6.3.2, Eq. 6.28)	$A_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot u_k \cdot \cot(\theta)}{2A_k \cdot f_{yd}}$ $A_{sl} = \frac{0.68 \text{ kN}\cdot\text{m} \times 624 \text{ mm} \times \cot(45^\circ)}{2 \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 450 \text{ MPa}} = 0.19 \text{ cm}^2$
Area d'armatura trasversale a torsione su ciascuna faccia (EN1992-1-1 / 6.3.2 (3))	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)}$ $\frac{A_{sw}}{s} = \frac{0.68 \text{ kN}\cdot\text{m}}{2 \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 450 \text{ MPa} \times \cot(45^\circ)}$ $\frac{A_{sw}}{s} = 0.31 \text{ cm}^2/\text{m}$
Braccio di leva interno	$z = 0.9d = 0.9 \times 203 \text{ mm} = 182.7 \text{ mm}$
Coefficiente che tiene conto dello stato tensionale nella corda compressa (6.11.aN)	$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{3.1 \text{ MPa}}{25.5 \text{ MPa}} = 1.12$
Fattore di riduzione della resistenza per il calcestruzzo fessurato a taglio (6.10.aN)	$\nu_1 = 0.5$
Valore di progetto dello sforzo di taglio massimo (6.9)	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$ $V_{Rd,max} = \frac{1.12 \times 250 \text{ mm} \times 182.7 \text{ mm} \times 0.5 \times 25.5 \text{ MPa}}{\cot(45^\circ) + \tan(45^\circ)}$ $V_{Rd,max} = 326.53 \text{ kN}$
Momento torcente resistente di calcolo (6.30)	$T_{Rd,max} = 2\nu_1 \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef,i} \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)$ $T_{Rd,max} = 2 \times 0.5 \times 1.12 \times 25.5 \text{ MPa} \times 243.36 \text{ cm}^2 \times 94 \text{ mm} \times \sin(45^\circ) \times \cos(45^\circ) = 32.71 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Rapporto massimo di resistenza per un elemento sottoposto a torsione e taglio (6.29)	$\frac{ T_{Ed} }{T_{Rd,max}} + \frac{ V_{Ed} }{V_{Rd,max}} = \frac{ 0.68 \text{ kN}\cdot\text{m} }{32.71 \text{ kN}\cdot\text{m}} + \frac{ 1.56 \text{ kN} }{326.53 \text{ kN}} = 0.03 \leq 1$

Verificato

9.24.1 Verifica sezione tipologica

Si riporta di seguito una verifica tipologica della sezione del pilastro con calcolazione semplificata, mediante il programma VCA_SLU, per controllare gli ordini di grandezza delle verifiche condotte in modo automatico rimandando agli allegati per il dettaglio esaustivo delle verifiche complessive.

Geometria – sez.25x25 cm – armatura 8Ø16

Azioni sollecitanti (SLU+SLV)

Azione resistente

La sezione del pilastro è 25x25 cm ed è armato con barre 8 Ø16 disposte con un copriferro di 40 mm. Il momento resistente è pari a:

$$M_{Rd} = 73 \text{ kNm/m} > M_{Sd} = 9.5 \text{ kNm/m}$$

$$FS_{dir1} = M_{Sd}/M_{Rd} = 9.5 / 73 = 0,13$$

Titolo: L2687_Bengasi_P25x25_SCALA C

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	25	0
3	25	25
4	0	25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	3.5	2.5
2	2.01	12.5	2.5
3	2.01	21.5	2.5
4	2.01	3.5	12.5
5	2.01	3.5	21.5
6	2.01	12.5	21.5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 249 0 kN
 M_{xEd} 9.5 0 kNm
 M_{yEd} 9.5 0

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

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 8 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

M_{xRd} 73.01 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 4.66 ‰
 d 22.5 cm
 x 9.651 x/d 0.4289
 δ 0.9762

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

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

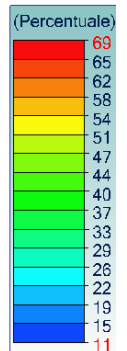
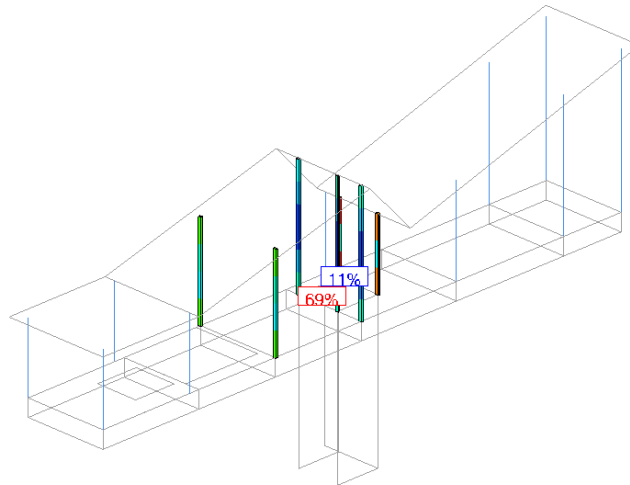
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

9.25 Verifica pilastro tipo RHS 150x100x4 -CORPO SCALA A

9.25.1 Verifica sezione tipologica

Vista UTENTE
 Tasso di lavoro massimo
 Lineare : Tasso di lavoro massimo - Resistenza



Scheda sezione - Elemento lineare no. 281 Lineare

1) Sezione	
Profilo	RHS150x100x4C
Dimensioni(cm)	h = 15.00 w = 10.00 Spessore = 0.40 r = 0.80 r1 = 0.40
Sezioni(cm ²)	Area = 18.90 Avy = 7.36 Avz = 11.36
Momenti d'inerzia(cm ⁴)	It = 662 Iy = 595 Iz = 319
Momenti d'inerzia(cm ⁶)	Iw = 0
Moduli di resistenza(cm ³)	Welyinf = 79.3 Welysup = 79.3 Welzinf = 63.7 Welzsup = 63.7
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 152 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]+0.7x[4 N], Mesh n° 281.3 4/4 (Estremità) L/4731 < L/500 (11 %) (0.70 mm < 6.62 mm) z : Caso n° 152 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]+0.7x[4 N], Mesh n° 281.3 4/4 (Estremità) L/10000 < L/500 (3 %) (0.33 mm < 6.62 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 140 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N], Mesh n° 281.1 0/4 Sezione : Classe 3 Fx < Nc.Rd : 90.32 < 639.00 kN (14 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 319 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[117 COMB]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.1 4/4 Sezione : Classe 3 Fy.Ed < Vy.pl.Rd : 6.51 < 143.67 kN (5 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 254 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.8x[3 Q], Mesh n° 281.1 4/4 Sezione : Classe 3 Fz.Ed < Vz.pl.Rd : 4.55 < 221.75 kN (2 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 362 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.1 0/4 Sezione : Classe 3 My.Ed < My.c.Rd : 7.61 < 26.81 kN*m (28 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 320 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[118 COMB]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.3 4/4 Sezione : Classe 3 Mz.Ed < Mz.c.Rd : 11.08 < 21.54 kN*m (51 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 362 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.1 0/4 Sezione : Classe 3 $\frac{S_{x.Ed}}{f_y} < 1 \text{ (6.42)} : \text{(NTC2018 - 4.2.43)} : 0.37226 < 1 \text{ (37 \%)}$
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 320 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[118 COMB]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.3 4/4 Sezione : Classe 3 $\frac{S_{x.Ed}}{f_y} < 1 \text{ (6.42)} : \text{(NTC2018 - 4.2.43)} : 0.58426 < 1 \text{ (58 \%)}$
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.1 4/4 Sezione : Classe 3 $V_{z.Ed} < \frac{V_{z.pl.Rd}}{2} \text{ (6.2.8(2))} : 1.36 \text{ kN} < 110.87 \text{ kN}$ Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito.

Scheda sezione - Elemento lineare no. 281 Lineare	
	(NTC2018 - 4.2.43) : 0.0000 < 1 (0 %)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.1 4/4 Sezione : Classe 3 $V_{y,Ed} < \frac{V_{y,Ed,Rd}}{2}$ (6.2.8(2)) : 1.51 kN < 71.83 kN Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° 371 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[115 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.1 0/4 Sezione : Classe 3 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1$ (6.42) : (NTC2018 - 4.2.43) : 0.68832 < 1 (69 %)
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 227 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.8x[3 Q], Mesh n° 281.1 4/4 Sezione : Classe 3 $M_x < W_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$: 0.28 < 20.50 kN*m (1 %)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.8x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 281.1 4/4 Sezione : Classe 3
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	$L_{fy} = 0.05 \text{ m}$ $\lambda_y = 0.012$ Curva c $\alpha_y = 0.00$ $\Phi_y = 1.00$ $\chi_y = 1.000$ $N_{crY} = 4932828.28 \text{ kN}$
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	$L_{fz} = 0.05 \text{ m}$ $\lambda_z = 0.016$ Curva c $\alpha_z = 0.00$ $\Phi_z = 1.00$ $\chi_z = 1.000$ $N_{crZ} = 2644659.20 \text{ kN}$
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	$C_{my0} = 0.59$ $C_{mz0} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.52 \text{ mm}$ at $x = 1.10 \text{ m}$) $N_{crT} = 0.00 \text{ kN}$ $\lambda_{max} = 0.02$ $M_{cr0} = 0.00 \text{ kN}^2\text{m}$ $\lambda_0 = 0.00$ $\lambda_{0limite} = \text{inf}$ $C_{my} = 0.59$ $C_{mz} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.00 \text{ mm}$ at $x = 0.00 \text{ m}$) $a_{LT} = 0.00$ $\epsilon_y = 0.39$ $m_{ky} = 1.00$ $m_{kz} = 1.00$ $w_1 = 1.21$ $w_2 = 1.14$ $n_{kl} = 0.07$ $k_{yy} = 0.59$ $k_{yz} = 1.00$ $k_{zy} = 0.59$ $k_{zz} = 1.00$
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{crY}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.07 + 0.02 + 0.06 = \infty > 1.00 (\infty \%)$ Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{crZ}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.07 + 0.02 + 0.06 = 0.14 < 1.00 (14\%)$

9.25.2 Verifica nodo di base

Design Specifications

Anchor

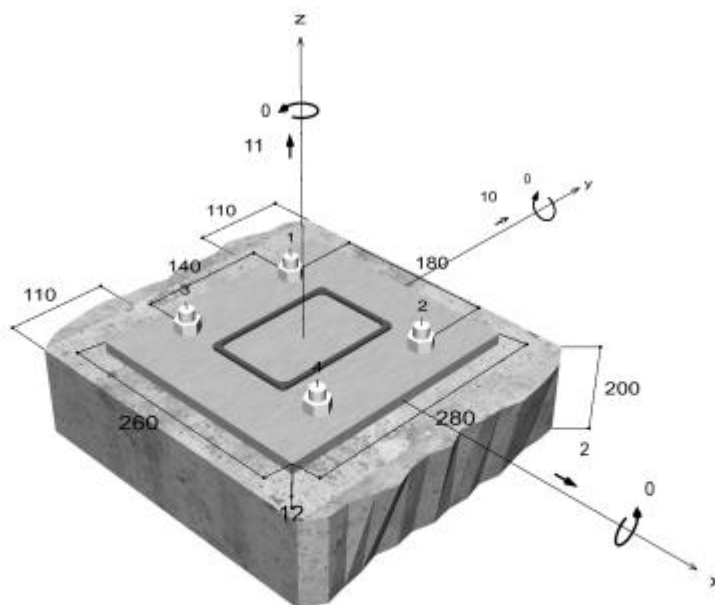
Anchor system	fischer Bolt Anchor FAZ II Plus
Anchor	Bolt Anchor FAZ II Plus 16/5, zinc plated steel
Calculated anchorage depth	65 mm
Design Data	Anchor design in Concrete according European Technical Assessment ETA-19/0520, Option 1, Issued 24/05/2023



Geometry / Loads / Scale units

mm, kN, kNm

Value of design actions (including partial safety factor for the load)



Not drawn to scale

Input data

Design method	EN 1992-4:2018 mechanical fastener
Base material	C20/25, EN 206
Concrete condition	Non-cracked, dry hole
Reinforcement	Normal or no reinforcement. No edge reinforcement
Drilling method	Hammer drilling
Installation type	Push-through installation
Annular gap	acc. user input
Type of loading	Permanent-Transient/Static
Base plate location	Base plate flush installed on base material
Base plate geometry	260 mm x 280 mm x 12 mm
Profile type	Rectangular hollow tube cold formed (150x100x5)

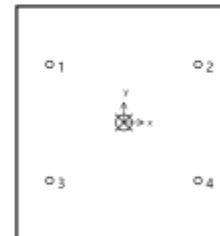
Design actions *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{r,Ed}$ kNm	Type of loading
1	11.00	2.00	10.00	0.00	0.00	0.00	Permanent-Transient/Static

*) The required partial safety factors for actions are included

Resulting anchor forces

Anchor no.	Tensile action kN	Shear Action kN	Shear Action x kN	Shear Action y kN
1	2.75	2.55	0.50	2.50
2	2.75	2.55	0.50	2.50
3	2.75	2.55	0.50	2.50
4	2.75	2.55	0.50	2.50



max. concrete compressive strain :	0.00 ‰
max. concrete compressive stress :	0.0 N/mm ²
Resulting tensile actions :	11.00 kN , X/Y position (0 / 0)
Resulting compression actions :	0.00 kN , X/Y position (0 / 0)

Resistance to tension loads

Proof	Action kN	Capacity kN	Utilisation β_N %
Steel failure *	2.75	56.21	4.9
Pullout failure *	2.75	25.73	10.7
Concrete cone failure	11.00	56.78	19.4
Splitting failure	11.00	48.72	22.6

* Most unfavourable anchor

Steel failure

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (N_{Rd,s})$$

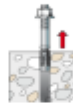


$N_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,s}$ %
78.70	1.40	56.21	2.75	4.9

Anchor no.	$\beta_{N,s}$ %	Group N*	Decisive Beta
1	4.9	1	$\beta_{N,s1}$
2	4.9	2	$\beta_{N,s2}$
3	4.9	3	$\beta_{N,s3}$
4	4.9	4	$\beta_{N,s4}$

Pullout failure

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} \quad (N_{Rd,p})$$



$N_{Rk,p}$ kN	Ψ_c	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,p}$ %
38.60	1.000	1.50	25.73	2.75	10.7

The given Psi,c-factor may has been determined by interpolation.

Anchor no.	$\beta_{N,p}$ %	Group N*	Decisive Beta
1, 2, 3, 4	10.7	1	$\beta_{N,p1}$

Concrete cone failure

$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (N_{Rd,c})$$



$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad \text{Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c} = 25.78kN \cdot \frac{125,625mm^2}{38,025mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 85.17kN$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 11.0 \cdot \sqrt{20.0N/mm^2} \cdot (65mm)^{1.5} = 25.78kN \quad \text{Eq. (7.2)}$$

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{110mm}{98mm}\right) = 1.000 \leq 1 \quad \text{Eq. (7.4)}$$

$$\Psi_{re,N} = 1.000 \quad \text{Eq. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_1}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1 \quad \text{Eq. (7.6)}$$

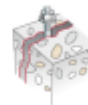
$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{195mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{195mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{M,N} = 1.00 \geq 1 \quad \text{Eq. (7.7)}$$

$N_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,c}$ %
85.17	1.50	56.78	11.00	19.4

Anchor no.	$\beta_{N,c}$ %	Group N*	Decisive Beta
1, 2, 3, 4	19.4	1	$\beta_{N,c1}$

Splitting failure due to loading



$$N_{Ed} \leq \frac{N_{Rk,sp}}{\gamma_{M,sp}} \quad (N_{Rd,sp})$$

$$N_{Rk,sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{rc,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{h,sp} \quad \text{Eq. (7.23)}$$

$$N_{Rk,sp} = 25.78kN \cdot \frac{158,400mm^2}{67,600mm^2} \cdot 0.954 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.268 = 73.09kN$$

$$\Psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,sp}} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{110mm}{130mm} = 0.954 \leq 1 \quad \text{Eq. (7.4)}$$

$$\Psi_{rc,N} = 1.000 \quad \text{Eq. (7.5)}$$

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_1}{s_{cr,sp}}} = \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1 \quad \text{Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{ec,Nx} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{290mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \Psi_{ec,Ny} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{290mm}} = 1.000 \leq 1$$

$$\Psi_{h,sp} = \min\left(\left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3}; \max\left(1; \left(\frac{h_e f + 1.5 c_1}{h_{min}}\right)^{2/3}\right); 2\right) \quad \text{Eq. (7.24)}$$

$$\Psi_{h,sp} = \min\left(\left(\frac{200mm}{140mm}\right)^{2/3}; \max\left(1; \left(\frac{65mm + 1.5 \cdot 110mm}{140mm}\right)^{2/3}\right); 2\right) = 1.268$$

$N_{Rk,sp}$ kN	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ kN	N_{Ed} kN	$\beta_{N,sp}$ %
73.09	1.50	48.72	11.00	22.6

Anchor no.	$\beta_{N,sp}$ %	Group N*	Decisive Beta
1, 2, 3, 4	22.6	1	$\beta_{N,sp1}$

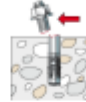
Resistance to shear loads

Proof	Action kN	Capacity kN	Utilisation β_v %
Steel failure without lever arm *	2.55	54.72	4.7
Concrete pry-out failure	10.20	181.70	5.6
Concrete edge failure	10.05	21.05	47.7

* Most unfavourable anchor

Steel failure without lever arm

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} \quad (V_{Rd,s})$$



$$V_{Rk,s} = k_T \cdot V_{Rk,s}^0 = 1.00 \cdot 68.40 \text{ kN} = 68.40 \text{ kN}$$

Eq. (7.35)
(7.36)

$V_{Rk,s}$ kN	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ kN	V_{Ed} kN	β_{Vs} %
68.40	1.25	54.72	2.55	4.7

Anchor no.	β_{Vs} %	Group N*	Decisive Beta
1	4.7	1	β_{Vs1}
2	4.7	2	β_{Vs2}
3	4.7	3	β_{Vs3}
4	4.7	4	β_{Vs4}

Concrete pry-out failure

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,cp})$$



$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 3.2 \cdot 85.17 \text{ kN} = 272.54 \text{ kN}$$

Eq. (7.39a)

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N}$$

Eq. (7.1)

$$N_{Rk,c} = 25.78 \text{ kN} \cdot \frac{125,625 \text{ mm}^2}{38,025 \text{ mm}^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 85.17 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} = 11 \cdot \sqrt{20.0 \text{ N/mm}^2} \cdot (65 \text{ mm})^{1.5} = 25.78 \text{ kN}$$

Eq. (7.2)

$$\Psi_{s,N} = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}}\right) = \min\left(1; 0.7 + 0.3 \cdot \frac{110 \text{ mm}}{98 \text{ mm}}\right) = 1.000 \leq 1$$

Eq. (7.4)

$$\Psi_{re,N} = 1.000$$

Eq. (7.5)

$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{s_{cr,N}}} \Rightarrow \Psi_{ec,Nx} \cdot \Psi_{ec,Ny} = 1.000 \cdot 1.000 = 1.000 \leq 1 \quad \text{Eq. (7.6)}$$

$$\Psi_{M,N} = 1.00 \geq 1 \quad \text{Eq. (7.7)}$$

$V_{Rk,ep}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,ep}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,ep}$ %
272.54	1.50	181.70	10.20	5.6

Anchor no.	$\beta_{V,ep}$ %	Group N*	Decisive Beta
1, 2, 3, 4	5.6	1	$\beta_{V,ep1}$

Concrete edge failure

$$V_{Ed} \leq \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} \quad (V_{Rd,c})$$



$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V} \quad \text{Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c} = 20.35kN \cdot \frac{84,150mm^2}{54,450mm^2} \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 1.004 \cdot 1.000 \cdot 1.000 = 31.57kN$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5} \quad \text{Eq. (7.41)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 2.4 \cdot (16mm)^{0.077} \cdot (65mm)^{0.068} \cdot \sqrt{20.0N/mm^2} \cdot (110mm)^{1.5} = 20.35kN$$

$$\alpha = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{l_f}{c_1}} = 0.1 \cdot \sqrt{\frac{65mm}{110mm}} = 0.077 \quad \beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0.2} = 0.1 \cdot \left(\frac{16mm}{110mm}\right)^{0.2} = 0.068 \quad \text{Eq. (7.42/7.43)}$$

$$\Psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5c_1} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{165mm}{1.5 \cdot 110mm} = 1.000 \leq 1 \quad \text{Eq. (7.45)}$$

$$\Psi_{h,V} = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5c_1}{h}}\right) = \max\left(1; \sqrt{\frac{1.5 \cdot 110mm}{200mm}}\right) = 1.000 \geq 1 \quad \text{Eq. (7.46)}$$

$$\Psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0.5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} = \sqrt{\frac{1}{(\cos 5.7)^2 + (0.5 \cdot \sin 5.7)^2}} = 1.004 \geq 1 \quad \text{Eq. (7.48)}$$

$$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2c_a}{3c_1}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 0mm}{3 \cdot 110mm}} = 1.000 \leq 1 \quad \text{Eq. (7.47)}$$

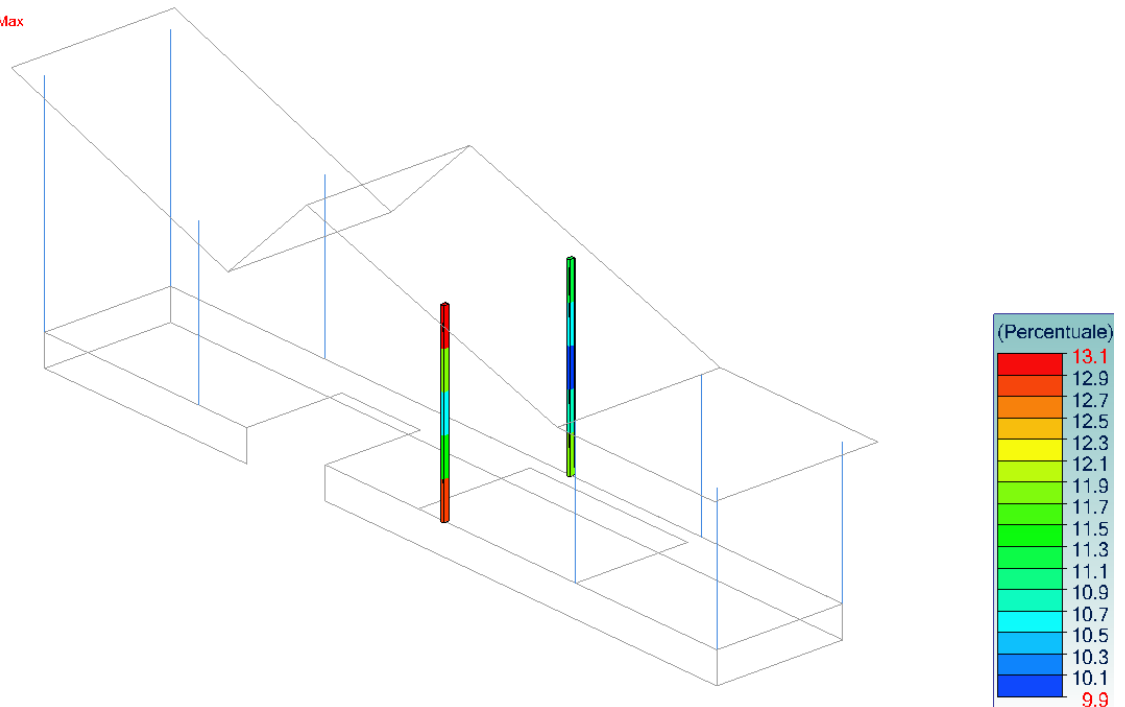
$$\Psi_{re,V} = 1.000$$

$V_{Rk,c}$ kN	γ_{Mc}	$V_{Rd,c}$ kN	V_{Ed} kN	$\beta_{V,c}$ %
31.57	1.50	21.05	10.05	47.7

9.26 Verifica pilastro tipo RHS 150x100x4 -CORPO SCALA B

9.26.1 Verifica sezione tipologica

Vista UTENTE
 Resistenza
 Lineare : Tasso di lavoro Max



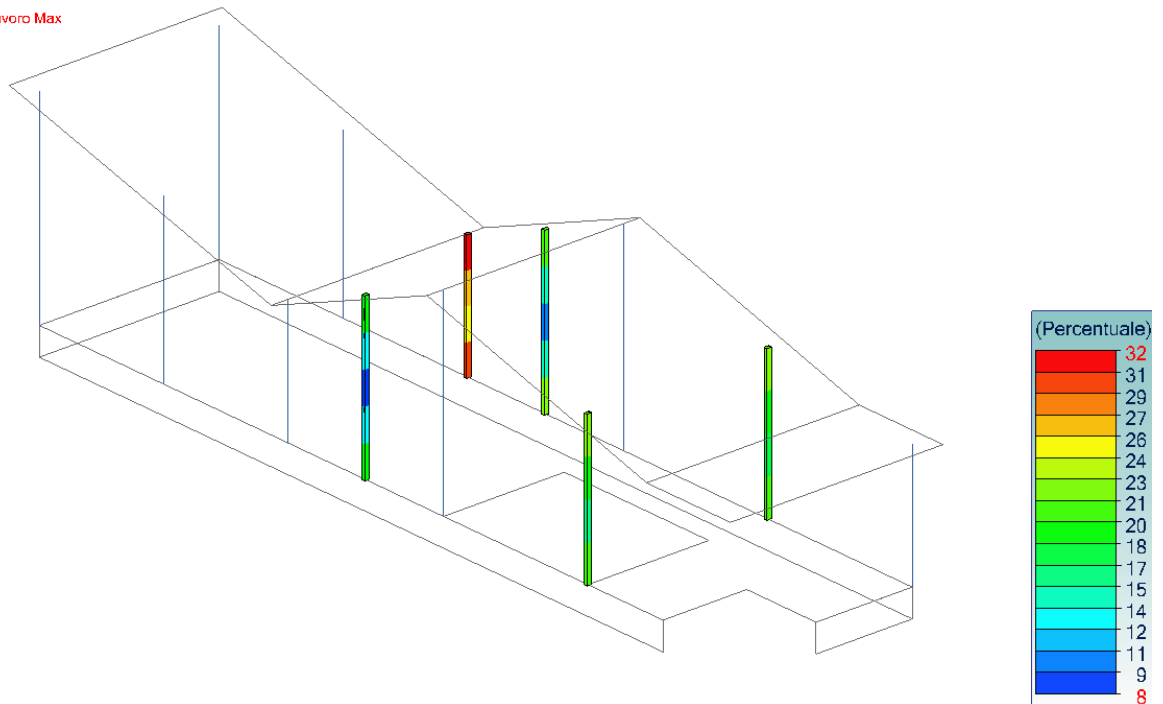
<i>Scheda sezione - Elemento lineare no. 294 Lineare</i>	
1) Sezione	
Profilo	RHS150x100x4C
Dimensioni(cm)	h = 15.00 w = 10.00 Spessore = 0.40 r = 0.80 r1 = 0.40
Sezioni(cm ²)	Area = 18.90 Avy = 7.36 Avz = 11.36
Momenti d'inerzia(cm ⁴)	It = 662 Iy = 595 Iz = 319
Momenti d'inerzia(cm ⁶)	Iw = 0
Moduli di resistenza(cm ³)	Welyinf = 79.3 Welysup = 79.3 Welzinf = 63.7 Welzsup = 63.7
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 152 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]+0.7x[4 N], Mesh n° 294.5 4/4 (Estremità) L/10000 < L/500 (2 %) (0.48 mm < 9.61 mm) z : Caso n° 152 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[8 tempo]+0.7x[4 N], Mesh n° 294.5 4/4 (Estremità) L/9455 < L/500 (5 %) (0.51 mm < 9.61 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 139 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[4 N], Mesh n° 294.1 0/4 Sezione : Classe 3 Fx < Nc,Rd : 61.96 < 639.00 kN (10 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 139 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[4 N], Mesh n° 294.1 4/4 Sezione : Classe 3 Fy,Ed < Vy,pl,Rd : 0.11 < 143.67 kN (0 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 140 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[3 Q]+1.05x[4 N], Mesh n° 294.1 4/4 Sezione : Classe 3 Fz,Ed < Vz,pl,Rd : 0.24 < 221.75 kN (0 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 140 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[3 Q]+1.05x[4 N], Mesh n° 294.5 4/4 Sezione : Classe 3 My,Ed < My,c,Rd : 0.63 < 26.81 kN*m (2 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 137 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo], Mesh n° 294.5 4/4 Sezione : Classe 3 Mz,Ed < Mz,c,Rd : 0.29 < 21.54 kN*m (1 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 140 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[3 Q]+1.05x[4 N], Mesh n° 294.5 4/4 Sezione : Classe 3 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1 (6.42) : (NTC2018 - 4.2.4.3) : 0.11802 < 1 (12 \%)$
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 139 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[4 N], Mesh n° 294.1 0/4 Sezione : Classe 3 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1 (6.42) : (NTC2018 - 4.2.4.3) : 0.10863 < 1 (11 \%)$
Flessione su Y-Y e Taglio in Z	Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 294.1 4/4

Scheda sezione - Elemento lineare no. 294 Lineare	
(6.2.8)	Sezione : Classe 3 $V_{z,Ed} < \frac{V_{z,Ed,Rd}}{2}$ (6.2.8(2)) : 0.08 kN < 110.87 kN Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 294.1 4/4 Sezione : Classe 3 $V_{y,Ed} < \frac{V_{y,Ed,Rd}}{2}$ (6.2.8(2)) : 0.04 kN < 71.83 kN Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° 139 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[8 tempo]+1.05x[4 N], Mesh n° 294.5 4/4 Sezione : Classe 3 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y}$ $\frac{f_y}{\gamma_{M0}} < 1$ (6.42) : (NTC2018 - 4.2.43) : 0.13124 < 1 (13 %)
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 311 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[109 COMB]+0.4x[4 N], Mesh n° 294.1 4/4 Sezione : Classe 3 $\frac{f_y}{\gamma_{M0}}$ $M_x < W_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$: 0.03 < 20.50 kN*m (0 %)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 294.1 4/4 Sezione : Classe 3
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	Lfz = 0.05 m $\lambda_y = 0.012$ Curva c $\alpha_y = 0.00$ $\Phi_y = 1.00$ $\chi_y = 1.000$ NcrY = 4932828.28 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	Lfy = 0.05 m $\lambda_z = 0.016$ Curva c $\alpha_z = 0.00$ $\Phi_z = 1.00$ $\chi_z = 1.000$ Ncrz = 2644659.20 kN
Instabilità flessione-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	$C_{my0} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.14$ mm at x = 3.12 m) $C_{mz0} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.06$ mm at x = 2.88 m) NcrT = 0.00 kN $\lambda_{max} = 0.02$ Mcr0 = 0.00 kN*m $\lambda_0 = 0.00$ $\lambda_{0limite} = inf$ $C_{my} = 1.00$ $C_{mz} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.14$ mm at x = 3.12 m) $a_{LT} = 0.00$ $\epsilon_y = 0.05$ $m_{yy} = 1.00$ $m_{zz} = 1.00$ $w_y = 1.21$ $w_z = 1.14$ $n_{q1} = 0.06$
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	$k_{yy} = 1.00$ $k_{yz} = 1.00$ $k_{zy} = 1.00$ $k_{zz} = 1.00$
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.06 + 0.00 + 0.00 = \infty > 1.00$ (∞ %) Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.06 + 0.00 + 0.00 = 0.06 < 1.00$ (6%)

9.27 Verifica pilastro tipo RHS 150x100x5 -CORPO SCALA C

9.27.1 Verifica sezione tipologica

Vista UTENTE
 Resistenza
 Lineare : Tasso di lavoro Max



Scheda sezione - Elemento lineare no. 304 Lineare	
1) Sezione	
Profilo	RHS150x100x4C
Dimensioni(cm)	h = 15.00 w = 10.00 Spessore = 0.40 r = 0.80 r1 = 0.40
Sezioni(cm2)	Area = 18.90 Avy = 7.36 Avz = 11.36
Momenti d'inerzia(cm4)	It = 662 Iy = 595 Iz = 319
Momenti d'inerzia(cm6)	Iw = 0
Moduli di resistenza(cm3)	Welyinf = 79.3 Welysup = 79.3 Welzinf = 63.7 Welzsup = 63.7
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 145 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]+0.6x[8 tempo], Mesh n° 304.4 4/4 (Estremità) L/8536 < L/500 (6 %) (0.42 mm < 7.20 mm) z : Caso n° 145 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]+0.6x[8 tempo], Mesh n° 304.4 4/4 (Estremità) L/10000 < L/500 (3 %) (0.36 mm < 7.20 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 371 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[115 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 0/4 Sezione : Classe 3 $F_x < N_{c,Rd} : 141.43 < 639.00$ kN (22 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 346 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[117 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 4/4 Sezione : Classe 1 $F_y,Ed < V_{y,pl,Rd} : 0.82 < 143.67$ kN (1 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 337 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[108 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 4/4 Sezione : Classe 1 $F_z,Ed < V_{z,pl,Rd} : 2.05 < 221.75$ kN (1 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 338 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]+1x[109 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 0/4 Sezione : Classe 3 $M_{y,Ed} < M_{y,c,Rd} : 3.61 < 26.81$ kN*m (13 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 372 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[116 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 0/4 Sezione : Classe 3 $M_{z,Ed} < M_{z,c,Rd} : 1.38 < 21.54$ kN*m (6 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 136 : 1.3x[1 G1]+1.3x[2 G2]+1.5x[4 N]+1.05x[3 Q]+0.9x[8 tempo], Mesh n° 304.1 0/4 Sezione : Classe 3 $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < \frac{1}{\gamma_{MO}} < 1$ (6.42) : (NTC2018 - 4.2.43) : 0.28183 < 1 (28 %)
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 371 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[115 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.4 4/4 Sezione : Classe 3

Scheda sezione - Elemento lineare no. 304 Lineare	
	$\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1 \text{ (6.42)} : (\text{NTC2018 - 4.2.43}) : 0.26674 < 1 \text{ (27 \%)}$
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	<p>Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 4/4 Sezione : Classe 3</p> $V_{z,Ed} < \frac{V_{z,Ed,Rd}}{2} \text{ (6.2.8(2))} : 1.18 \text{ kN} < 110.87 \text{ kN}$ <p>Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)</p>
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	<p>Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 4/4 Sezione : Classe 3</p> $V_{y,Ed} < \frac{V_{y,Ed,Rd}}{2} \text{ (6.2.8(2))} : 0.43 \text{ kN} < 71.83 \text{ kN}$ <p>Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)</p>
Flessione deviata (6.2.9)	<p>Caso n° 308 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.4 4/4 Sezione : Classe 3</p> $\frac{S_{x,Ed}}{f_y} < 1 \text{ (6.42)} : (\text{NTC2018 - 4.2.43}) : 0.32014 < 1 \text{ (32 \%)}$
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	<p>Caso n° 227 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[106 COMB]+0.6x[3 Q], Mesh n° 304.1 4/4 Sezione : Classe 1</p> $M_x < W_t \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} : 0.12 < 20.50 \text{ kN}^*\text{m} \text{ (1 \%)}$
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	<p>Caso n° 383 : 1x[1 G1]+1x[2 G2]-1x[127 COMB]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N], Mesh n° 304.1 4/4 Sezione : Classe 3</p>
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	<p>L_{fz} = 0.05 m λ_y = 0.012 Curva c α_{cy} = 0.00 Φ_y = 1.00 χ_y = 1.000 N_{crY} = 4932828.28 kN</p>
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	<p>L_{fy} = 0.05 m λ_z = 0.016 Curva c α_{cz} = 0.00 Φ_z = 1.00 χ_z = 1.000 N_{crz} = 2644659.20 kN</p>
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	<p>non eseguito (-)</p>
Termini ausiliari (Annessi A)	<p>C_{my0} = 0.61 C_{mz0} = 1.00 (δ_x = 0.06 mm at x = 2.70 m) N_{crT} = 0.00 kN λ_{-max} = 0.02 M_{cr0} = 0.00 kN*m λ₀ = 0.00 λ_{0limite} = inf C_{my} = 0.61 C_{mz} = 1.00 C_{mLT} = 1.00 (δ_x = 0.00 mm at x = 0.00 m) a_{LT} = 0.00 ε_y = 0.55 m_{yy} = 1.00 m_{zz} = 1.00 w_y = 1.21 w_z = 1.14 n_{yl} = 0.08 k_{yy} = 0.61 k_{yz} = 1.00 k_{zy} = 0.61 k_{zz} = 1.00</p>
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{crk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ <p>0.08 + 0.03 + 0.00 = ∞ > 1.00 (∞%) Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità</p>
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{crk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ <p>0.08 + 0.03 + 0.00 = 0.11 < 1.00 (11%)</p>

9.28 Verifica deformabilità

Si riporta la verifica di deformabilità della struttura.

Tabella C4.1.I- Valori di K e snellezze l/h limite per elementi inflessi di c.a. in assenza di compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	1,3	18	26
Campate intermedie di travi o piastre continue mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri (snellezza relativa alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

Il limite del rapporto l/h è individuato nella tabella soprariportata della circolare. Non risulterebbe necessario provvedere al controllo, ma se ne riporta comunque la verifica.

9.28.1 Soletta Pk0

Vista SUPERIORE
 Analisi: 106-120 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : D Elemento Superficiale : D
 Sistema globale

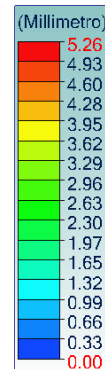
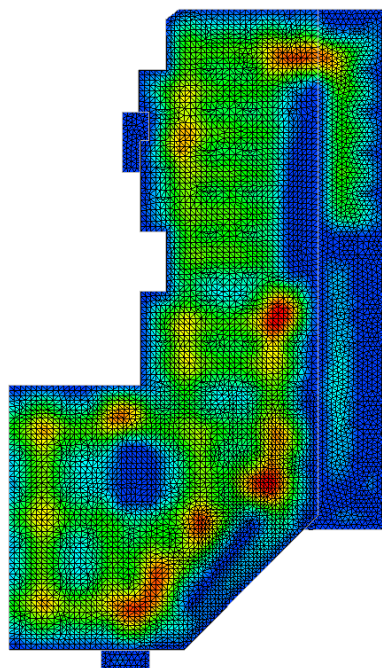


Figura 121: deformazione Pk0 – fase 1

Vista SUPERIORE
 Analisi: 141-167 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : D
 Assi locali

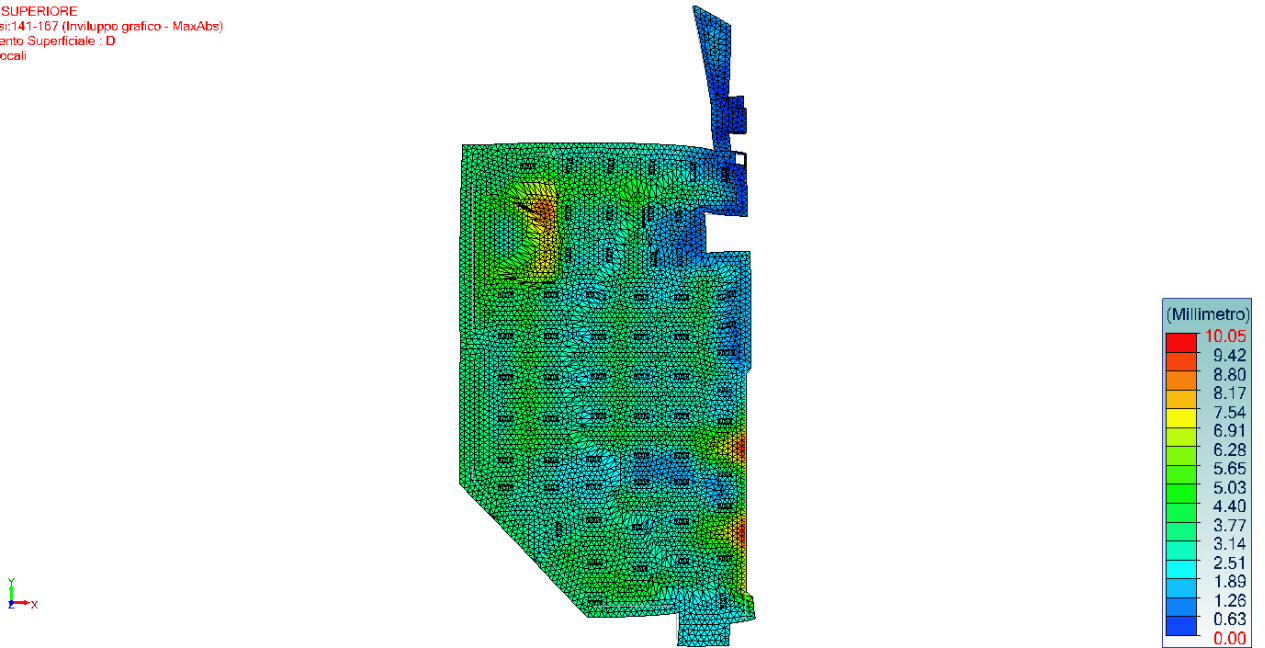


Figura 122: deformazione Pk0 – fase 2

La deformata massima, considerando le sezioni fessurate, risulta di 10 mm.

La deformata ammissibile può considerarsi pari a 1/250 della luce massima pari a 9,00m, quindi 36mm.

Vista SUPERIORE
 Analisi: 1-4, 101-120 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : D Elemento Superficiale : D
 Sistema globale

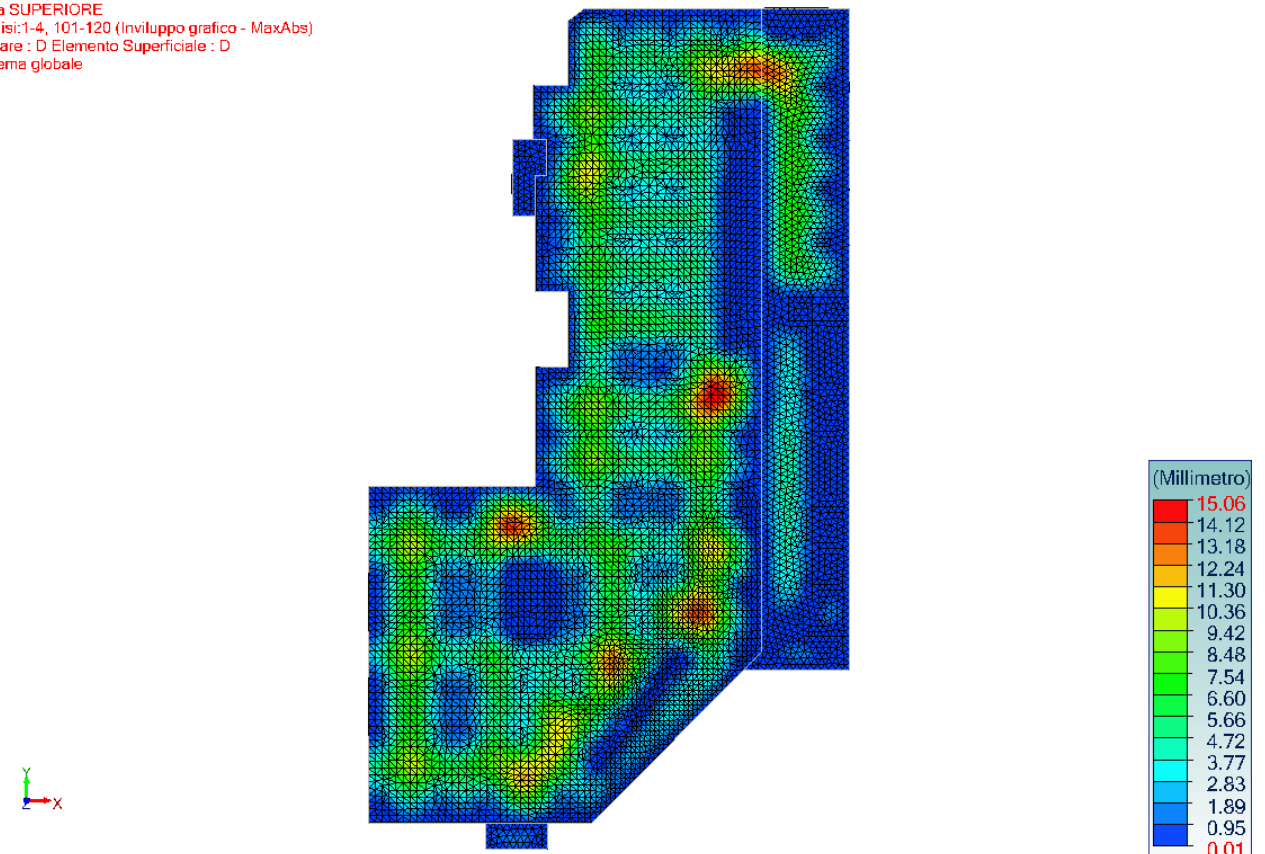


Figura 123: effetto fluage Pk0 – fase 1

Figura 124: effetto fluage Pk0 – fase 2

Considerando gli effetti di fluage differiti attraverso un coefficiente di *creep* pari a 3,0, la deformazione massima risulta La deformata massima, considerando le sezioni fessurate, risulta di 15 mm.

Si prevede pertanto di realizzare una contro monta di 20mm dei campi con luci superiori a 9,0m.

9.28.2 Soletta Pk1

Vista SUPERIORE
 Analisi:106-120 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : D Elemento Superficiale : D
 Sistema globale

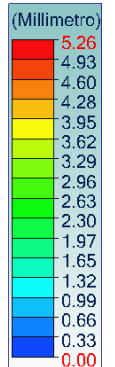
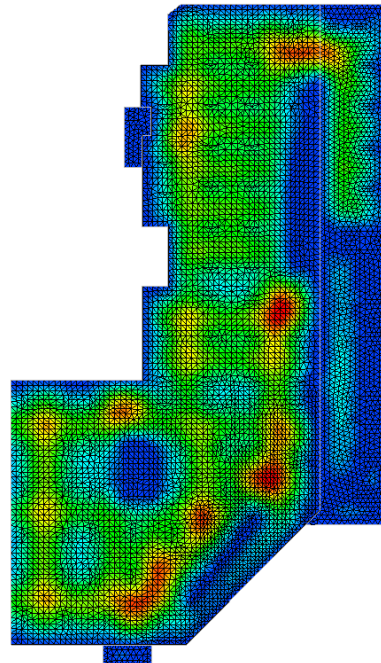


Figura 125: deformazione Pk1 – fase 1

Vista SUPERIORE
 Analisi:141-167 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : D
 Assi locali

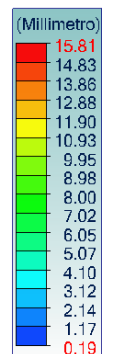
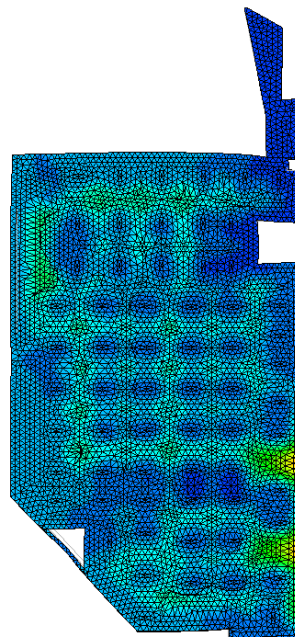


Figura 126: deformazione Pk1 – fase 2

La deformata massima, considerando le sezioni fessurate, risulta di 15.81mm.

La deformata ammissibile può considerarsi pari a 1/250 della luce massima pari a 9,00m, quindi 36mm.

Considerando gli effetti di fluage differiti attraverso un coefficiente di *creep* pari a 3,0, la deformazione massima risulta

Vista SUPERIORE
 Analisi:1-4, 101-120 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : D Elemento Superficiale : D
 Sistema globale

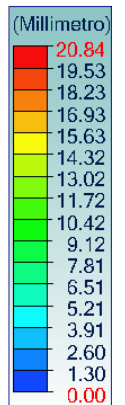
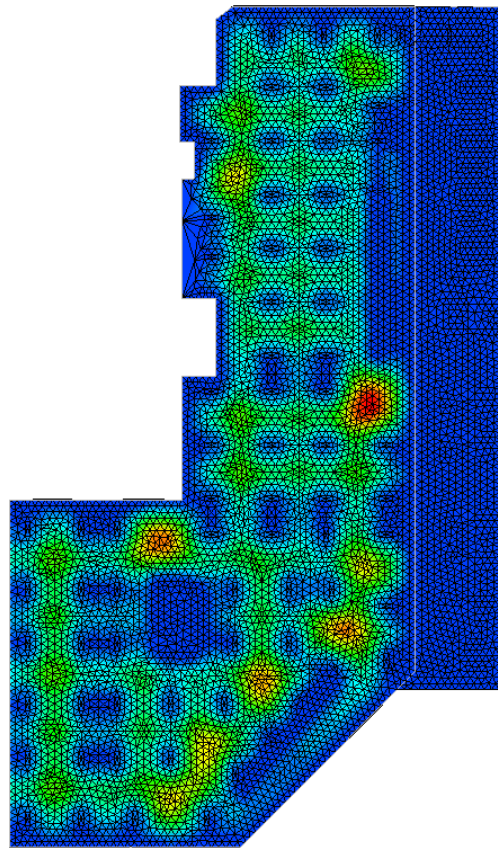


Figura 127: effetto fluge Pk1 – fase 1

Vista SUPERIORE
 Analisi:141-383 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : D
 Assi locali

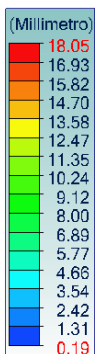
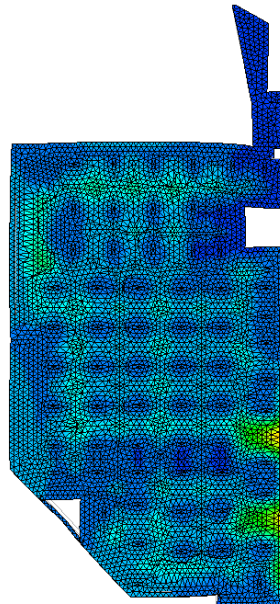


Figura 128: effetto fluge Pk1 – fase 2

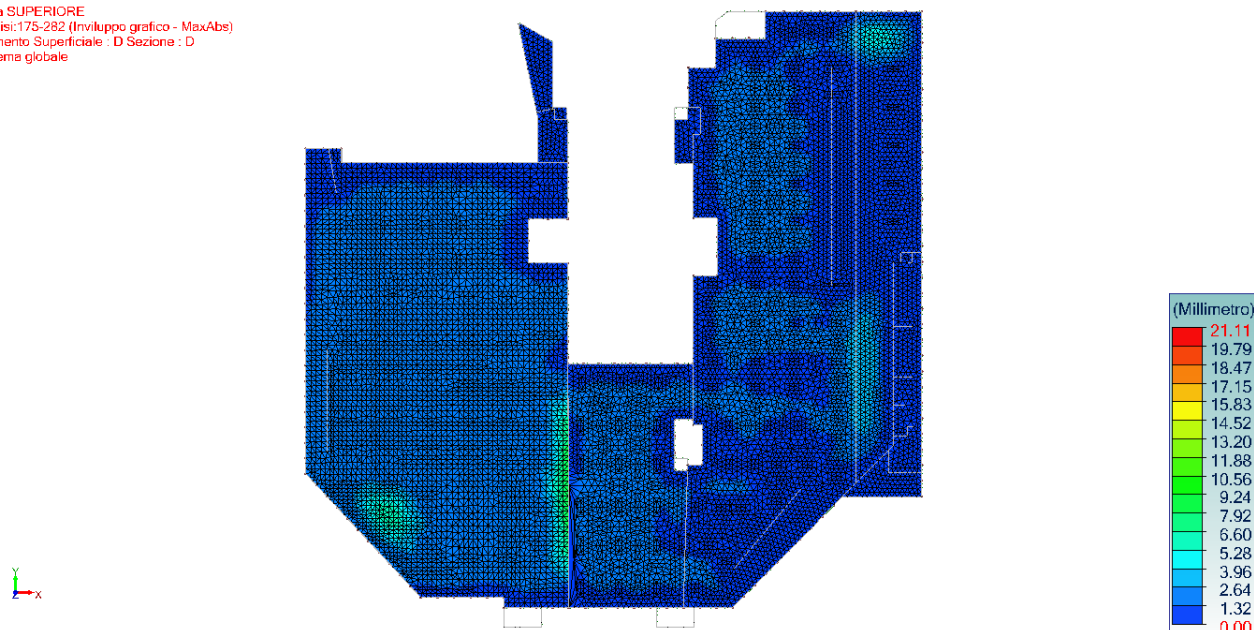
La deformata massima, considerando le sezioni fessurate, risulta di 18.05mm.

Si prevede pertanto di realizzare una contromonta di 20mm dei campi con luci superiori a 9,0m.

9.28.3 Azione sismica

Di seguito la verifica dello spostamento orizzontale in caso di sismico.

Vista SUPERIORE
 Analisi: 175-282 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Elemento Superficiale : D Sezione : D
 Sistema globale



Il massimo spostamento derivante dall'involuppo delle azioni sismiche risulta essere di 21.1mm.

Tale valore viene moltiplicato per il fattore di duttilità in spostamento secondo la formula:

$$\mu = 1 + (q - 1) * \frac{T_c}{T_1} = 1 + (1,5 - 1) * \frac{0,40}{0,16} = 2,25$$

$$d_E = \pm \mu_d * d_{Ee} = \pm 2,25 * 21.11 = 47.5mm$$

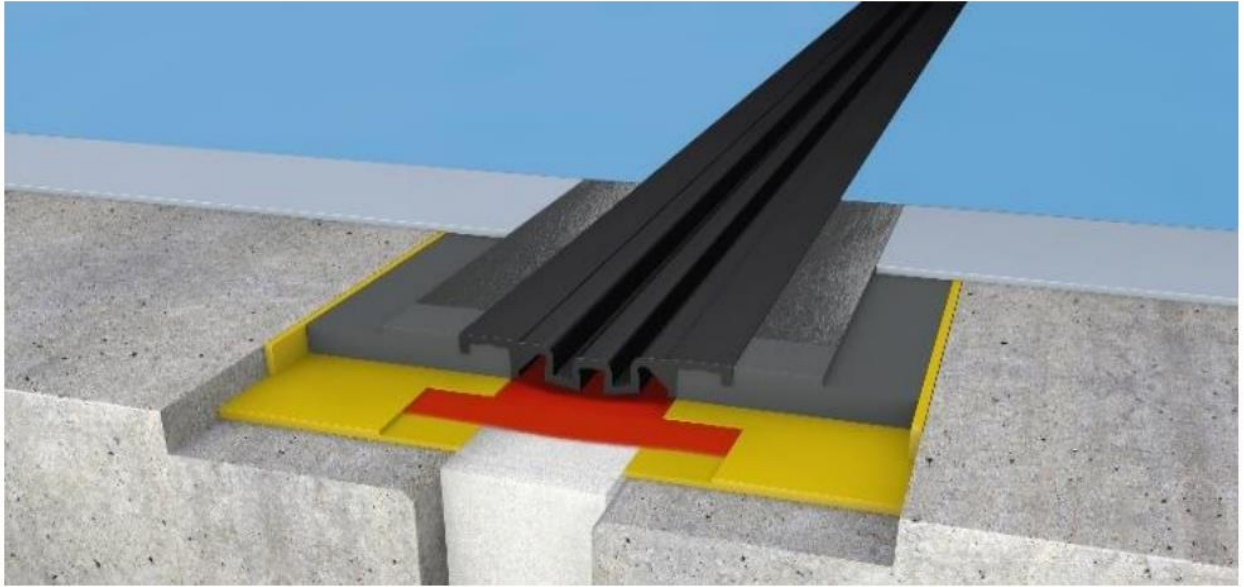
Lo spostamento è compatibile con il giunto costruttivo, Tipo FLOOR Bridge CPS 20/80, e le tolleranze della fase realizzativa rispetto ai manufatti esistenti della metropolitana.

Technical specification

Width of joint profile	approx. 325 mm
Length of joint profile	approx. 1.200 mm installed (1.195 mm net)
Thickness of joint profile	approx. 23 mm
Joint width in substrate	max. 80 mm
Expansion insert	approx. 130 mm
Total horizontal joint movement	80 mm (-30/+50 mm)
Total vertical joint movement	50 mm (-25/+25 mm)
Load (Truck)	600 kN (DIN 1072)
Colour joint profile	grey
Colour expansion insert	black
Packaging profiles (Euro-Pallet)	84 sets. à 1,20 m (100,8 m)

Fields of application

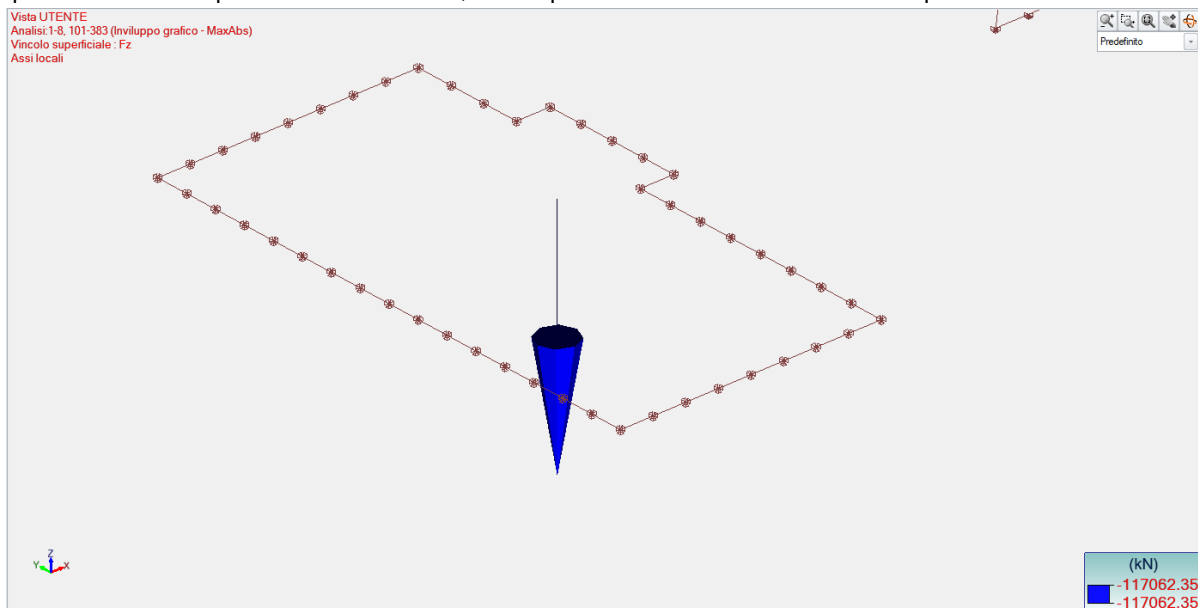
Multi-storey and basement car parks



9.29 Verifica pressione al suolo

Di seguito si riportano i diagrammi di pressione sul terreno di fondazione. Per valutarne nel dettaglio la pressione statica si ottiene dal software la pressione risultante per ogni platea di riferimento.

Per quanto concerne la platea limitrofa alle fasi, al di sopra della canna di testa della metropolitana esistente si ottiene:

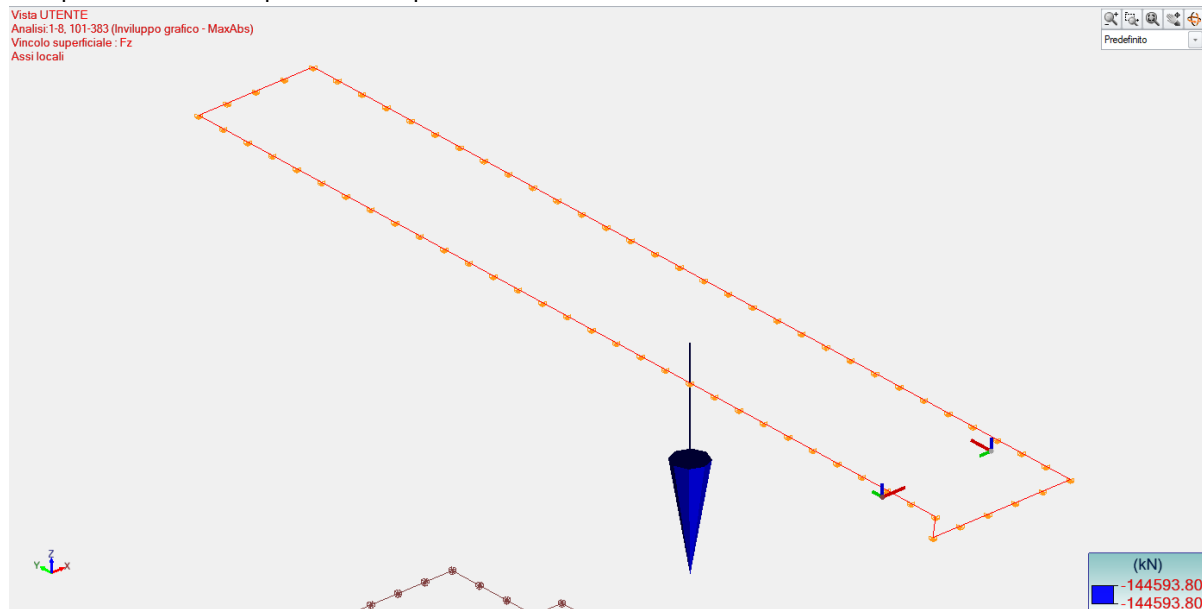


$R=117063 \text{ kN}$

L'area corrispondente di modello è pari a 1211.6 mq.

La pressione risultante risulta pari a **96.6 kN/mq**

Per quanto concerne la platea al di sopra del collettore esistente si ottiene:



$R=144894 \text{ kN}$

L'area corrispondente di modello è pari a 1216mq.

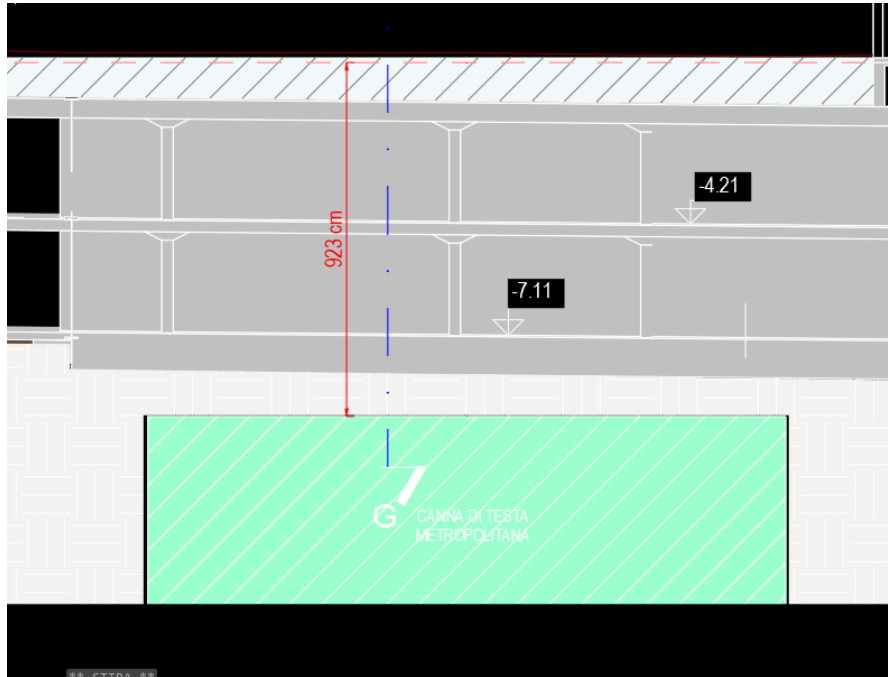
La pressione risultante risulta pari a **119 kN/mq**

Data la condizione esistente, ipotizzando allo stato di fatto possiamo fare le seguenti osservazioni:

- **INFRATO.**

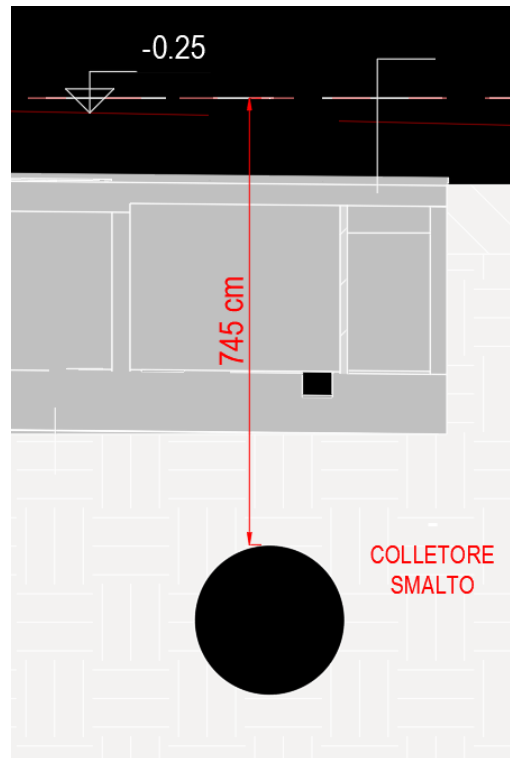
Al di sopra della canna di testa della metropolitana esistente si ha un nucleo di suolo con altezza 9.3m. la sovrappressione allo stato di fatto risulta essere $18.5\text{kN/mc} \cdot 9.3\text{m} = 172\text{ kN/mq}$. In aggiunta il sovraccarico variabile.

Come si denota con le sole condizioni permanenti otteniamo una tensione di progetto inferiore rispetto a quella di calcolo considerato.



- **SMAT**

Al di sopra del collettore smalto esistente si ha un nucleo di suolo con altezza 7.5m. La sovrappressione allo stato di fatto risulta essere $18.5\text{kN/mc} \cdot 7.5\text{m} = 138.8\text{ kN/mq}$. In aggiunta si aggiunge sovraccarico variabile stradale pari a 9kN/mq e permanente non strutturale di una pavimentazione di spessore pari a 15cm, ottenendo uno un sovraccarico di 3.6 kN/mq . In totale, allo stato di fatto, si ottiene un sovraccarico pari a $139+9+3.6= 151.6\text{ kN/mq}$ inferiore alla pressione di progetto pari a 119 kN/mq

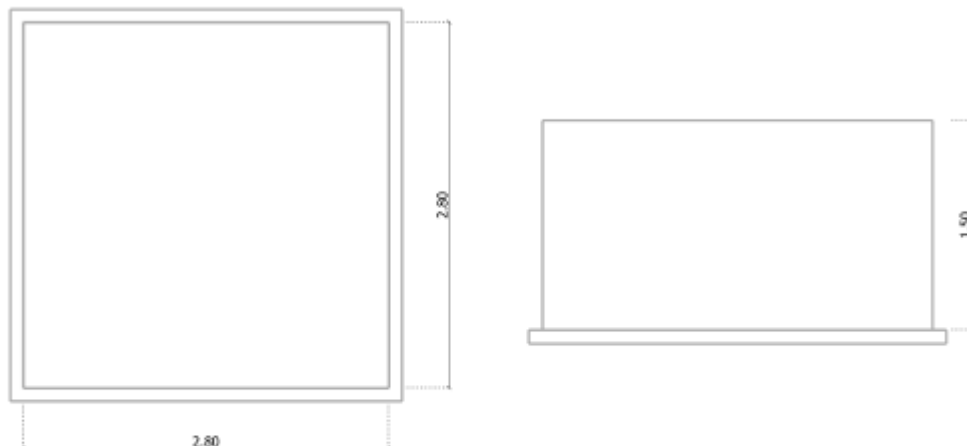


9.30 Verifica plinti - Fase 1

La verifica di tutti i plinti sarà esplicitata nel tabulato di calcolo allegato

9.30.1 PLINTO 2.8x2.8x1.5

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
2800.0	2800.0	1500.0	-6500.0	-8000.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	750.49	-0.82	-13.52	-18.88	0.84
2	2 - G2	590.22	0.46	-10.15	-9.62	-0.43
3	3 - Q	522.05	-0.68	-17.70	-17.91	0.66
4	4 - N	56.71	0.07	-0.76	-0.69	-0.07
5	5 - EX	-14.51	0.18	5.97	3.73	-0.15
6	6 - EY	16.73	-1.32	2.85	1.82	1.02
7	7 - EZ	-43.31	-0.08	-1.81	-1.83	0.08
8	8 - tempo	47.12	0.32	-242.57	-150.43	-0.42
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	M _{Ed} (kN·m)	Richiesta (mm ²)	Fornita (mm ²)	Minimo (mm ²)	Reale -
X	Inferiore	126	1113.76	6009.59	6284.00	6009.59	20 × ø20 / 140.0 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	6284.00	0.00	20 × ø20 / 140.0 mm
Y	Inferiore	116	905.84	6009.59	6284.00	6009.59	20 × ø20 / 140.0 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	6284.00	0.00	20 × ø20 / 140.0 mm

Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

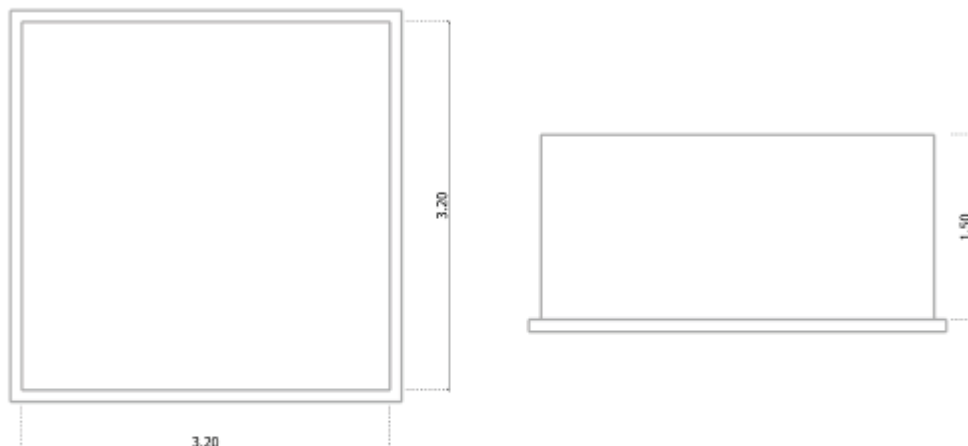
Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _k	w _{lim}	WR
			(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	164	406.5	0.21	0.086	0.300	28.68 %
Lungo Y	Inferiore	164	406.5	0.20	0.083	0.300	27.56 %

Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	139	3351.80 kN	10617.68 kN	31.57%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	139	3351.80 kN	10617.68 kN	31.57%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	152	3216.12 kN	13326.37 kN	24.13%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	152	3216.12 kN	13326.37 kN	24.13%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	149	86.90 %	50.00 %	57.54 %	Verificato
	SLS FQ	158	92.55 %	66.67 %	72.39 %	Verificato
	SLS QP	163	97.85 %	66.67 %	68.47 %	Verificato
	ULS	110	82.83 %	6.67 %	8.45 %	Verificato
Scorrimento	-	136	224.06 kN	1283.88 kN	17.45 %	Verificato
	-	170	42.99 kN	1545.48 kN	2.78 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	110	5.44	1.50	27.59 %	Verificato
	Direzione Y	177	866.03	1.50	0.17 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	144	29.4 mm	50.0 mm	58.88 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	144	1.02 MPa	18.00 MPa	5.65 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	152	1.21 MPa	18.00 MPa	6.72 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	144	78.07 MPa	400.00 MPa	19.52 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	152	92.77 MPa	400.00 MPa	23.19 %	Verificato
Apertura delle fessure	Inferiore - YOZ - SLU	144	0.083 mm	0.300 mm	27.56 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLU	152	0.086 mm	0.300 mm	28.68 %	Verificato
Punzonamento	SLU	0	0.00 MPa	0.00 MPa	0.00%	Verificato

9.30.2 PLINTO 3.2x3.2x1.5

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
3200.0	3200.0	1500.0	-6500.0	-8000.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m ³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 /	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
	-3500.0	Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 /	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
	-6000.0	Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 /	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
	-15500.0	Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 /	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
	-	Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

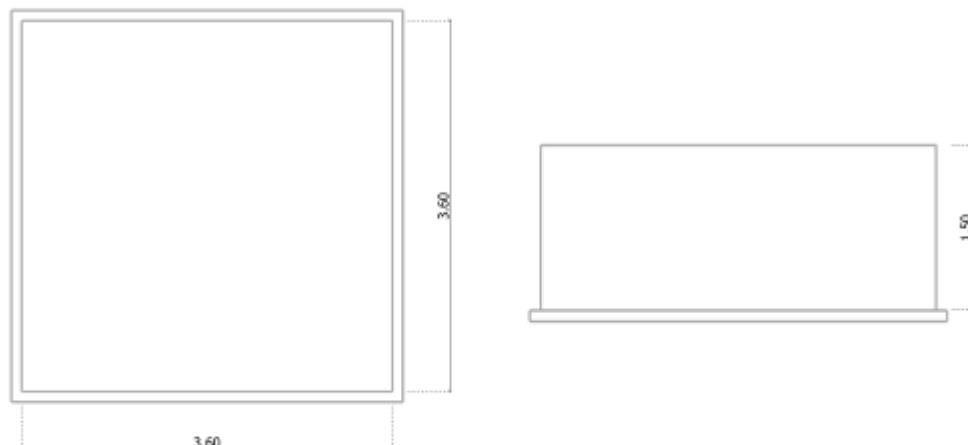
Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	954.53	-21.69	-3.39	-3.41	22.05
2	2 - G2	744.69	-2.68	-0.28	-0.26	2.66
3	3 - Q	653.52	-13.89	-2.56	-2.46	14.48
4	4 - N	71.88	0.02	0.02	0.02	-0.04
5	5 - EX	19.03	-2.33	-0.85	-0.70	1.51
6	6 - EY	-12.77	-7.68	0.33	0.29	4.11
7	7 - EZ	-70.75	-1.27	0.58	0.57	1.31
8	8 - tempo	-30.85	47.68	-18.36	-11.58	-25.57
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

9.30.3 PLINTO 3.6x3.6x1.5

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
3600.0	3600.0	1500.0	-6500.0	-8000.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m ³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	1253.66	-14.49	2.44	2.60	10.94
2	2 - G2	985.15	0.92	0.20	0.18	-0.69
3	3 - Q	868.29	-2.86	2.18	2.10	3.14
4	4 - N	94.50	0.19	-0.03	-0.03	-0.17
5	5 - EX	-17.55	4.31	-1.45	-0.98	-2.49
6	6 - EY	14.80	-15.28	-1.36	-0.88	8.00
7	7 - EZ	-82.28	-2.19	0.67	0.65	2.21
8	8 - tempo	-0.14	181.62	-10.09	-6.06	-101.70
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	MEd (kN·m)	Richiesta (mm ²)	Fornita (mm ²)	Minimo (mm ²)	Reale
X	Inferiore	116	1944.66	7726.62	7855.00	7726.62	25 × ø20 / 146.7 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	7855.00	0.00	25 × ø20 / 146.7 mm
Y	Inferiore	118	2005.30	7726.62	7855.00	7726.62	25 × ø20 / 146.7 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	7855.00	0.00	25 × ø20 / 146.7 mm

Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

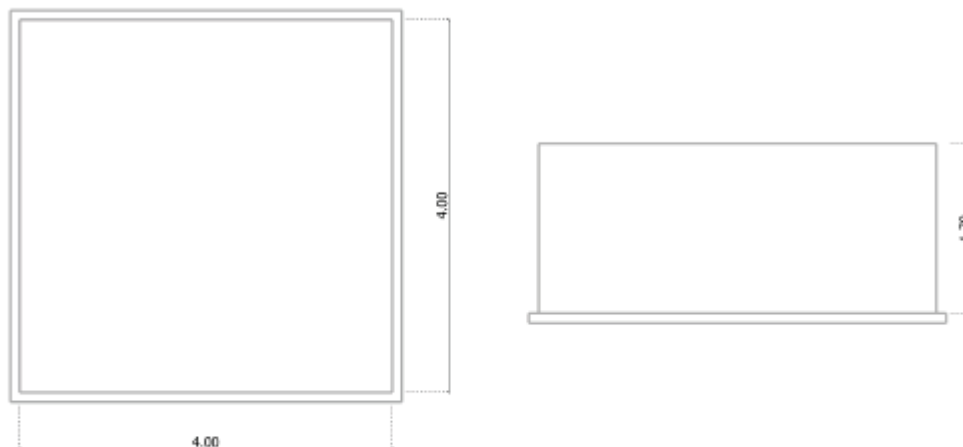
Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _k	w _{lim}	WR
			(mm)	(%)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	164	410.8	0.35	0.144	0.300	47.83 %
Lungo Y	Inferiore	164	410.8	0.35	0.144	0.300	48.06 %

Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	131	5740.31 kN	23083.96 kN	24.87%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	131	5740.31 kN	23083.96 kN	24.87%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	144	5460.00 kN	27815.77 kN	19.63%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	144	5460.00 kN	27815.77 kN	19.63%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	149	96.20 %	50.00 %	51.97 %	Verificato
	SLS FQ	158	98.31 %	66.67 %	68.15 %	Verificato
	SLS QP	163	99.53 %	66.67 %	67.32 %	Verificato
	ULS	110	94.67 %	6.67 %	7.39 %	Verificato
Scorrimento	-	136	122.07 kN	2056.60 kN	5.94 %	Verificato
	-	175	18.36 kN	2269.75 kN	0.81 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	110	409.30	1.50	0.37 %	Verificato
	Direzione Y	110	18.53	1.50	8.09 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	142	31.3 mm	50.0 mm	62.51 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	144	1.75 MPa	18.00 MPa	9.73 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	142	1.70 MPa	18.00 MPa	9.47 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	144	135.69 MPa	400.00 MPa	33.92 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	142	132.09 MPa	400.00 MPa	33.02 %	Verificato
Apertura delle fessure	Inferiore - YOZ - SLU	144	0.144 mm	0.300 mm	48.06 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLU	142	0.144 mm	0.300 mm	47.83 %	Verificato
Punzonamento	SLU	0	0.00 MPa	0.00 MPa	0.00%	Verificato

9.30.4 PLINTO 4x4x1.7

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
4000.0	4000.0	1700.0	-6500.0	-8200.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	1109.83	-6.56	4.53	3.74	6.26
2	2 - G2	714.85	-0.67	-0.70	-0.31	0.65
3	3 - Q	639.83	-4.35	2.30	2.72	4.20
4	4 - N	95.86	0.03	-0.39	-0.39	-0.03
5	5 - EX	95.06	-1.21	6.28	-3.44	0.95
6	6 - EY	-52.78	-3.23	-3.55	-3.61	2.18
7	7 - EZ	-66.41	0.43	2.98	3.17	-0.43
8	8 - tempo	-140.09	16.24	-184.57	-109.05	-10.86
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	M _{Ed}	Richiesta	Fornita	Minimo	Reale
			(kN · m)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	-
X	Inferiore	118	1733.99	9790.06	8483.40	9790.06	27 × ø20 / 150.8 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	8483.40	0.00	27 × ø20 / 150.8 mm
Y	Inferiore	116	1726.74	9790.06	8483.40	9790.06	27 × ø20 / 150.8 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	8483.40	0.00	27 × ø20 / 150.8 mm

Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _k	w _{lim}	WR
			(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	164	415.3	0.25	0.105	0.300	35.05 %
Lungo Y	Inferiore	164	415.3	0.25	0.105	0.300	35.15 %

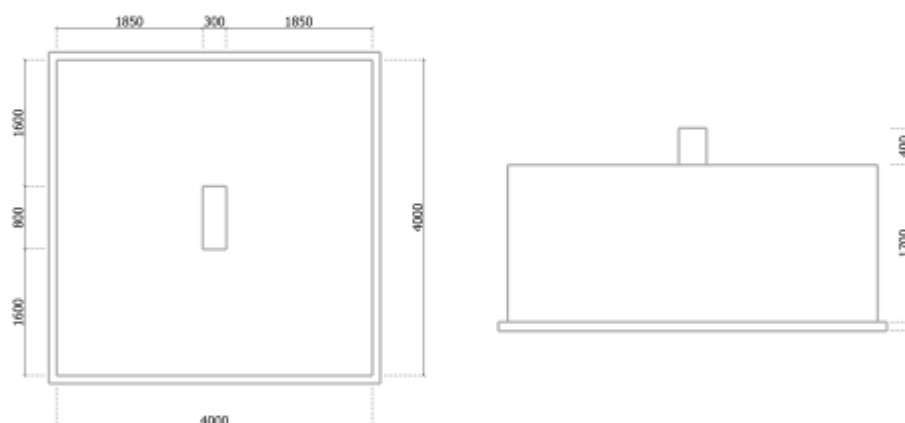
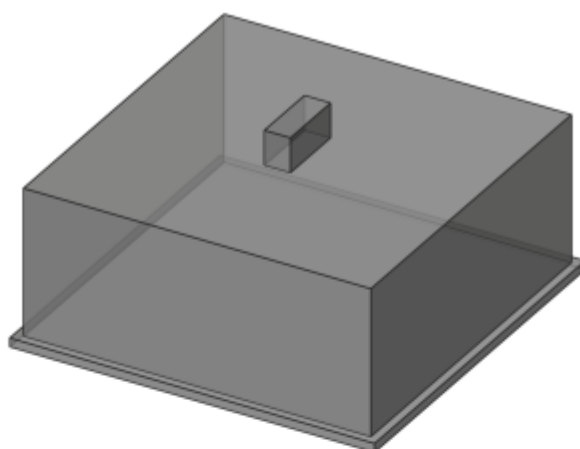
Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	131	5514.08 kN	28837.26 kN	19.12%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	131	5514.08 kN	28837.26 kN	19.12%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	144	5327.22 kN	34833.48 kN	15.29%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	144	5327.22 kN	34833.48 kN	15.29%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	149	95.97 %	50.00 %	52.10 %	Verificato
	SLS FQ	158	98.13 %	66.67 %	68.28 %	Verificato
	SLS QP	163	99.62 %	66.67 %	67.26 %	Verificato
	ULS	110	94.33 %	6.67 %	7.42 %	Verificato
Scorrimento	-	136	138.53 kN	2055.13 kN	6.74 %	Verificato
	-	185	12.19 kN	2510.39 kN	0.49 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	110	17.72	1.50	8.46 %	Verificato
	Direzione Y	177	296.45	1.50	0.51 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	142	26.0 mm	50.0 mm	51.99 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	142	1.14 MPa	18.00 MPa	6.35 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	144	1.15 MPa	18.00 MPa	6.37 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	142	95.38 MPa	400.00 MPa	23.85 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	144	95.65 MPa	400.00 MPa	23.91 %	Verificato
Apertura delle fessure	Inferiore - YOZ - SLU	142	0.105 mm	0.300 mm	35.15 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLU	144	0.105 mm	0.300 mm	35.05 %	Verificato
Punzonamento	SLU	0	0.00 MPa	0.00 MPa	0.00%	Verificato

1 Geometria

Elemento: Base fondazione

Disegno: S



Tipologia di fondazione : FONDAZIONE ISOLATA

Descrizione della geometria						Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Elemento supportato (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
4000	4000	1700	300	800	400	-8000	-9700	-7600

Posizione dell'elemento supportato

Sinistra L = 1850 mm

Destra M = 1850 mm

Posteriore P = 1600 mm

Frontale Q = 1600 mm

Elemento sotto la fondazione

Tipologia di elemento sotto la fondazione Magrone

Spessore dell'elemento 100 mm Non bloccati

Fck 12 MPa

Densità 2300 kg/m³

Proiezione a sinistra	100 mm
Proiezione a destra	100 mm
Proiezione dietro	100 mm
Proiezione frontale	100 mm

2 Input terreno

Nessun livello superiore per la falda.

Nessun livello inferiore per la falda.

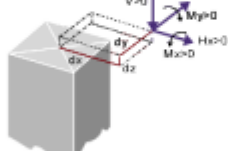
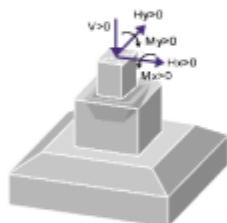
Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso	Attrito	Coesione	Tipo
	Profondità			angolo		
	(mm)		(kN/m ³)		(MPa)	
1 - STRATO 1	0 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-3500	Non drenata	18.5	0 °	0	
2 - STARTO 2	-3500 /	Drenato	18.5	28 °	0.05	Coesivo
	-6000	Non drenata	18.5	0 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-15500	Non drenata	18.5	0 °	0	
4 - STRATO 4	-15500 /	Drenato	20	38 °	0	Non-coesivo
	-	Non drenata	20	0 °	0	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.3	34	25.26	15	0.5
2 - STARTO 2	0.3	40.38	30	15	0.5
3 - STRATO 3	0.3	40.38	30	15	0.5
4 - STRATO 4	0.25	73	60.83	9.9	0.33

3 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
Id	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU Fav}$	$\gamma_{STR Fav}$	$\gamma_{GEO Fav}$
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
3	Q	0.7	0.7	0.6	1.5	1.5	1.3	0	0	0
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M_x	M_y	H_x	H_y
		(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	1530.79	-16.75	-4.57	-4.42	17.76
2	2 - G2	1230.98	0.47	-0.87	-0.86	-0.23
3	3 - Q	1066.3	-11.36	-3.13	-3.02	12.01
4	4 - N	118.64	0.32	-0.03	-0.03	-0.3
Carico sul terreno G	1 - G1	0	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0	-	-	-	-



Posizione delle componenti della forza:

$dx = 0 \text{ mm}$
 $dy = 0 \text{ mm}$
 $dz = 0 \text{ mm}$ / livello superiore della fondazione

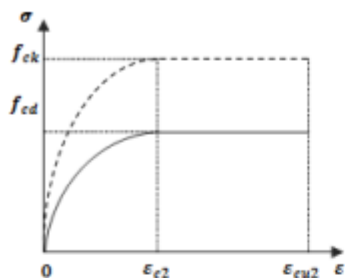
Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

4.1 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{ctm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{0.3}$$

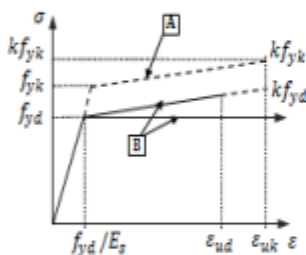
$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500$$

SLU: $\gamma_c = 1.5$
 SLU-A: $\gamma_c = 1$
 SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B500A



$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500 \text{ MPa}}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 25\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.9 \times 25 = 22.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: A
 Ramo plastico orizzontale
 $k = 1.05$
 SLU: $\gamma_s = 1.15$
 SLU-A: $\gamma_s = 1$
 SLU-S: $\gamma_s = 1$

4.2 Copriferrì

Classe d'esposizione: XC2 (UNI EN 206 – 2006)
 Classe di consistenza: S4 (UNI EN 206 – 2006)

Copriferrì (4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferro nominale (mm)			Valori minimi (mm)	
Superiore	Inferiore	Laterale	c _{nom}	c _{min,b}
40	75	40	30	12

Valore minimo del copriferro per la durabilità: $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Tolleranza d'esecuzione: $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Tolleranza di sicurezza: $\Delta c_{dev,s} = 0 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Riduzione per acciaio inox: $\Delta c_{dev,st} = 0 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Riduzione per protezione supplementare: $\Delta c_{dev,add} = 0 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)

5 Ipotesi di verifica

Fattori parziali per i parametri del terreno

Parametro del terreno	Simbolo	Comb. 1 (M1)	Comb. 2 (M2)
Angolo di resistenza al taglio *	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c'	1.00	1.25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cb}	1.00	1.40
Resistenza non confinata	γ_{φ_0}	1.00	1.40
Densità	γ_γ	1.00	1.00
Resistenza ad attrito (sismica)	γ_M	1.25	1.25

* Questo fattore viene applicato alla $\tan \varphi'$

Fattori parziali della resistenza

Resistenza	Simbolo	Comb. 1 (R1)	Comb. 2 (R2)
Portanza (SLU)	γ_{Rv}	1.00	1.80
Portanza (SLE)	$\gamma_{Rv,SLS}$	3.00	3.00
Scorrimento (SLU)	γ_{Rh}	1.00	1.10

6 Verifica della capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione del carico vengono presi in considerazione.

Inclinazione fondazione: 0 °

Terreno ad attrito (o granulare).

6.1 Verifica portanza

Resistenza terreno $V_d \leq R_d$

6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018

Superficie portante totale della fondazione $A_i = 17.64 \text{ m}^2$

Valore di progetto della resistenza del terreno $R_d = \frac{A' \cdot q_{ult,k}}{\gamma_{R,v}}$

6.2.3 del §6.2.4.1 della NTC 2018

Area di base efficace della fondazione $A' = (A - 2 \cdot |c_x|) \cdot (B - 2 \cdot |c_y|)$

(D.1) della EN 1997-1

Drenati condizioni:

Capacità portante ammissibile $q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_x \cdot s_x \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_y \cdot s_y \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_y \cdot s_y \cdot i_\gamma$

(D.4) della EN 1997-1

Portanza (fattori di coesione) $N_c = 35.49$

Portanza (fattori di sovraccarico) $N_q = 23.18$

Portanza (fattori di superficie) $N_\gamma = 27.72$

Inclinazione della base (fattori di coesione) $b_x = 1$

Inclinazione della base (fattori di sovraccarico) $b_y = 1$

Inclinazione della base (fattori di superficie) $b_\gamma = 1$

Inclinazione della base (fattori di superficie) $c' = 0 \text{ MPa}$

Coesione efficace

Comb	Fattori di forma					
	Strato	b'	L'	sq	sc	sy
		(mm)	(mm)			
113 (SLU)	Nessuna falda	4176.3	4193.1	1.45	1.48	0.7
118 (SLE)	Nessuna falda	4177.9	4193.5	1.53	1.55	0.7

Comb	Fattori d'inclinazione del carico								
	Strato	iq	A'	H	m	Ic	Vd	iy	qult,k
			(m ²)	(kN)			(kN)		(MPa)
113 (SLU)	Nessuna falda	0.99	17.51	34.14	1.5	0.99	7591.94	0.99	3.59
118 (SLE)	Nessuna falda	0.99	17.52	30.48	1.5	0.99	7247.14	0.99	7.12

Comb	Falda Strato	Vd	A'	qult,k	Rd	Lavoro Tasso
		(kN)	(m ²)	(MPa)	(kN)	
113 (SLU)	Nessuna falda	7591.94	17.51	3.59	34892.27	21.76%
118 (SLE)	Nessuna falda	7247.14	17.52	7.12	41597.52	17.42%

7 Eccentricità carico

7.1 Verifica della superficie compressa

Combinazione SLU 102: 1.1x[1 G]+1.1x[2 G]+1.5x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 99.25 \% \geq 6.67 \%$
7.05 % (Verificato)

Combinazione SLE QP 127: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.6x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 99.38 \% \geq 66.67 \%$
67.42 % (Verificato)

Combinazione SLE CQ 117: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 99.31 \% \geq 50 \%$
50.35 % (Verificato)

Combinazione SLE FQ 122: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.7x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 99.36 \% \geq 66.67 \%$
67.43 % (Verificato)

7.2 Verifica semplificata dell'eccentricità

7.2.1 Verifica ellisse d'interazione

Combinazione SLU

113: 1x[1 G]+1x[2 G]+1.3x[3 Q]+0.91x[4 N]

Verifica d'eccentricità

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{-3.4 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{-11.8 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

(6.5.4) della EN 1997-1

0.01 % (Verificato)

Combinazione SLE QP

130: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.4x[4 N]+0.6x[3 Q]

Verifica d'eccentricità

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{-3 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{-9.9 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

(6.5.4) della EN 1997-1

0.01 % (Verificato)

Combinazione SLE CQ

118: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]

Verifica d'eccentricità

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{-3.3 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{-11.1 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

(6.5.4) della EN 1997-1

0.01 % (Verificato)

Combinazione SLE FQ

125: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.5x[4 N]+0.6x[3 Q]

Verifica d'eccentricità

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{-3 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{-9.9 \text{ mm}}{4200 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

(6.5.4) della EN 1997-1

0.01 % (Verificato)

8 Verifica di scorrimento

Elemento in-sito

Angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \varphi'$

8.1 Verifiche a scorrimento allo SLU

Carico orizzontale

$$H_d = \sqrt{H_x^2 + H_y^2}$$

Carico verticale

$$V_d$$

Resistenza allo scorrimento in condizioni drenate

$$R_d = \frac{V_d \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{\varphi}}$$

6.2.3 del §6.2.4.1 della NTC 2018

Resistenza allo scorrimento in condizioni non drenate

$$R_d = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} A' \cdot c_{ud} \\ \gamma_{R,h} \cdot \gamma_{\varphi} \\ \frac{0.4V_d}{\gamma_{R,h} \cdot \gamma_{\varphi}} \end{array} \right.$$

6.2.3 del §6.2.4.1 della NTC 2018

Comb	Condizione	Strato	H_d	$R_{h,d}$	V_d	WR
			(kN)	(kN)	(kN)	
112	Drenato	Nessuno	34.4	3401.1	7483.98	1.01 %

9 Verifica a ribaltamento

Direzione X:

Combinazione di carico	102: 1.1x[1 G]+1.1x[2 G]+1.5x[3 Q]
Momento stabilizzante	$M_{st} = 16614.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento destabilizzante	$M_{dest} = -29.28 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tasso ribaltamento	$\left \frac{M_{st}}{M_{dest}} \right = 567.49 \geq 1.5$
	0.26 % (Verificato)

Direzione Y:

Combinazione di carico	102: 1.1x[1 G]+1.1x[2 G]+1.5x[3 Q]
Momento stabilizzante	$M_{st} = 16614.03 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento destabilizzante	$M_{dest} = -102.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tasso ribaltamento	$\left \frac{M_{st}}{M_{dest}} \right = 162.75 \geq 1.5$
	0.92 % (Verificato)

10 Verifica cedimento

La verifica dei cedimenti viene eseguita secondo il metodo semplificato elastico definito nell'appendice F della NF EN1997-1.

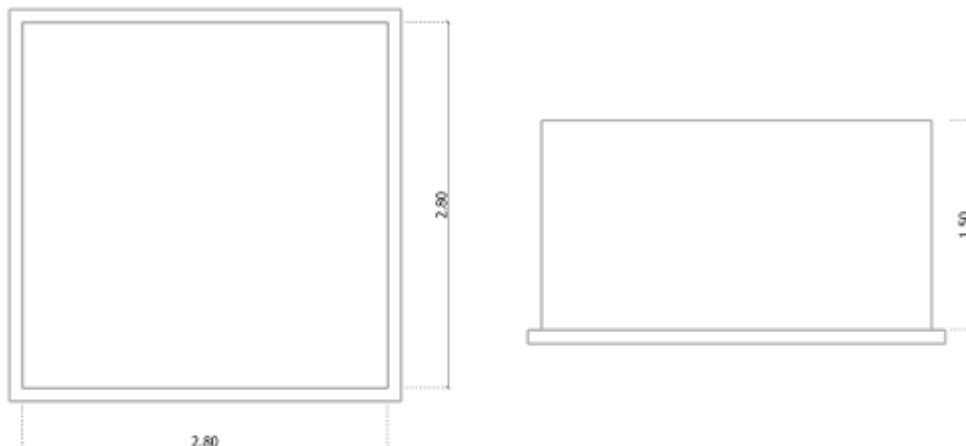
Combinazione di carico	118: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]
Cedimento consentito	$s_{max} = 50 \text{ mm}$
Carico verticale caratteristico	$V = 7247.14 \text{ kN}$
Capacità portante	$P = \frac{V}{L \cdot B} = \frac{7247.14 \text{ kN}}{4200 \text{ mm} \times 4200 \text{ mm}} = 0.41 \text{ MPa}$
Valore di progetto del modulo di elasticità	$E_m = \frac{\sum_i (E_i \cdot h_i)}{\sum_i (h_i)} = 44.1 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = \frac{\sum_i (\nu_i)}{i} = 0.3$
Fattore di forma e rigidezza	$\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(L; B)}{\text{Min}(L; B)} \right) + 0.88$ $\omega = 0.5 \cdot \ln \left(\frac{\text{Max}(4200 \text{ mm}; 4200 \text{ mm})}{\text{Min}(4200 \text{ mm}; 4200 \text{ mm})} \right) + 0.88 = 0.88$
Coefficiente cedimento	$f = (1 - \nu^2) \cdot \omega = (1 - 0.3^2) \cdot 0.88 = 0.8$
Cedimento totale	$s = \frac{P \cdot B \cdot f}{E_m} = \frac{0.41 \text{ MPa} \cdot 4200 \text{ mm} \cdot 0.8}{44.1 \text{ MPa}} = 31.3 \text{ mm}$
Verifica cedimento	$s = 31.3 \text{ mm} < s_{max} = 50 \text{ mm}$ 62.67 % (Verificato)

9.31 Verifica plinti - Fase 2

La verifica di tutti i plinti sarà esplicitata nel tabulato di calcolo allegato

9.31.1 PLINTO 2.8x2.8x1.5

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
2800.0	2800.0	1500.0	-6500.0	-8000.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m ³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	576.55	-15.08	3.04	2.90	15.78
2	2 - G2	727.65	-12.67	3.20	3.05	13.14
3	3 - Q	385.20	-10.34	2.10	2.01	10.78
4	4 - N	42.14	-0.04	0.11	0.10	0.03
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Materiali							
Calcestruzzo		Armatura longitudinale			Armatura trasversale		
Tipo	Resistenza (MPa)	Tipo	Resistenza (MPa)	Duttilità	Tipo	Resistenza (MPa)	Duttilità
C30/37	30.00	B500A	500.00	A	B500A	500.00	A

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	M _{Ed} (kN·m)	Richiesta (mm ²)	Fornita (mm ²)	Minimo (mm ²)	Reale
X	Inferiore	108	818.10	6009.59	6284.00	6009.59	20 × ø20 / 145.0 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	6284.00	0.00	20 × ø20 / 145.0 mm
Y	Inferiore	108	845.42	6009.59	6284.00	6009.59	20 × ø20 / 145.0 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	6284.00	0.00	20 × ø20 / 145.0 mm

Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

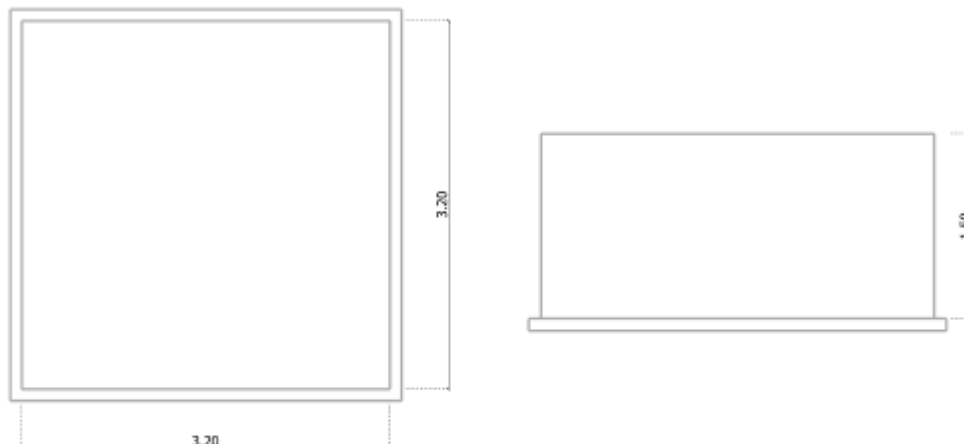
Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _k	w _{lim}	WR
			(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	128	406.5	0.19	0.077	0.300	25.71 %
Lungo Y	Inferiore	128	406.5	0.20	0.080	0.300	26.55 %

Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	113	3266.47 kN	13983.06 kN	23.36%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	113	3266.47 kN	13983.06 kN	23.36%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	118	3142.06 kN	16636.32 kN	18.89%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	118	3142.06 kN	16636.32 kN	18.89%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	117	97.38 %	50.00 %	51.34 %	Verificato
	SLS FQ	122	97.50 %	66.67 %	68.72 %	Verificato
	SLS QP	127	97.54 %	66.67 %	68.69 %	Verificato
	ULS	102	97.25 %	6.67 %	7.20 %	Verificato
Scorrimento	-	112	43.79 kN	1467.02 kN	2.98 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	102	197.93	1.50	0.76 %	Verificato
	Direzione Y	102	40.78	1.50	3.68 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	118	27.6 mm	50.0 mm	55.16 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	118	0.94 MPa	18.00 MPa	5.24 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	0.91 MPa	18.00 MPa	5.07 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	118	72.38 MPa	400.00 MPa	18.09 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	70.05 MPa	400.00 MPa	17.51 %	Verificato
Apertura delle fessure	Inferiore - YOZ - SLU	118	0.080 mm	0.300 mm	26.55 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLU	118	0.077 mm	0.300 mm	25.71 %	Verificato
Punzonamento	SLU	0	0.00 MPa	0.00 MPa	0.00%	Verificato

9.31.2 PLINTO 3.2x3.2x1.5

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
3200.0	3200.0	1500.0	-6500.0	-8000.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	907.60	19.43	-1.30	-1.67	-21.64
2	2 - G2	1172.69	24.39	-1.97	-1.92	-24.52
3	3 - Q	618.36	16.25	-1.73	-1.69	-16.58
4	4 - N	68.31	0.78	0.02	0.02	-0.73
5	5 - EX	-58.73	-6.21	8.60	6.63	5.64
6	6 - EY	16.08	-5.26	-2.26	-1.67	3.22
7	7 - EZ	-81.33	-3.40	-1.11	-1.08	3.50
8	8 - tempo	-155.85	162.85	37.02	22.06	-97.61
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	MEd	Richiesta	Fornita	Minimo	Reale
			(kN·m)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ²)	-
X	Inferiore	108	1485.87	6868.11	6912.40	6868.11	22 × ø20 / 148.6 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	6912.40	0.00	22 × ø20 / 148.6 mm
Y	Inferiore	108	1535.82	6868.11	6912.40	6868.11	22 × ø20 / 148.6 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	6912.40	0.00	22 × ø20 / 148.6 mm

Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

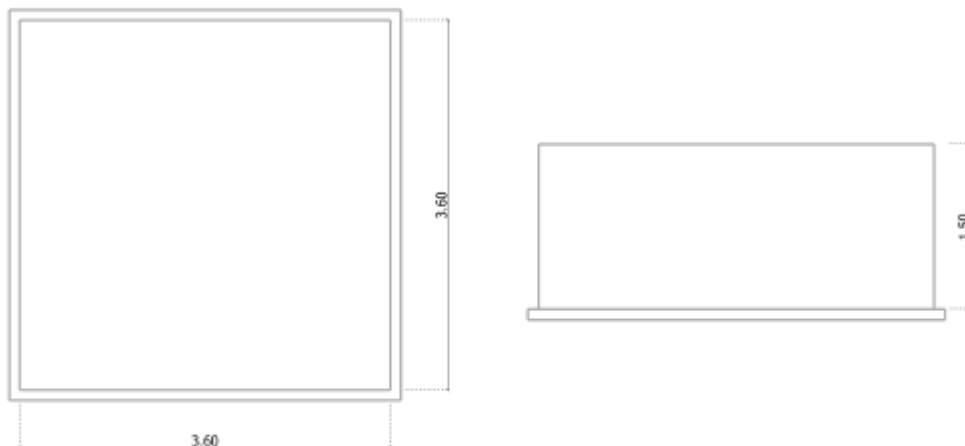
Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _k	w _{lim}	WR
			(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	128	412.4	0.31	0.129	0.300	43.00 %
Lungo Y	Inferiore	128	412.4	0.32	0.133	0.300	44.43 %

Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	113	4775.82 kN	18172.26 kN	26.28%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	113	4775.82 kN	18172.26 kN	26.28%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	118	4575.97 kN	21658.92 kN	21.13%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	118	4575.97 kN	21658.92 kN	21.13%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	117	97.74 %	50.00 %	51.15 %	Verificato
	SLS FQ	122	97.84 %	66.67 %	68.48 %	Verificato
	SLS QP	127	97.87 %	66.67 %	68.46 %	Verificato
	ULS	102	97.64 %	6.67 %	7.17 %	Verificato
Scorrimento	-	112	67.97 kN	2142.12 kN	3.17 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	102	504.72	1.50	0.30 %	Verificato
	Direzione Y	102	43.21	1.50	3.47 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	118	31.7 mm	50.0 mm	63.42 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	118	1.53 MPa	18.00 MPa	8.51 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	1.48 MPa	18.00 MPa	8.23 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	118	119.43 MPa	400.00 MPa	29.86 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	115.56 MPa	400.00 MPa	28.89 %	Verificato
Apertura delle fessure	Inferiore - YOZ - SLU	118	0.133 mm	0.300 mm	44.43 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLU	118	0.129 mm	0.300 mm	43.00 %	Verificato
Punzonamento	SLU	0	0.00 MPa	0.00 MPa	0.00%	Verificato

9.31.3 PLINTO 3.6x3.6x1.5

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
3600.0	3600.0	1500.0	-6500.0	-8000.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m ³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	1074.61	7.68	-2.45	-9.21	-7.50
2	2 - G2	1398.75	6.70	-14.95	-15.15	-6.43
3	3 - Q	740.22	5.44	-11.68	-12.24	-5.24
4	4 - N	81.05	0.03	-0.15	-0.07	-0.02
5	5 - EX	-50.32	-2.43	76.02	44.04	1.85
6	6 - EY	12.12	-2.59	-13.94	-8.11	1.72
7	7 - EZ	93.58	-1.24	-2.80	-2.92	1.20
8	8 - tempo	-11.95	14.05	134.25	86.27	-8.71
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	MEd (kN·m)	Richiesta (mm ²)	Fornita (mm ²)	Minimo (mm ²)	Reale
X	Inferiore	126	2049.05	8585.13	7855.00	8585.13	25 × ø20 / 146.7 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	7855.00	0.00	25 × ø20 / 146.7 mm
Y	Inferiore	122	2019.25	8585.13	7855.00	8585.13	25 × ø20 / 146.7 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	7855.00	0.00	25 × ø20 / 146.7 mm

Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

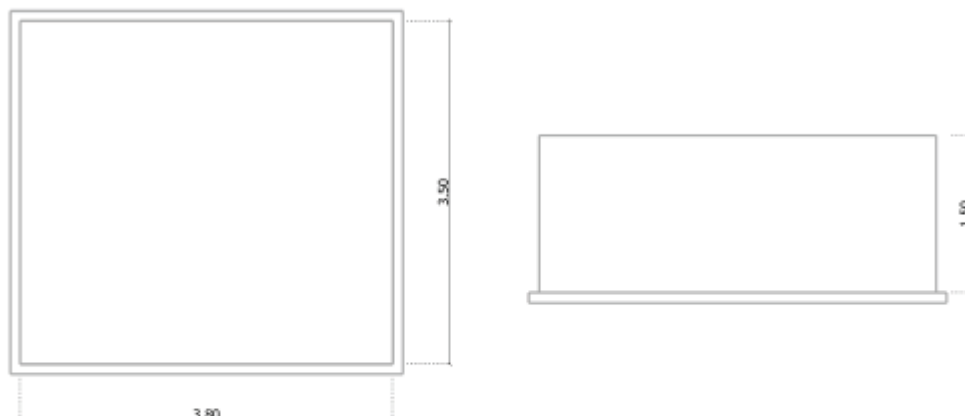
Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _k	w _{lim}	WR
			(mm)	(%)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	164	410.8	0.39	0.161	0.300	53.61 %
Lungo Y	Inferiore	164	410.8	0.39	0.160	0.300	53.30 %

Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	139	5780.70 kN	22782.56 kN	25.37%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	139	5780.70 kN	22782.56 kN	25.37%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	152	5545.20 kN	27548.78 kN	20.13%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	152	5545.20 kN	27548.78 kN	20.13%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	149	96.91 %	50.00 %	51.60 %	Verificato
	SLS FQ	158	98.56 %	66.67 %	67.98 %	Verificato
	SLS QP	163	98.73 %	66.67 %	67.86 %	Verificato
	ULS	110	95.70 %	6.67 %	7.31 %	Verificato
Scorrimento	-	136	91.36 kN	2156.21 kN	4.24 %	Verificato
	-	170	80.70 kN	2700.78 kN	2.99 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	110	27.11	1.50	5.53 %	Verificato
	Direzione Y	111	110.52	1.50	1.36 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	146	31.9 mm	50.0 mm	63.90 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	148	1.78 MPa	18.00 MPa	9.90 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	152	1.80 MPa	18.00 MPa	10.01 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	148	138.07 MPa	360.00 MPa	38.35 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	152	139.60 MPa	360.00 MPa	38.78 %	Verificato
Apertura delle fessure	Inferiore - YOZ - SLU	148	0.160 mm	0.300 mm	53.30 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLU	152	0.161 mm	0.300 mm	53.61 %	Verificato
Punzonamento	SLU	0	0.00 MPa	0.00 MPa	0.00%	Verificato

9.31.4 PLINTO 3.8x3.8x1.5

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
3800.0	3500.0	1500.0	-6500.0	-8000.0	-6500.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	994.13	8.57	21.32	22.22	-8.24
2	2 - G2	1295.78	6.76	18.10	18.75	-6.49
3	3 - Q	684.44	5.81	14.46	15.06	-5.59
4	4 - N	75.33	-0.03	0.12	0.11	0.03
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	MEd (kN·m)	Richiesta (mm ²)	Fornita (mm ²)	Minimo (mm ²)	Reale
X	Inferiore	108	1987.01	7511.99	7540.80	7511.99	24 × ø20 / 148.7 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	7540.80	0.00	24 × ø20 / 148.7 mm
Y	Inferiore	108	1803.77	8155.88	8169.20	8087.19	26 × ø20 / 148.8 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	8169.20	0.00	26 × ø20 / 148.8 mm

Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

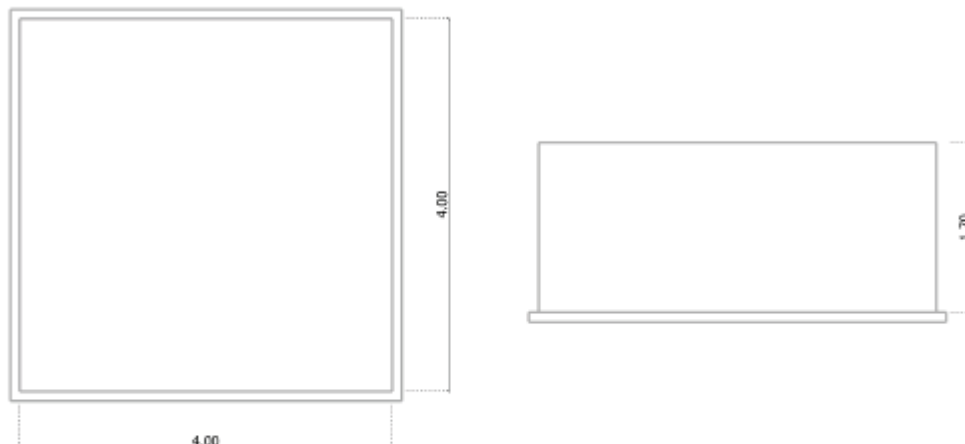
Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	S _{r,max}	ε _{sm} - ε _c	w _k	w _{lim}	WR
			(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	128	412.8	0.38	0.158	0.300	52.72 %
Lungo Y	Inferiore	128	413.2	0.32	0.133	0.300	44.22 %

Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	113	5592.22 kN	23406.39 kN	23.89%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	113	5592.22 kN	23406.39 kN	23.89%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	118	5371.07 kN	27907.00 kN	19.25%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	118	5371.07 kN	27907.00 kN	19.25%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	117	98.11 %	50.00 %	50.96 %	Verificato
	SLS FQ	122	98.20 %	66.67 %	68.23 %	Verificato
	SLS QP	127	98.22 %	66.67 %	68.21 %	Verificato
	ULS	102	98.02 %	6.67 %	7.14 %	Verificato
Scorrimento	-	112	64.43 kN	2510.24 kN	2.57 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	102	67.13	1.50	2.23 %	Verificato
	Direzione Y	102	165.05	1.50	0.91 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	118	31.0 mm	50.0 mm	62.10 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	118	1.52 MPa	18.00 MPa	8.45 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	1.82 MPa	18.00 MPa	10.09 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	118	118.67 MPa	400.00 MPa	29.67 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	141.62 MPa	400.00 MPa	35.40 %	Verificato
Apertura delle fessure	Inferiore - YOZ - SLU	118	0.133 mm	0.300 mm	44.22 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLU	118	0.158 mm	0.300 mm	52.72 %	Verificato
Punzonamento	SLU	0	0.00 MPa	0.00 MPa	0.00%	Verificato

9.31.5 PLINTO 4x4x1.7

Fondazione in cemento armato



Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
4000.0	4000.0	1700.0	-6000.0	-7700.0	-6000.0

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0.0 / -3500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
2 - STARTO 2	-3500.0 / -6000.0	Drenato	18.500	28.00 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000.0 / -15500.0	Drenato	18.500	32.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	18.500	0.00 °	0.00	
4 - STRATO 4	-15500.0 / -	Drenato	20.000	38.00 °	0.00	Non-coesivo
		Non drenata	20.000	0.00 °	0.00	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.30	34.00	25.26	15.00	0.50
2 - STARTO 2	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
3 - STRATO 3	0.30	40.38	30.00	15.00	0.50
4 - STRATO 4	0.25	73.00	60.83	9.90	0.33

Carichi						
Carico	Caso di carico nome	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	1124.92	6.23	25.51	26.57	-5.98
2	2 - G2	1472.81	5.18	22.16	22.96	-4.94
3	3 - Q	777.88	4.25	17.34	18.05	-4.08
4	4 - N	85.63	0.01	0.22	0.21	-0.01
Carico sul terreno G	1 - G1	0.00	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0.00	-	-	-	-

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Armatura longitudinale							
Direzione	Posizione	Momenti flettenti		Armatura			
		Comb ID	MEd (kN·m)	Richiesta (mm ²)	Fornita (mm ²)	Minimo (mm ²)	Reale
X	Inferiore	108	2379.29	9790.06	5429.70	9790.06	27 × ø16 / 150.0 mm
X	Superiore	101	0.00	0.00	5429.70	0.00	27 × ø16 / 150.0 mm
Y	Inferiore	108	2330.91	9790.06	5429.70	9790.06	27 × ø16 / 150.0 mm
Y	Superiore	101	0.00	0.00	5429.70	0.00	27 × ø16 / 150.0 mm

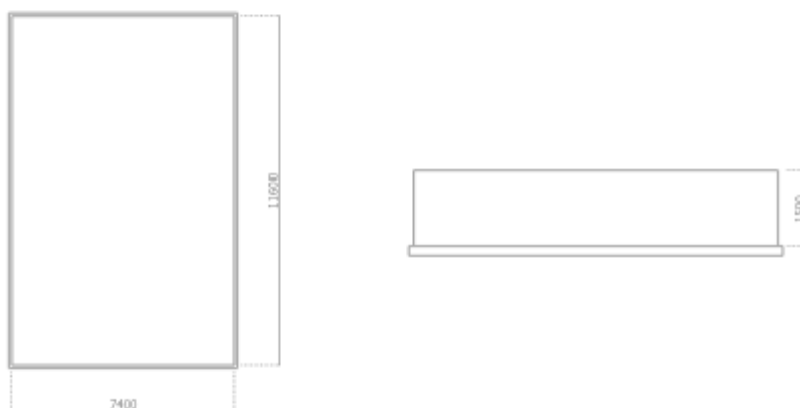
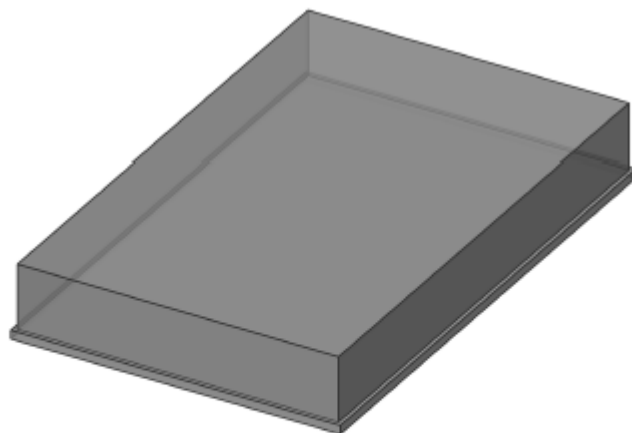
Armatura elemento supportato							
Armatura		Principale		Secondaria		Spilli/Staffe	
Teorica	Reale	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ	XOZ	YOZ
0.00 mm ²	0.00 mm ²	-	-	-	-	-	-

Verifiche geotecniche						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Portante capacità	Drenato - SLU - Senza falda	113	6403.39 kN	27665.53 kN	23.15%	Verificato
	Non drenato - SLU - Senza falda	113	6403.39 kN	27665.53 kN	23.15%	Verificato
	Drenato - SLE - Senza falda	118	6152.04 kN	33130.55 kN	18.57%	Verificato
	Non drenato - SLE - Senza falda	118	6152.04 kN	33130.55 kN	18.57%	Verificato
Compressa superficie	SLS CQ	117	98.21 %	50.00 %	50.91 %	Verificato
	SLS FQ	122	98.29 %	66.67 %	68.17 %	Verificato
	SLS QP	127	98.32 %	66.67 %	68.15 %	Verificato
	ULS	102	98.13 %	6.67 %	7.13 %	Verificato
Scorrimento	-	112	74.78 kN	2874.61 kN	2.60 %	Verificato
Ribaltamento	Direzione X	102	62.26	1.50	2.41 %	Verificato
	Direzione Y	102	271.90	1.50	0.55 %	Verificato
Cedimento	Non drenato - SLE - Senza falda	118	30.7 mm	50.0 mm	61.38 %	Verificato

Verifiche del cemento armato						
Verifica	Condizione descrizione	Comb ID	Valore	LIMITE	Lavoro Tasso	Stato
Tensione calcestruzzo	Inferiore - YOZ - SLE	118	2.04 MPa	18.00 MPa	11.32 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	2.04 MPa	18.00 MPa	11.35 %	Verificato
Tensione acciaio	Inferiore - YOZ - SLE	118	207.04 MPa	400.00 MPa	51.76 %	Verificato
	Inferiore - XOZ - SLE	118	209.42 MPa	400.00 MPa	52.36 %	Verificato

9.31.6 PLATEA 7.4X11.6X1.5

1 Geometria



Tipologia di fondazione : FONDAZIONE ISOLATA

Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
7400	11600	1500	-7000	-8500	-7000

Elemento sotto la fondazione

Tipologia di elemento sotto la fondazione	Magrone
Spessore dell'elemento	200 mm Non bloccati
Fck	12 MPa
Densità	2300 kg/m ³
Proiezione a sinistra	100 mm
Proiezione a destra	100 mm
Proiezione dietro	100 mm
Proiezione frontale	100 mm

2 Input terreno

Nessun livello superiore per la falda.

Nessun livello inferiore per la falda.

Il calcolo non viene eseguito in condizioni non drenate

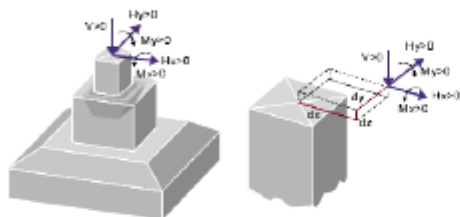
Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Profondità	Condizione	Peso (kN/m ³)	Angolo di attrito	Coesione (MPa)	Tipo
	min/max (mm)					
1 - STRATO 1	0 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-3500 /	Non drenata	18.5	0 °	0	
2 - STARTO 2	-3500 /	Drenato	18.5	28 °	0.05	Coesivo
	-6000 /	Non drenata	18.5	0 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-15500 /	Non drenata	18.5	0 °	0	
4 - STRATO 4	-15500 /	Drenato	20	38 °	0	Non-coesivo
	-	Non drenata	20	0 °	0	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.3	34	25.26	15	0.5
2 - STARTO 2	0.3	40.38	30	15	0.5
3 - STRATO 3	0.3	40.38	30	15	0.5
4 - STRATO 4	0.25	73	60.83	9.9	0.33

3 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
Id	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	G2	-	-	-	1.5	1.5	1.3	0.8	0.8	0.8
3	Q	1	0.9	0.8	1.5	1.5	1.3	0	0	0
4	NN	0.5	0.2	0	1.5	1.5	1.3	0	0	0
5	EX	-	-	-	1	1	1	1	1	1
6	EY	-	-	-	1	1	1	1	1	1
7	EZ	-	-	-	1	1	1	1	1	1
8	TEMP	0.6	0.5	0	1.5	1.5	1.3	1	1	1

Carichi						
Carico	Nome del caso di carico	V	M _x	M _y	H _x	H _y
		(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
1	1 - G1	2500	226	18959	72	125
2	2 - G2	3679	64	1262	38	12
3	3 - Q	1990	75	6777	32	10
4	4 - NN	205	0	7131	0	0
5	5 - EX	25	293	84	47	93
6	6 - EY	-44	-1385	64	-17	-454
7	7 - EZ	-198	-124	255	0	15
8	8 - TEMP	-103	1691	-3722	-221	-1960
Carico sul terreno G	1 - G1	0	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	3 - Q	0	-	-	-	-



Posizione delle componenti della forza:

dx = 0 mm
 dy = 0 mm
 dz = 0 mm / livello superiore della fondazione

4 Ipotesi globali

Calcolo secondo le NTC 2018

4.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Fondazione Isolata
ID elemento	60
Posizione	Fondazione 60, Livello 1
Disegno	S
Livello	-7000 mm
Coordinate	X = 0 mm; Y = 0 mm; Z = 0 mm

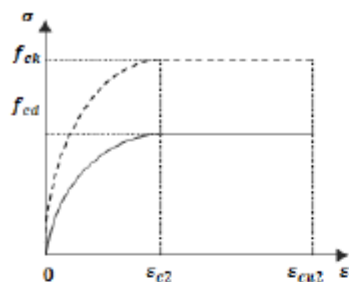
4.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN · m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²
Ampiezza Fessura	mm

4.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$e_{c2} = 2\text{‰}$$

$$e_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{ctk} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{1.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{1.3}$$

$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_s = 2500$$

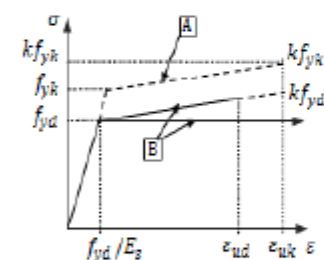
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$e_{yk} = 75\text{‰}$$

$$e_{uk} = 0.9e_{yk} = 0.9 \times 75 = 67.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

$$k = 1.15$$

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1$

SLU-S: $\gamma_s = 1$

4.4 Copriferrì

Classe d'esposizione	XC2	(UNI EN 206 – 2006)
Classe di consistenza	S3	(UNI EN 206 – 2006)
Copriferrì		(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferro nominale (mm)			Valori minimi (mm)	
Superiore	Inferiore	Laterale	c_min	c_min,b
50	50	50	30	20

Valore minimo del copriferro per la durabilità	c_min,dur = 20 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza d'esecuzione	Δc_min = 10 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza di sicurezza	Δc_min,s = 0 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	Δc_min,si = 0 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	Δc_min,add = 0 mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

5 Ipotesi di verifica

Ipotesi di verifica globali

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

Il peso proprio della fondazione viene considerato per il calcolo dell'armatura.

Metodo di progettazione dell'armatura longitudinale in assenza di momento flettente: Metodo doppia mensola.

Normative sismiche non prese in considerazione.

Il passo d'iterazione per il calcolo dell'area della sezione è 0.1 cm^2

Peso proprio del piedistallo non preso in considerazione.

Approccio di verifica 1

Ipotesi per la capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione del carico vengono presi in considerazione.

Comportamento terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Inclinazione fondazione: 0°

Ipotesi per lo scorrimento

Tipologia: Elemento in-sito

L'angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \phi'$

Ipotesi per l'eccentricità del carico

L'area a compressione della fondazione deve essere almeno uguale a:

7 % dell'area di base totale allo SLU fondamentale/eccezionale/sismico.

50 % dell'area di base totale allo SLE caratteristico.

67 % dell'area di base totale allo SLE quasi-permanente/frequente.

Fattori parziali per i parametri del terreno

Parametro del terreno	Simbolo	Comb. 1 (M1)	Comb. 2 (M2)
Angolo di resistenza al taglio *	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coesione efficace	γ_c	1	1.25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1	1.4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1	1.4
Densità	γ_γ	1	1
Resistenza ad attrito (sismica)	γ_M	1.25	1.25

* Questo fattore viene applicato alla $\tan \phi'$

Fattori parziali della resistenza

Resistenza	Simbolo	Comb. 1 (R1)	Comb. 2 (R2)
Portanza (SLU)	γ_{Rv}	1	1.8
Portanza (SLE)	$\gamma_{Rv;SLS}$	3	3
Scorrimento (SLU)	γ_{Rh}	1	1.1

6 Verifica della capacità portante

6.1 Ipotesi capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione vengono presi in considerazione.

Inclinazione fondazione: 0°.

Comportamento del terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Distribuzione pressione di contatto: Rettangolare (EC7 Annesso D)

6.2 Verifica portanza

Drenato SLU

Combinazione: 189: 1x[1 G]+1.3x[2 G]+1.3x[4 N]+1.3x[3 Q]

Carico verticale $V_d = 25418.85 \text{ kN}$

Pressione di sovraccarico: $q' = 0.16 \text{ MPa}$

Valore di progetto della resistenza del terreno
 6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{(0.1)} \cdot \gamma_{R,d}}{\gamma_{R,d}} = \frac{53.46 \text{ m}^2 \cdot 2.76 \text{ MPa}}{1.8} = 82066.76 \text{ kN}$$

Superficie portante totale della fondazione
 (D.1) della EN 1997-1

$$A' = (A - 2 \cdot |e_x|) \cdot (B - 2 \cdot |e_y|)$$

$$A' = (7600 \text{ mm} - 2 \cdot 1532.6 \text{ mm}) \cdot (11800 \text{ mm} - 2 \cdot 5.7 \text{ mm})$$

$$A' = 53.46 \text{ m}^2$$

Eccentricità lungo x

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{38957.1 \text{ kN} \cdot \text{m}}{25418.85 \text{ kN}} = 1532.6 \text{ mm}$$

Eccentricità lungo y

$$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{145.58 \text{ kN} \cdot \text{m}}{25418.85 \text{ kN}} = 5.7 \text{ mm}$$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace $\varphi' = 26.56^\circ$

Coesione efficace $c' = 0 \text{ MPa}$

Densità efficace $\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (12.59 - 1) \cdot \cot(26.56^\circ) = 23.18$

Fattore di correzione della forma $s_q = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.17 \cdot 12.59 - 1}{12.59 - 1} = 1.19$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \cdot \tan(26.56^\circ)} = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 0.99 - \frac{1 - 0.99}{23.18 \cdot \tan(26.56^\circ)} = 0.99$

La componente di carico orizzontale agisce in direzione X (B')

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{4534.8 \text{ mm}}{11788.5 \text{ mm}}}{1 + \frac{4534.8 \text{ mm}}{11788.5 \text{ mm}}} = 1.72$$

La componente di carico orizzontale agisce in direzione Y (L')

$$m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} = \frac{2 + \frac{11788.5 \text{ mm}}{4534.8 \text{ mm}}}{1 + \frac{11788.5 \text{ mm}}{4534.8 \text{ mm}}} = 1.28$$

Il carico agisce in una direzione che forma un angolo θ con la direzione di L'

$$m_\theta = m_L \cdot \cos^2(\theta) + m_B \cdot \sin^2(\theta)$$

$$m_\theta = 1.28 \cdot \cos^2(46.7^\circ) + 1.72 \cdot \sin^2(46.7^\circ) = 1.51$$

$$m = m_\theta = 1.51$$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante

	$N_q = c^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$
	$N_q = c^{\tan(26,56^\circ)} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{26,56^\circ}{2}\right) = 12,59$
Fattore di correzione della forma	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{4534,8 \text{ mm}}{11788,5 \text{ mm}} \cdot \sin(26,56^\circ) = 1,17$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \cdot \tan(26,56^\circ)]^2 = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{\alpha}$
	$i_q = \left(1 - \frac{223,97 \text{ kN}}{25418,85 \text{ kN} + 53,46 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ MPa} \cdot \cot(26,56^\circ)}\right)^{1,51} = 0,99$
Termini di superficie	
Fattore di capacità portante	$N_f = 2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi') = 2(12,59 - 1) \cdot \tan(26,56^\circ) = 11,59$
Fattore di correzione della forma	$s_y = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \cdot \frac{4534,8 \text{ mm}}{11788,5 \text{ mm}} = 0,88$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_y = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \cdot \tan(26,56^\circ)]^2 = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_y = \left 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right ^{\alpha+1}$
	$i_y = \left(1 - \frac{223,97 \text{ kN}}{25418,85 \text{ kN} + 53,46 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ MPa} \cdot \cot(26,56^\circ)}\right)^{1,51+1}$
	$i_y = 0,98$
Capacità portante ammissibile	$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_f \cdot b_y \cdot s_y \cdot i_y$
	$q_{ult} = 0 \text{ MPa} \cdot 23,18 \times 1 \times 1,19 \times 0,99 +$
	$+ 0,16 \text{ MPa} \cdot 12,59 \times 1 \times 1,17 \times 0,99 +$
	$+ 0,5 \times 18,5 \text{ kN/m}^3 \cdot 4534,8 \text{ mm} \cdot 11,59 \times 1 \times 0,88 \times 0,98$
	$q_{ult} = 2,76 \text{ MPa}$
Resistenza terreno	$V_d \leq R_d: 25418,85 \text{ kN} \leq 82066,76 \text{ kN}$
	6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018 (30,97%) Verificato
Non drenato SLU	
	Nessuna SLU combinazione in non drenate condizioni.
Drenato SLE	
Combinazione:	212: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[4 N]+1x[3 Q]
Carico verticale	$V_d = 23656,65 \text{ kN}$
Pressione di sovraccarico:	$q' = 0,16 \text{ MPa}$
Valore di progetto della resistenza del terreno	$R_d = \frac{A' \cdot q_{ult}}{\gamma_{R,s}} = \frac{55,35 \text{ m}^2 \cdot 5,5 \text{ MPa}}{3} = 101398,57 \text{ kN}$
	6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018
Superficie portante totale della fondazione	$A' = (A - 2 \cdot c_x) \cdot (B - 2 \cdot c_y)$
	$A' = (7600 \text{ mm} - 2 \cdot 1452,9 \text{ mm}) \cdot (11800 \text{ mm} - 2 \cdot 4,9 \text{ mm})$
	$A' = 55,35 \text{ m}^2$
Eccentricità lungo x	$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{34370,4 \text{ kN} \cdot \text{m}}{23656,65 \text{ kN}} = 1452,9 \text{ mm}$
Eccentricità lungo y	$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{115,1 \text{ kN} \cdot \text{m}}{23656,65 \text{ kN}} = 4,9 \text{ mm}$
Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1	
Parametri del terreno	
Angolo d'attrito efficace	$\varphi' = 32^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0 \text{ MPa}$

Densità efficace	$\gamma' = 18,5 \text{ kN/m}^3$
Termini di coesione	
Fattore di capacità portante	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (23,18 - 1) \times \cot(32^\circ) = 35,49$
Fattore di correzione della forma	$s_q = \frac{s_q \cdot N_c - 1}{N_q - 1} = \frac{1,21 \times 23,18 - 1}{23,18 - 1} = 1,22$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_q = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35,49 \times \tan(32^\circ)} = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_q = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 0,99 - \frac{1 - 0,99}{35,49 \times \tan(32^\circ)} = 0,99$
La componente di carico orizzontale agisce in direzione X (B')	$m_b = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{4694,2 \text{ mm}}{11790,3 \text{ mm}}}{1 + \frac{4694,2 \text{ mm}}{11790,3 \text{ mm}}} = 1,72$
La componente di carico orizzontale agisce in direzione Y (L')	$m_l = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} = \frac{2 + \frac{11790,3 \text{ mm}}{4694,2 \text{ mm}}}{1 + \frac{11790,3 \text{ mm}}{4694,2 \text{ mm}}} = 1,28$
Il carico agisce in una direzione che forma un angolo θ con la direzione di L'	$m_0 = m_l \cdot \cos^2(\theta) + m_b \cdot \sin^2(\theta)$ $m_0 = 1,28 \times \cos^2(44,01^\circ) + 1,72 \times \sin^2(44,01^\circ) = 1,49$ $m = m_0 = 1,49$
Termini di sovraccarico	
Fattore di capacità portante	$N_q = e^{2.5\varphi'} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$ $N_q = e^{2.5(32^\circ)} \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2}\right) = 23,18$
Fattore di correzione della forma	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{4694,2 \text{ mm}}{11790,3 \text{ mm}} \times \sin(32^\circ) = 1,21$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$ $i_q = \left(1 - \frac{204,38 \text{ kN}}{23656,65 \text{ kN} + 55,35 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right)^{1,49} = 0,99$
Termini di superficie	
Fattore di capacità portante	$N_f = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(23,18 - 1) \times \tan(32^\circ) = 27,72$
Fattore di correzione della forma	$s_f = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{4694,2 \text{ mm}}{11790,3 \text{ mm}} = 0,88$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_f = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_f = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$ $i_f = \left(1 - \frac{204,38 \text{ kN}}{23656,65 \text{ kN} + 55,35 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right)^{1,49+1}$ $i_f = 0,98$
Capacità portante ammissibile	$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_f \cdot b_f \cdot s_f \cdot i_f$ $q_{ult} = 0 \text{ MPa} \times 35,49 \times 1 \times 1,22 \times 0,99 +$ $+ 0,16 \text{ MPa} \times 23,18 \times 1 \times 1,21 \times 0,99 +$ $+ 0,5 \times 18,5 \text{ kN/m}^3 \times 4694,2 \text{ mm} \times 27,72 \times 1 \times 0,88 \times 0,98$ $q_{ult} = 5,5 \text{ MPa}$
Resistenza terreno	$V_d \leq R_d: 23656,65 \text{ kN} \leq 101398,57 \text{ kN}$
6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018	(23.33%) Verificato
Non drenato SLE	

Nessuna SLE combinazione in non drenate condizioni.

7 Eccentricità carico

7.1 Verifica della superficie compressa

Combinazione SLU 117: 0.9x[1 G]+0.8x[2 G]+1.5x[4 N]+1.5x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 53.59 \% \geq 6.67 \%$
13.06 % (Verificato)

Combinazione SLE QP 224: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.8x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 70.41 \% \geq 66.67 \%$
95.15 % (Verificato)

Combinazione SLE CQ 212: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[4 N]+1x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 61.72 \% \geq 50 \%$
81.02 % (Verificato)

Combinazione SLE FQ 220: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.2x[4 N]+0.8x[3 Q]

Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 68.84 \% \geq 66.67 \%$
97.33 % (Verificato)

7.2 Verifica semplificata dell'eccentricità

7.2.1 Verifica ellisse d'interazione

Combinazione SLU 117: 0.9x[1 G]+0.8x[2 G]+1.5x[4 N]+1.5x[3 Q]

Verifica d'eccentricità $\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{1761.6 \text{ mm}}{7600 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{6 \text{ mm}}{11800 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
48.35 % (Verificato)

Combinazione SLE QP 224: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.8x[3 Q]

Verifica d'eccentricità $\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{1122.3 \text{ mm}}{7600 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{4.5 \text{ mm}}{11800 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
19.63 % (Verificato)

Combinazione SLE CQ 212: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[4 N]+1x[3 Q]

Verifica d'eccentricità $\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{1452.9 \text{ mm}}{7600 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{4.9 \text{ mm}}{11800 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
32.89 % (Verificato)

Combinazione SLE FQ 220: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.2x[4 N]+0.8x[3 Q]

Verifica d'eccentricità $\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{1182.1 \text{ mm}}{7600 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{4.5 \text{ mm}}{11800 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
21.77 % (Verificato)

8 Verifica di scorrimento

Elemento in-sito

Angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \phi'$

Comportamento terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare)

8.1 Verifiche a scorrimento allo SLU

Comb	Condizione	Strato	H_d	$R_{h,d}$	V_d	WR
			(kN)	(kN)	(kN)	
192	Drenato	Nessuno	2420.47	9358.02	20591.95	25.87 %

DrenateCondizioni

Combinazione:

$$192: 1x[1 G]+0.8x[2 G]+1.3x[8]$$

Carico orizzontale

$$H_d = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{(184.9 \text{ kN})^2 + (2413.4 \text{ kN})^2} = 2420.47 \text{ kN}$$

Carico verticale

$$V_d = 20591.95 \text{ kN}$$

Resistenza a scorrimento

$$R_d = \frac{V_d \cdot \tan(\delta_v)}{\gamma_{h,s} \cdot \gamma_q} = \frac{20591.95 \text{ kN} \cdot \tan(32^\circ)}{1.1 \cdot 1.25} = 9358.02 \text{ kN}$$

6.2.3 del §6.2.4.1 della NTC 2018

Verifica di scorrimento

$$H_d \leq R_d: 2420.47 \text{ kN} \leq 9358.02 \text{ kN}$$

Tasso di lavoro

$$25.87 \% \text{ (Verificato)}$$

8.2 Verifiche a scorrimento allo SLU sismico

Comb	Condizione	Strato	V_{Ed}	F_{Rd}	N_{Ed}	WR
			(kN)	(kN)	(kN)	
230	Drenato	Nessuno	604.49	10750.58	21505.65	5.62 %

DrenateCondizioni

Combinazione:

$$230: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[6 S]$$

Carico orizzontale

$$V_{Ed} = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{(127 \text{ kN})^2 + (591 \text{ kN})^2} = 604.49 \text{ kN}$$

Carico verticale

$$N_{Ed} = 21505.65 \text{ kN}$$

Resistenza a scorrimento

$$F_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot \tan(\delta_v)}{\gamma_{h,s}} = \frac{21505.65 \text{ kN} \cdot \tan(32^\circ)}{1.25} = 10750.58 \text{ kN}$$

6.2.3 del §6.2.4.1 della NTC 2018

Verifica di scorrimento

$$V_{Ed} \leq F_{Rd}: 604.49 \text{ kN} \leq 10750.58 \text{ kN}$$

Tasso di lavoro

$$5.62 \% \text{ (Verificato)}$$

9 Verifica a ribaltamento

Direzione X:

Combinazione di carico

$$117: 0.9x[1 G]+0.8x[2 G]+1.5x[4 N]+1.5x[3 Q]$$

Momento stabilizzante

$$M_d = -82288.31 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento destabilizzante

$$M_{ov} = 39178.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tasso ribaltamento

$$\left| \frac{M_d}{M_{ov}} \right| = 2.1 \geq 1.5$$

$$71.42 \% \text{ (Verificato)}$$

Direzione Y:

Combinazione di carico

$$121: 0.9x[1 G]+0.8x[2 G]+1.5x[8]$$

Momento stabilizzante

$$M_d = -108999.89 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

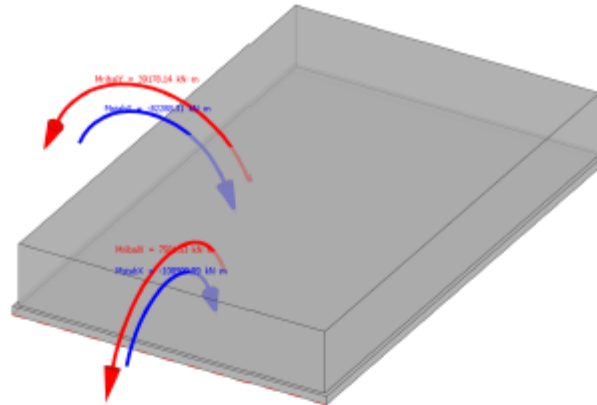
Momento destabilizzante

$$M_{ov} = 7581.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tasso ribaltamento

$$\left| \frac{M_d}{M_{ov}} \right| = 14.38 \geq 1.5$$

$$10.43 \% \text{ (Verificato)}$$



10 Verifica cedimento

La verifica dei cedimenti viene eseguita secondo il metodo semplificato elastico definito nell'appendice F della NF EN1997-1.

Combinazione di carico	112: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[4 N]+1x[3 Q]
Cedimento consentito	$s_{max} = 50 \text{ mm}$
Carico verticale caratteristico	$V = 23656,65 \text{ kN}$
Capacità portante	$P = \frac{V}{L \times B} = \frac{23656,65 \text{ kN}}{11800 \text{ mm} \times 7600 \text{ mm}} = 0,26 \text{ MPa}$
Valore di progetto del modulo di elasticità	$E_{m} = \frac{\sum_i (E_i \times h_i)}{\sum_i (h_i)} = 49,8 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = \frac{\sum_i (\nu_i)}{i} = 0,3$
Fattore di forma e rigidità	$\omega = 0,5 \ln \left(\frac{\text{Max}(L; B)}{\text{Min}(L; B)} \right) + 0,88$ $\omega = 0,5 \times \ln \left(\frac{\text{Max}(11800 \text{ mm}; 7600 \text{ mm})}{\text{Min}(11800 \text{ mm}; 7600 \text{ mm})} \right) + 0,88 = 1,1$
Coefficiente cedimento	$f = (1 - \nu^2) \times \omega = (1 - 0,3^2) \times 1,1 = 1$
Cedimento totale	$s = \frac{P \cdot B \cdot f}{E_m} = \frac{0,26 \text{ MPa} \times 7600 \text{ mm} \times 1}{49,8 \text{ MPa}} = 40,3 \text{ mm}$
Verifica cedimento	$s = 40,3 \text{ mm} < s_{max} = 50 \text{ mm}$ 80,6 % (Verificato)

11 Armatura longitudinale

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

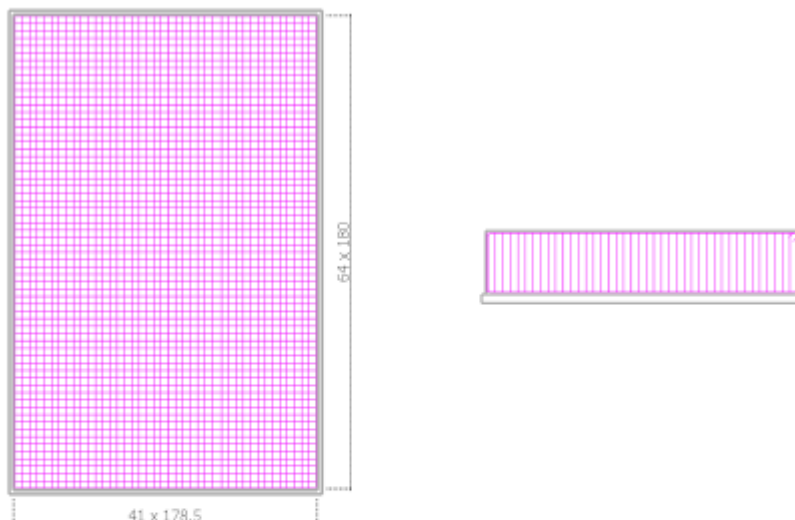
11.1 Calcolo dell'armatura della fondazione

Lungo X direzione, Inferiore lato

Combinazione di carico SLU	156: 1.3x[1 G]+1.5x[2 G]+1.5x[4 N]+1.5x[3 Q]
"Metodo DTU 13.12" ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 3, "Metodo tirante-puntone =Switch(First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 0, " ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 1, "Metodo doppia mensola" ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 2, "Metodo fondazione rigida")+"."	
Il calcolo critico risultante a	Sinistra
Lunghezza della fondazione sullo sbalzo	$L_1 = 3700 \text{ mm}$
Forza risultante del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi	$R' = q \cdot L_1 \cdot L_2 = 0.05 \text{ MPa} \times 3700 \text{ mm} \times 11600 \text{ mm} = 2052.6 \text{ kN}$
Momento flettente del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi	$M' = -R' \cdot k' = -2052.6 \text{ kN} \times 1850 \text{ mm} = -3797.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Lunghezza d'applicazione della pressione del terreno	$L' = \text{Min}(L_1 - 2e; L_1)$ $L' = \text{Min}(7400 \text{ mm} - 2 \times -2950.6 \text{ mm} ; 7400 \text{ mm}) = 1498.8 \text{ mm}$
Pressione terreno	$p = \frac{V_{Ed}}{L' \cdot L_2} = \frac{16166.19 \text{ kN}}{1498.8 \text{ mm} \times 11600 \text{ mm}} = 0.93 \text{ MPa}$ $R = V_{Ed} = 16166.19 \text{ kN}$
Forza risultante della pressione del terreno	
Momento flettente della pressione del terreno	$M = R \cdot k = 16166.19 \text{ kN} \times 2950.6 \text{ mm} = 47699.6 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} = M + M' = 47699.6 \text{ kN}\cdot\text{m} + (-3797.3 \text{ kN}\cdot\text{m})$ $M_{Ed} = 43902.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento adimensionalizzato	$\mu = \frac{ M_{Ed} }{L_2 \cdot d^2 \cdot f_{ctd}}$ $\mu = \frac{ 43902.3 \text{ kN}\cdot\text{m} }{11600 \text{ mm} \times (1450 \text{ mm})^2 \times 17 \text{ MPa}} = 105.89 \text{ ‰}$ $z = 0.5d \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ $z = 0.5 \times 1450 \text{ mm} \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 105.89 \text{ ‰}}) = 1368.7 \text{ mm}$
Armatura teorica	$A_{theo} = \frac{ M_{Ed} }{z \cdot f_{yd}} = \frac{ 43902.3 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1368.7 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa}} = 819.74 \text{ cm}^2$
Armatura minima	$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 11600 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm}$ $A_{min} = 281.49 \text{ cm}^2$
Armatura necessaria	$A_{opt} = \max\{A_{theo}; A_{min}\} = \max\{819.74 \text{ cm}^2; 281.49 \text{ cm}^2\} = 819.74 \text{ cm}^2$

Combinazione di carico SLU	139: 1.3x[1 G]+0.8x[2 G]
"Metodo DTU 13.12" ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 3, "Metodo tirante-puntone =Switch(First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 0, " ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 1, "Metodo doppia mensola" ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 2, "Metodo fondazione rigida")+."	
Il calcolo critico risultante a	Sinistra
Lunghezza della fondazione sullo sbalzo	$L_c = 3700 \text{ mm}$
Forza risultante del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi	$R' = q \cdot L_c \cdot L_2 = 0.05 \text{ MPa} \times 3700 \text{ mm} \times 11600 \text{ mm} = 2052.6 \text{ kN}$
Momento flettente del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi	$M' = -R' \cdot k' = -2052.6 \text{ kN} \times 1850 \text{ mm} = -3797.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Lunghezza d'applicazione della pressione del terreno	$L' = \text{Min}(L_1 - 2e; L_c)$ $L' = \text{Min}(7400 \text{ mm} - 2 \times [-2509.4 \text{ mm}]; 7400 \text{ mm}) = 2381.3 \text{ mm}$
Pressione terreno	$p = \frac{V_{tot}}{L' \cdot L_2} = \frac{10298.39 \text{ kN}}{2381.3 \text{ mm} \times 11600 \text{ mm}} = 0.37 \text{ MPa}$
Forza risultante della pressione del terreno	$R = p \cdot 2k \cdot L_2$ $R = 0.37 \text{ MPa} \times 2 \times 0 \text{ mm} \times 11600 \text{ mm} = 0 \text{ kN}$
Momento flettente della pressione del terreno	$M = R \cdot k = 0 \text{ kN} \times 0 \text{ mm} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} = M + M' = 0 \text{ kN}\cdot\text{m} + (-3797.3 \text{ kN}\cdot\text{m})$ $M_{Ed} = -3797.3 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento adimensionalizzato	$\mu = \frac{ M_{Ed} }{L_2 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $\mu = \frac{ -3797.3 \text{ kN}\cdot\text{m} }{11600 \text{ mm} \times (1450 \text{ mm})^2 \times 17 \text{ MPa}} = 9.16 \text{ ‰}$ $z = 0.5d \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ $z = 0.5 \times 1450 \text{ mm} \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 9.16 \text{ ‰}}) = 1443.3 \text{ mm}$
Armatura teorica	$A_{theo} = \frac{ M_{Ed} }{z \cdot f_{yd}} = \frac{ -3797.3 \text{ kN}\cdot\text{m} }{1443.3 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa}} = 67.23 \text{ cm}^2$
Armatura minima	$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 11600 \text{ mm} \times 1450 \text{ mm}$ $A_{min} = 281.49 \text{ cm}^2$
Armatura necessaria	$A_{opt} = \max\{A_{theo}; A_{min}\} = \max\{67.23 \text{ cm}^2; 281.49 \text{ cm}^2\} = 281.49 \text{ cm}^2$

Combinazione di carico SLU	172: 1.3x[1 G]+1.5x[2 G]+1.5x[8]+1.5x[3 Q]+0.75x[4 N]
"Metodo DTU 13.12" ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 3, "Metodo tirante-puntone =Switch(First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 0, " ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 1, "Metodo doppia mensola",First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 2, "Metodo fondazione rigida")+."	
Il calcolo critico risultante a	Sinistra
Lunghezza della fondazione sullo sbalzo	$L_c = 5800 \text{ mm}$
Forza risultante del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi	$R' = q \cdot L_c \cdot L_2 = 0.05 \text{ MPa} \times 5800 \text{ mm} \times 7400 \text{ mm} = 2052.6 \text{ kN}$
Momento flettente del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi	$M' = -R' \cdot k' = -2052.6 \text{ kN} \times 2900 \text{ mm} = -5952.53 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Lunghezza d'applicazione della pressione del terreno	$L' = \text{Min}(L_1 - 2e; L_c)$ $L' = \text{Min}(11600 \text{ mm} - 2 \times \{451.2 \text{ mm}\}; 11600 \text{ mm}) = 10697.5 \text{ mm}$
Pressione terreno	$p = \frac{V_{Ed}}{L' \cdot L_2} = \frac{15857.94 \text{ kN}}{10697.5 \text{ mm} \times 7400 \text{ mm}} = 0.2 \text{ MPa}$
Forza risultante della pressione del terreno	$R = p \cdot 2k \cdot L_2$ $R = 0.2 \text{ MPa} \times 2 \times 2900 \text{ mm} \times 7400 \text{ mm} = 8597.87 \text{ kN}$
Momento flettente della pressione del terreno	$M = R \cdot k = \{8597.87 \text{ kN}\} \times 2900 \text{ mm} = 24933.81 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} = M + M' = 24933.81 \text{ kN}\cdot\text{m} + (-5952.53 \text{ kN}\cdot\text{m})$ $M_{Ed} = 18981.29 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momento adimensionalizzato	$\mu = \frac{ M_{Ed} }{L_2 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $\mu = \frac{18981.29 \text{ kN}\cdot\text{m}}{7400 \text{ mm} \times (1426 \text{ mm})^2 \times 17 \text{ MPa}} = 74.2 \text{ ‰}$ $z = 0.5d \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$ $z = 0.5 \times 1426 \text{ mm} \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 74.2 \text{ ‰}}) = 1371 \text{ mm}$
Armatura teorica	$A_{teo} = \frac{ M_{Ed} }{z \cdot f_{yd}} = \frac{18981.29 \text{ kN}\cdot\text{m}}{1371 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa}} = 353.82 \text{ cm}^2$
Armatura minima	$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 7400 \text{ mm} \times 1426 \text{ mm}$ $A_{min} = 176.6 \text{ cm}^2$
Armatura necessaria	$A_{opt} = \max\{A_{teo}; A_{min}\} = \max\{353.82 \text{ cm}^2; 176.6 \text{ cm}^2\} = 353.82 \text{ cm}^2$
Armatura finale richiesta (dopo la correzione per le altre verifiche da soddisfare - tensioni, fessurazione, ecc.)	$A_{opt} = 353.82 \text{ cm}^2$
Lungo Y direzione, Superiore lato	
Armatura minima	$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 7400 \text{ mm} \times 1426 \text{ mm}$ $A_{min} = 176.6 \text{ cm}^2$
Armatura finale richiesta (dopo la correzione per le altre verifiche da soddisfare - tensioni, fessurazione, ecc.)	$A_{opt} = 70.37 \text{ cm}^2$



12 Tensioni

Inferiore lato, X direzione

Combinazione di carico **212: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[4 N]+1x[3 Q]**
 Momento flettente $M_x = 31421 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Tensione del calcestruzzo compresso $\sigma_c = 13.03 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$
72.41 % (Verificato)

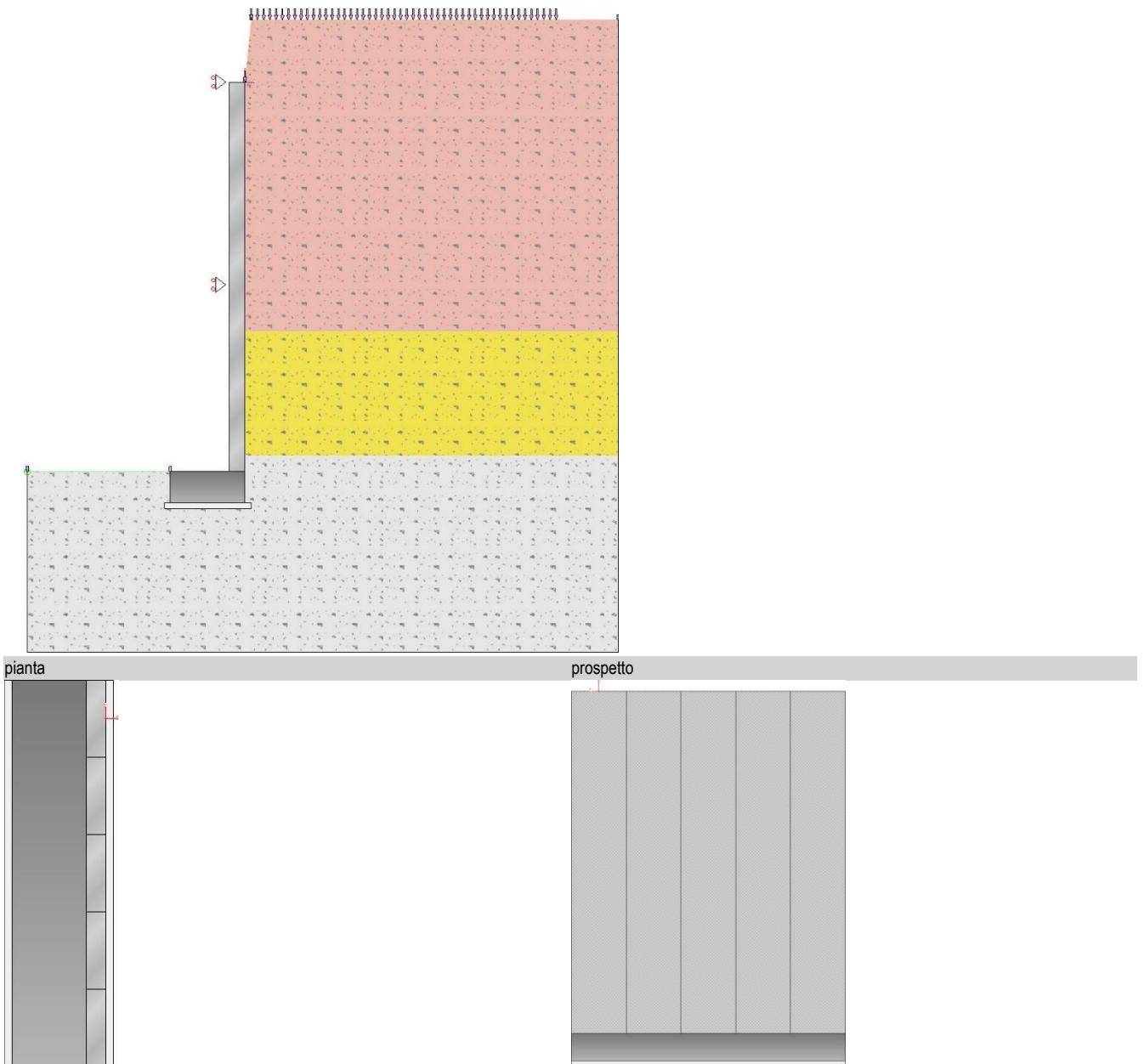
Inferiore lato, Y direzione

Combinazione di carico **216: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[8]+1x[3 Q]+0.5x[4 N]**
 Momento flettente $M_x = 13131.79 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Tensione del calcestruzzo compresso $\sigma_c = 8.47 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$
47.04 % (Verificato)

Superiore lato, X direzione

Combinazione di carico **208: 1x[1 G]+1x[2 G]**
 Momento flettente $M_x = -2921 \text{ kN}\cdot\text{m}$
 Tensione del calcestruzzo compresso $\sigma_c = 1.21 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$
6.73 % (Verificato)

9.32 Verifica muro controterra



- Riassunto verifiche

Di seguito viene riportata la tabella riassuntiva con i fattori di sicurezza minimi (= rapporto R_d/E_d o C_d/E_d) calcolati per tutte le verifiche.

La verifica si intende superata se il valore del rapporto è maggiore o uguale a 1.0.

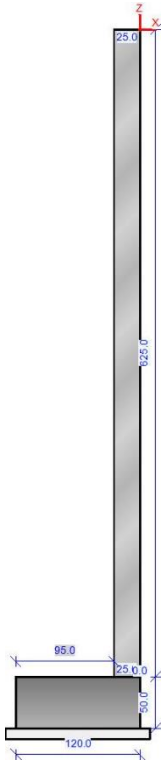
Le caselle con i trattini indicano che la verifica corrispondente non va svolta per il relativo Caso di Carico.

caso di carico	capacità portante	scorrimento	stabilità globale	FS strutturale Fusto (pressione o flessione)	FS strutturale Fusto (taglio)	FS strutturale Fusto (tensione cls)	FS strutturale Fusto (tensione acciaio)	FS strutturale Fusto (apertura fessure)	FS strutturale Fondazione (flessione)	FS strutturale Fondazione (taglio)	FS strutturale Fondazione (tensione cls)	FS strutturale Fondazione (tensione acciaio)	FS strutturale Fondazione (apertura fessure)
1 - STR(SLU)	1.02	1.18	---	4.62	7.59	---	---	---	2.24	12.81	---	---	---
2 - GEO(SLU_GEO)	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
3 - RARA(RARA)	---	---	---	---	---	---	3.07	---	---	---	10.05	2.19	---
4 - FREQ.(FREQUENTE)	---	---	---	---	---	---	---	4.14	---	---	---	---	1.58

5 - Q.PERM.(QUA SI_PERM)	---	---	---	---	---	---	---	3.11	---	---	7.54	---	1.19
--------------------------------	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------	-----	-----	------	-----	------

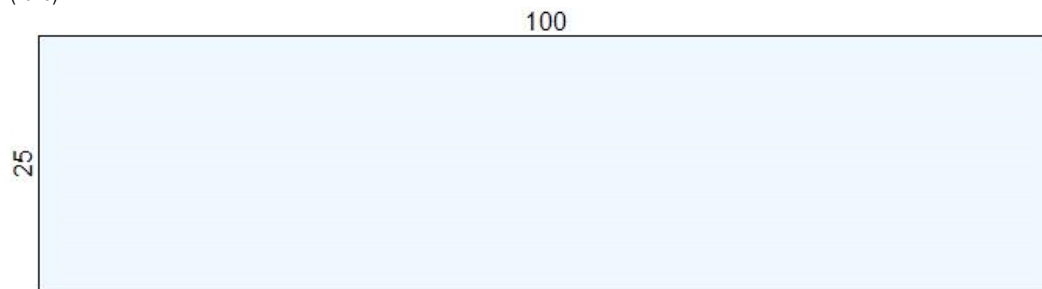
- Elementi strutturali

- Muro e fondazione



Sezione 1:

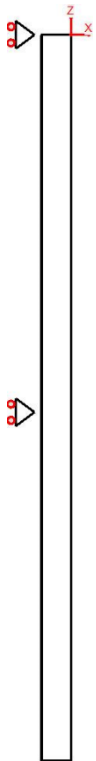
(valle)



(monte)

Sezione n. 1:
 Area [cm²]: 2 500.0
 Jz.g [cm⁴]: 130 208
 Jy.g [cm⁴]: 2 083 333
 Zg [cm]: 0.0
 Yg [cm]: 12.5

- Tiranti/Vincoli



Vincolo 1:

- descrizione = vincolo
- quota = 0 [cm]
- rotazione = libera
- traslazione = impedita (valore imposto = 0 cm)

Vincolo 2:

- descrizione = vincolo 2
- quota = -325 [cm]
- rotazione = libera
- traslazione = impedita (valore imposto = 0 cm)

- Terreno

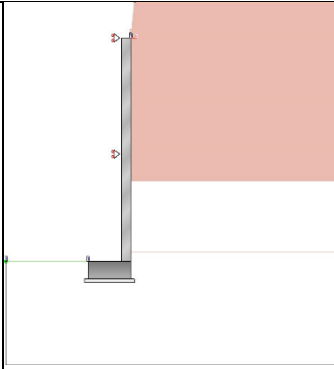
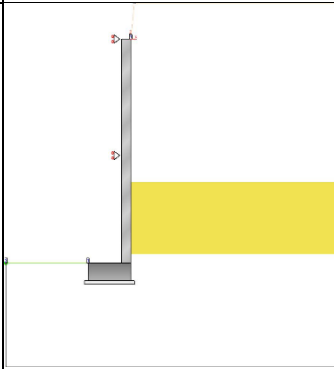
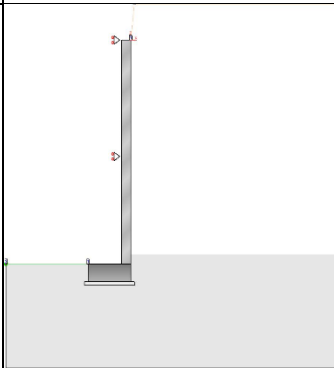
- Profili di Monte e Valle

MONTE			VALLE		
punto	x [cm]	z [cm]	punto	x [cm]	z [cm]
1	0	0	1	-120	-625
2	10	100	2	-350	-625
3	600	100			

Coordinate vertici profilo di monte e di valle.

- Strati

strato e terreno	dati inseriti	disegno strato	coord. (x;z)
------------------	---------------	----------------	--------------

<p>- 1 - Strato 1 (strato 1) Terreno 1 (non coesivo) (STRATO 1) $c' = 0$ [daN/cm²] $g = 1860$ [daN/m³] $j = 28^\circ$</p>	<p>$h = 0$ $i = 0^\circ$</p>		<p>1 (600;-400)[cm] 2 (600;100)[cm] 3 (10;100)[cm] 4 (0;0)[cm] 5 (0;-400)[cm]</p>
<p>- 2 - Strato 2 (strato 2) Terreno 3 (non coesivo) (STRATO 2) $c' = 0$ [daN/cm²] $g = 1800$ [daN/m³] $j = 30^\circ$</p>	<p>$h = -400$ $i = 0^\circ$</p>		<p>1 (600;-600)[cm] 2 (600;-400)[cm] 3 (0;-400)[cm] 4 (0;-600)[cm]</p>
<p>- 3 - Strato 3 (strato 3) Terreno 2 (non coesivo) (STRATO 3) $c' = 0$ [daN/cm²] $g = 2100$ [daN/m³] $j = 36^\circ$</p>	<p>$h = -600$ $i = 0^\circ$</p>		<p>1 (600;-915)[cm] 2 (600;-600)[cm] 3 (0;-600)[cm] 4 (0;-625)[cm] 5 (0;-675)[cm] 6 (-120;-675)[cm] 7 (-120;-625)[cm] 8 (-350;-625)[cm] 9 (-350;-915)[cm]</p>

Stratigrafia.

- Normativa, materiali e modello di calcolo

- **Norme Tecniche per le Costruzioni 17/01/2018**

- Approccio 2

Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze
<p>- permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1.3 - permanenti non strutturali/favorevole = 0.8 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.5 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.5</p>	<p>- Coesione = 1 - Angolo di attrito = 1 - Resistenza al taglio non drenata = 1</p>	<p>- Capacità portante = 1.4 - Scorrimento = 1.1 - Resistenza terreno a valle = 1.4 - Ribaltamento = 1.15 - Capacità portante (sisma) = 1.2 - Scorrimento (sisma) = 1 - Resistenza terreno a valle (sisma) = 1.2 - Ribaltamento (sisma) = 1</p>

- combinazione 2 per stabilità globale -

Combinazione 2		
Coeff. sulle azioni	Coeff. proprietà terreno	Coeff. resistenze

- permanenti/favorevole = 1 - permanenti/sfavorevole = 1 - permanenti non strutturali/favorevole = 0.8 - permanenti non strutturali/sfavorevole = 1.3 - variabili/favorevole = 0 - variabili/sfavorevole = 1.3	- Coesione = 1.25 - Angolo di attrito = 1.25 - Resistenza al taglio non drenata = 1.4	- Stabilità globale = 1.1 - Stabilità globale (sisma) = 1.2
---	---	--

- Dati di progetto dell'azione sismica:

L'analisi in condizioni sismiche non è stata eseguita.

- Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo	Acciaio
- Descrizione = C32/40 - $f_{ck} = 332$ [daN/cm ²] - $g_c = 1.5$ - $f_{cd} = 188.13$ [daN/cm ²] - $E_{cm} = 336427.78$ [daN/cm ²] - $a_{oc} = 0.85$ - $e_{c2} = 0.2000$ % - $e_{cu2} = 0.3500$ % - g (p.vol.) = 2500 [daN/m ³]	- Descrizione = B450C - $E = 2100000$ [daN/cm ²] - $f_{yk} = 4500$ [daN/cm ²] - $f_{tk} = 5175$ [daN/cm ²] - $e_{yd} = 0.1863$ % - $e_{ud} = 6.7500$ % - $g_s = 1.15$ - $f_{yd} = 3913.04$ [daN/cm ²] - $f_{ud} = 4439.81$ [daN/cm ²]

Condizioni ambientali (fusto, monte) = ordinario (X0, XC1, XC2, XC3).

Condizioni ambientali (fusto, valle) = ordinario (X0, XC1, XC2, XC3).

Condizioni ambientali (fondazione) = ordinario (X0, XC1, XC2, XC3).

- Opzioni di calcolo

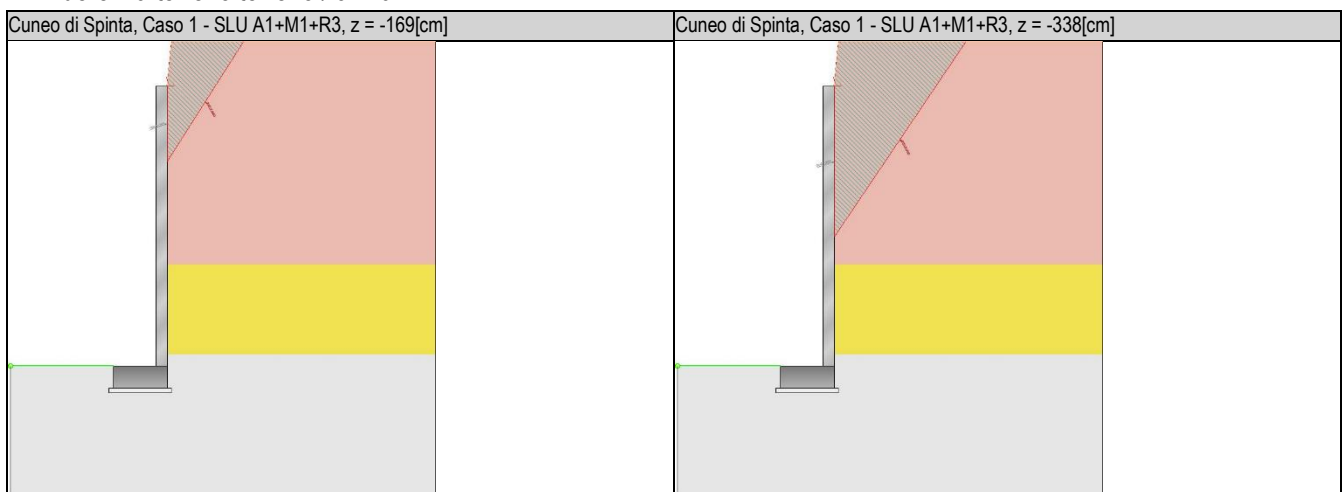
Spinte calcolate con coefficiente di spinta attiva "ka" (si considera che il muro non sia in grado di subire spostamenti). Il calcolo della spinta è svolto secondo il metodo del cuneo di tentativo generalizzato (Rif.: Renato LANCELLOTTA "Geotecnica" (2004) - NAVFAC Design Manual 7.02 (1986)). Il metodo è iterativo e prevede la suddivisione del terreno a monte dell'opera in poligoni semplici definiti dal paramento, dalla successione stratigrafica e dalla superficie di scivolamento di tentativo. La procedura automatica vaglia numerose superfici di scivolamento ad ogni quota di calcolo lungo il paramento, determinando la configurazione che comporta la spinta massima sull'opera.

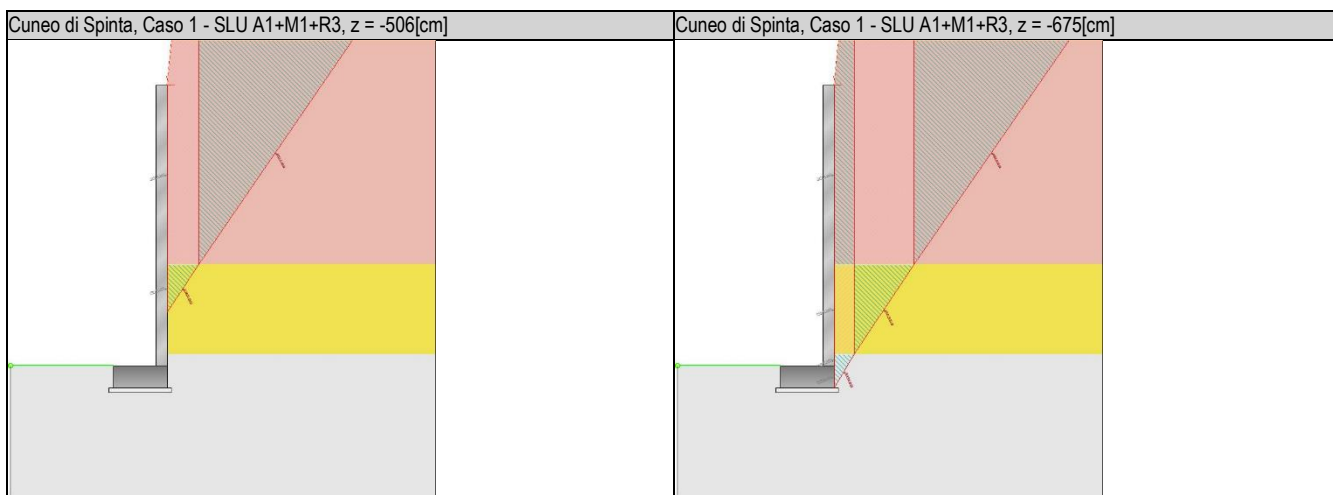
- Attrito muro terreno / $\phi' = 0.67$

- Aderenza muro terreno / $c' = 0$

- Attrito terreno terreno / $\phi' = 0.67$

- Aderenza terreno terreno / $c' = 0$





La capacità portante della fondazione nastriforme, su suolo omogeneo, viene calcolata con la formula di Brinch-Hansen (1970) considerando separatamente i contributi dovuti alla coesione, al sovraccarico laterale ed al peso del terreno, utilizzando i coefficienti di capacità portante suggeriti da vari Autori ed i coefficienti correttivi dovuti alla forma della fondazione (s), all'approfondimento (d), alla presenza di un'azione orizzontale (i), all'inclinazione del piano di posa (b) e del piano campagna (g). La resistenza a slittamento è valutata considerando l'attrito sviluppato lungo la base della fondazione, e trascurando il contributo del terreno a lato.

- Attrito fond. terreno / ϕ' o $C_u = 1$

La verifica di stabilità globale viene eseguita con i metodi di Fellenius e Bishop semplificato, utilizzando il coefficiente di sicurezza minore.

- Attrito stab. globale / ϕ' o $C_u = 1$

Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'opera viene svolto con il metodo degli elementi finiti (FEM). Gli elementi schematizzanti il muro hanno peso e caratteristiche meccaniche proprie dei materiali di cui è costituito. Il terreno spingente (a monte) è rappresentato per mezzo di azioni distribuite applicate sugli elementi. Il terreno di fondazione è rappresentato per mezzo di elementi finiti non-lineari (con parzializzazione), con opportuno coefficiente di reazione alla Winkler in compressione.

- lunghezze aste elevazione = 20 [cm]

- lunghezze aste fondazione = 10 [cm]

- coefficiente di reazione del terreno (Winkler) = 5 [daN/cm³]

La verifica delle sezioni in cemento armato viene eseguita a SLU e SLE. La pressoflessione è verificata a SLU con i diagrammi costitutivi parabola-rettangolo (cls) e bilatero (acciaio) [NTC18 4.1.2.1.2]. La resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti è verificata a SLU [NTC18 4.1.2.3.5]. A SLE si verifica lo stato limite di apertura delle fessure [NTC18 4.1.2.2.4], e la tensione massima nei materiali [NTC18 4.1.2.2.5].

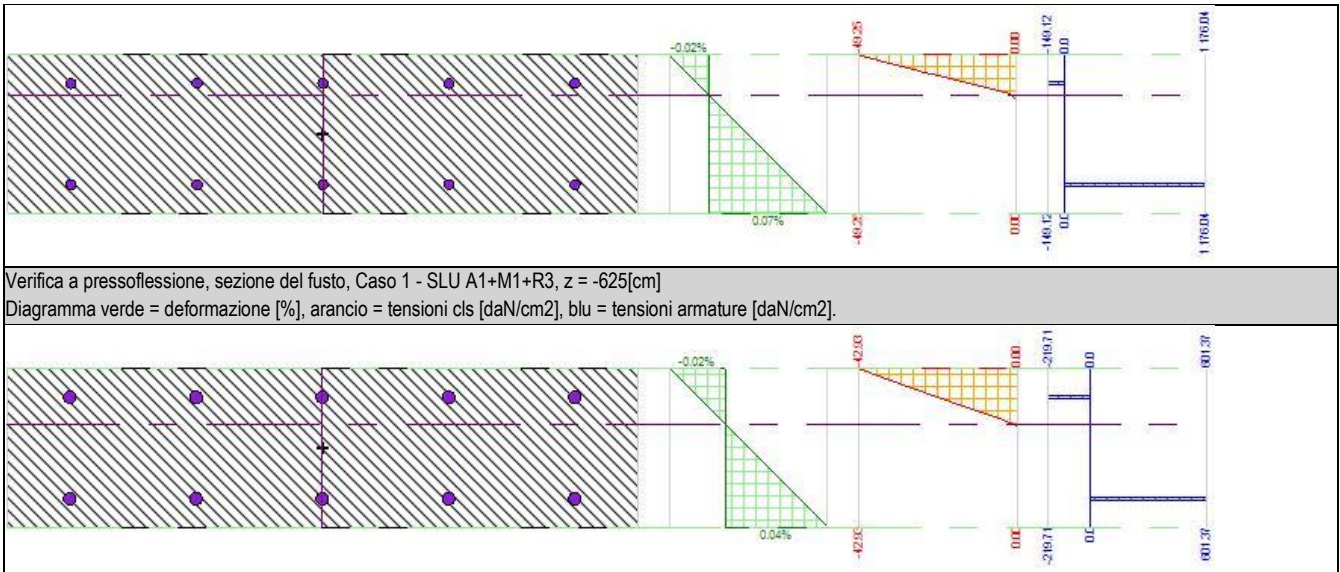
- apertura delle fessure: $k_t=0.40$, $k_1=0.80$, $k_2=0.50$, $k_3=3.40$, $k_4=0.43$. interasse barre limitato.

- lunghezza di ancoraggio, numero di diametri = 20

- lunghezza di ancoraggio, lunghezza minima = 15 [cm]

Verifica a pressoflessione, sezione del fusto, Caso 1 - SLU A1+M1+R3, z = -313[cm]

Diagramma verde = deformazione [%], arancio = tensioni cls [daN/cm²], blu = tensioni armature [daN/cm²].



Verifica a pressoflessione, sezione del fusto, Caso 1 - SLU A1+M1+R3, z = -625[cm]
 Diagramma verde = deformazione [%], arancio = tensioni cls [daN/cm2], blu = tensioni armature [daN/cm2].

- Carichi

- Carichi sul Terreno

- Carichi Nastriformi:

Carico 1:

- descrizione = carico nastriforme 1
- tipologia = variabile Categoria F
- estremi (xi;xf) = 0 [cm];500 [cm]
- tipo inserimento = sul profilo
- intensità = 0.09 [daN/cm²]

- Carichi sulla Struttura

Considera come carico principale variabile (per coeff. psi [NTC18 2.5.3]) i casi di tipo: tutti

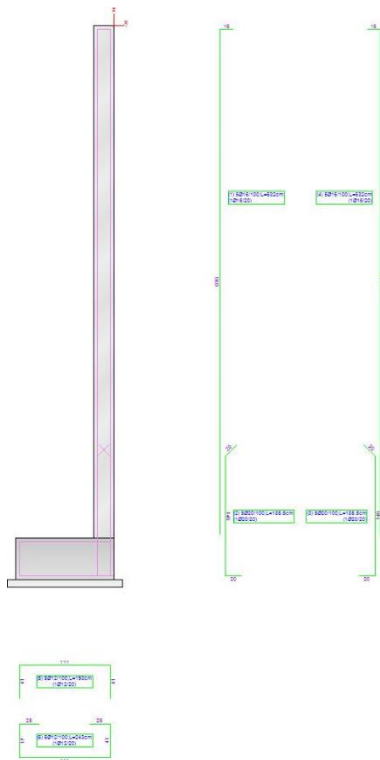
- Casi di Carico

caso	coefficienti per i carichi	
STR (SLU) descr. = SLU A1+M1+R3 coeff. = 1.3(pp.), 1.3(ter.m.), 1.3(fld.m.)1.3(ter.cs.), 1.3(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[1.50; -]
GEO (SLU_GEO) descr. = SLU A2+M2+R2 coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[1.30; -]
RARA (Caratteristica) descr. = SLE caratteristica (rara) coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[1.00; -]
FREQ. (Frequente) descr. = SLE frequente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[1.00; -]
Q.PERM. (Quasi_Perm) descr. = SLE quasi permanente coeff. = 1(pp.), 1(ter.m.), 1(fld.m.)1(ter.cs.), 1(fld.cs.)	Car.Nas.(ter) --- 1) carico nastriforme 1	[1.00; -]

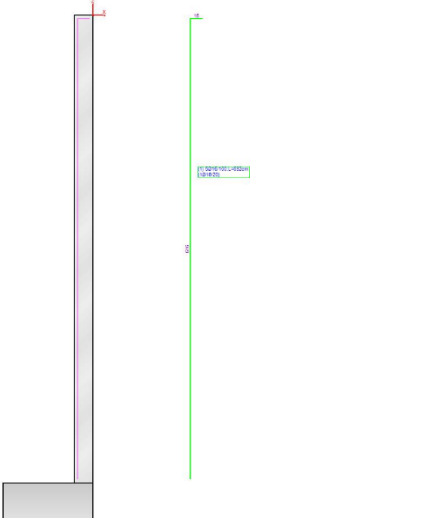
Casi di Carico

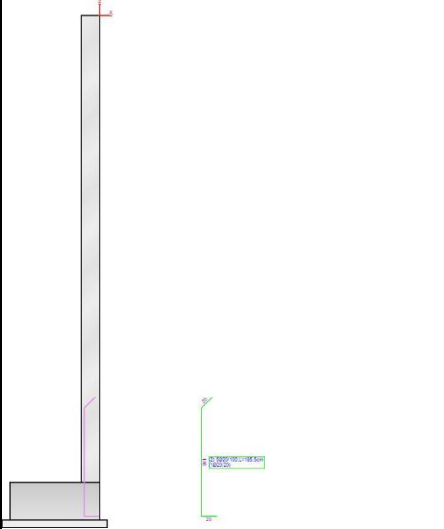
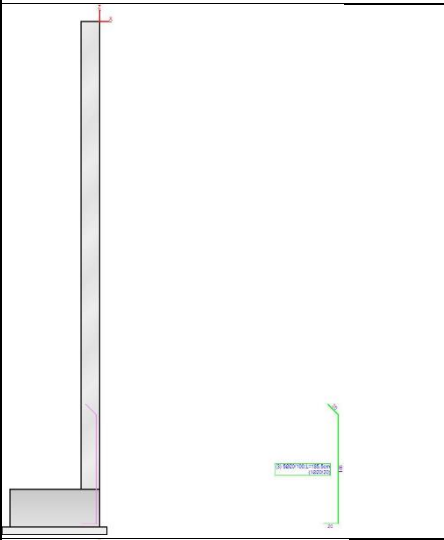
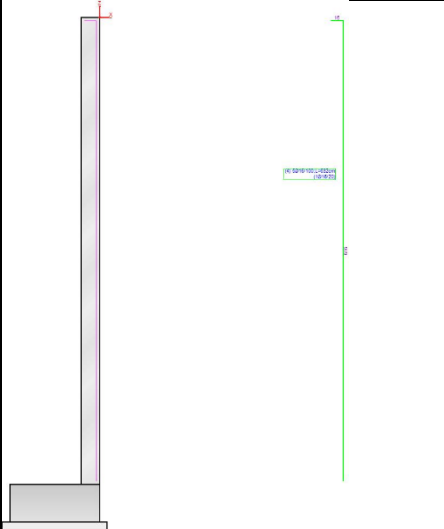
- Armatura

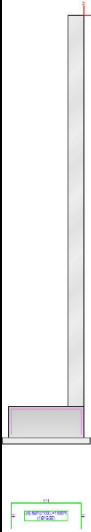

- Muro e fondazione con esplosi



- Ferri

Ferro (schema)	dati ferro	coordinate (x;z)
	<p>- 1 - gruppo = 1 num. ferri = 5 $\varnothing = 1.6$ [cm] lunghezza = 632 [cm] descrizione = ferri-tronco a valle tipo = ferrimuro_xz</p>	<p>1 (-20.5;-620.5)[cm] 2 (-20.5;-4.5)[cm] 3 (-4.5;-4.5)[cm]</p>

	<p>- 2 - gruppo = 1 num. ferri = 5 $\varnothing = 2$ [cm] lunghezza = 185.5 [cm] descrizione = ferri-ripresa a valle tipo = ferrimuro_xz</p>	<p>1 (-0.5;-670.5)[cm] 2 (-20.5;-670.5)[cm] 3 (-20.5;-525)[cm] 4 (-6.36;-510.86)[cm]</p>
	<p>- 3 - gruppo = 2 num. ferri = 5 $\varnothing = 2$ [cm] lunghezza = 185.5 [cm] descrizione = ferri-ripresa a monte tipo = ferrimuro_xz</p>	<p>1 (-24.5;-670.5)[cm] 2 (-4.5;-670.5)[cm] 3 (-4.5;-525)[cm] 4 (-18.64;-510.86)[cm]</p>
	<p>- 4 - gruppo = 2 num. ferri = 5 $\varnothing = 1.6$ [cm] lunghezza = 632 [cm] descrizione = ferri-tronco a monte tipo = ferrimuro_xz</p>	<p>1 (-4.5;-620.5)[cm] 2 (-4.5;-4.5)[cm] 3 (-20.5;-4.5)[cm]</p>

	<p>- 5 - gruppo = 3 num. ferri = 5 $\varnothing = 1.2$ [cm] lunghezza = 193 [cm] descrizione = ferri-fondazione superiore tipo = ferrifond_xz</p>	<p>1 (-4.5;-670.5)[cm] 2 (-4.5;-629.5)[cm] 3 (-115.5;-629.5)[cm] 4 (-115.5;-670.5)[cm]</p>
	<p>- 6 - gruppo = 4 num. ferri = 5 $\varnothing = 1.2$ [cm] lunghezza = 243 [cm] descrizione = ferri-fondazione inferiore tipo = ferrifond_xz</p>	<p>1 (-29.5;-629.5)[cm] 2 (-4.5;-629.5)[cm] 3 (-4.5;-670.5)[cm] 4 (-115.5;-670.5)[cm] 5 (-115.5;-629.5)[cm] 6 (-90.5;-629.5)[cm]</p>

- Ferri

- Armatura a Taglio (staffe)

Per la verifica a Taglio degli elementi del contrafforte sono state inserite delle staffe per campi verticali con le seguenti caratteristiche:

- tratto n° = 1
- altezza = 625 [cm]
- numero bracci = 5
- passo staffe = 20 [cm]
- diametro staffe = 1.2 [cm]

- Armatura a Taglio in fondazione

Per la verifica a Taglio della fondazione sono state inserite delle armature con le seguenti caratteristiche:

- Mensola di VALLE
- numero bracci = 5
- passo staffe = 20 [cm]

- diametro staffe = 1.4 [cm]
- Mensola di MONTE
- numero bracci = 5
- passo staffe = 20 [cm]
- diametro staffe = 1.4 [cm]

- Verifiche Geotecniche

caso di carico	capacità portante	scorrimento	equilibrio
1 - STR (SLU)	- Drenata - q di progetto = 1.23 [daN/cm ²] q limite = 1.25 [daN/cm ²] --> fs = 1.02 [Verificato]	- Drenata - v applicato = 8820.04 [daN] v limite = 10423.52 [daN] --> fs = 1.18 [Verificato]	- Ribaltamento - verifica non prevista - Stab. globale - verifica non prevista

Verifiche geotecniche della fondazione.

- Verifiche Strutturali

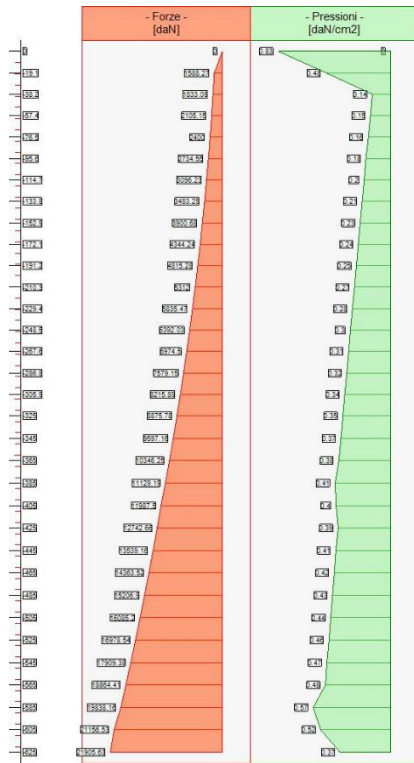
- Diagrammi delle Spinte e Pressioni

- Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

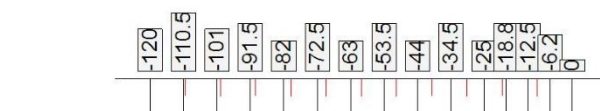
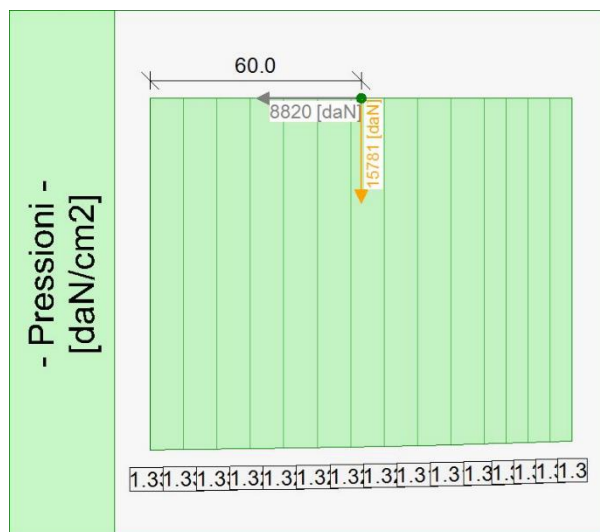
Elevazione				Fondazione	
quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]	Forze [daN]		quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]
0	0	0	•	-120	1.33
0	0.83	0	•	-110.5	1.33
-19.12	0.48	1588.27	•	-101	1.33
-38.24	0.14	1833.09	•	-91.5	1.32
-57.35	0.15	2105.15	•	-82	1.32
-76.47	0.16	2400	•	-72.5	1.32
-95.59	0.18	2734.55	•	-63	1.32
-114.71	0.2	3096.23	•	-53.5	1.32
-133.82	0.21	3483.29	•	-44	1.31
-152.94	0.23	3900.68	•	-34.5	1.31
-172.06	0.24	4344.24	•	-25	1.31
-191.18	0.25	4815.28	•	-18.75	1.3
-210.29	0.27	5312	•	-12.5	1.3
-229.41	0.28	5835.47	•	-12.5	1.3
-248.53	0.3	6392.03	•	-6.25	1.3
-267.65	0.31	6974.5	•	0	1.3
-286.76	0.32	7579.15	•		
-305.88	0.34	8215.89	•		
-325	0.35	8875.78	•		
-345	0.37	9597.16	•		
-365	0.38	10346.25	•		
-385	0.41	11129.19	•		
-405	0.4	11987.5	•		
-425	0.39	12742.66	•		
-445	0.41	13539.16	•		
-465	0.42	14363.52	•		
-485	0.43	15206.9	•		
-505	0.44	16085.2	•		

-525	0.46	16978.54	•		
-545	0.47	17909.38	•		
-565	0.48	18864.41	•		
-585	0.57	19838.16	•		
-605	0.52	21156.53	•		
-625	0.37	21905.63	•		

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Pressioni sul terreno, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Risultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 21905.63 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 7815.97 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 23999.09 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 8753.29 [daN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

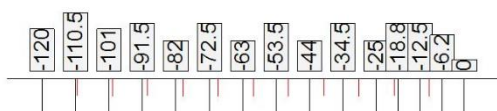
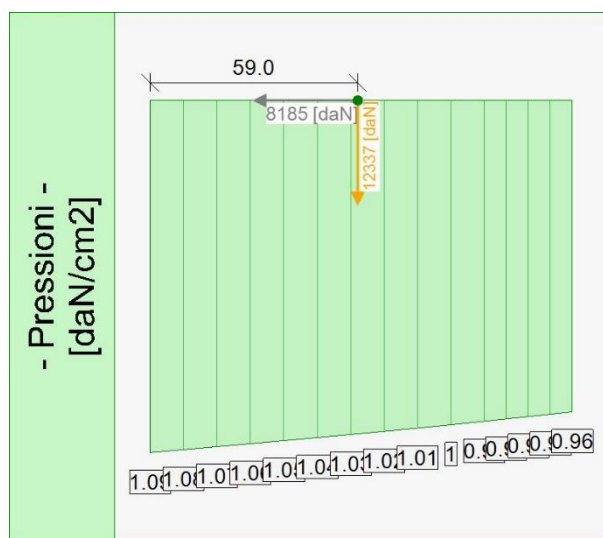
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 60 [cm]
- forza orizzontale = 8820 [daN]
- forza verticale = 15781 [daN]
- Caso 2 (GEO [SLU_GEO] - SLU A2+M2+R2)

Elevazione				Fondazione	
quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]	Forze [daN]		quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]
0	0	0	•	-120	1.09
0	0.83	0	•	-110.5	1.08
-19.12	0.48	1592.42	•	-101	1.07
-38.24	0.13	1831.32	•	-91.5	1.06
-57.35	0.15	2100.48	•	-82	1.05
-76.47	0.16	2391.65	•	-72.5	1.04
-95.59	0.17	2711.95	•	-63	1.03
-114.71	0.19	3060.12	•	-53.5	1.02
-133.82	0.2	3437.7	•	-44	1.01
-152.94	0.22	3839.76	•	-34.5	1
-172.06	0.23	4270.96	•	-25	0.99
-191.18	0.25	4723.52	•	-18.75	0.98
-210.29	0.26	5208.8	•	-12.5	0.98
-229.41	0.27	5716.1	•	-12.5	0.98
-248.53	0.29	6251.06	•	-6.25	0.97
-267.65	0.3	6808.59	•	0	0.96
-286.76	0.31	7393.99	•		
-305.88	0.33	8004.83	•		
-325	0.34	8643	•		
-345	0.35	9336.97	•		
-365	0.37	10055.88	•		
-385	0.39	10807.23	•		
-405	0.39	11617.97	•		
-425	0.38	12356.08	•		
-445	0.39	13130.03	•		
-465	0.4	13924.34	•		
-485	0.42	14743.74	•		
-505	0.43	15599.54	•		
-525	0.44	16469.12	•		
-545	0.46	17372.21	•		
-565	0.47	18294.23	•		
-585	0.54	19241.52	•		
-605	0.49	20440	•		
-625	0.38	21197.93	•		

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 2 (GEO [SLU_GEO] - SLU A2+M2+R2)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 2 (GEO [SLU_GEO] - SLU A2+M2+R2)



Pressioni sul terreno, per il Caso 2 (GEO [SLU_GEO] - SLU A2+M2+R2)

Resultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

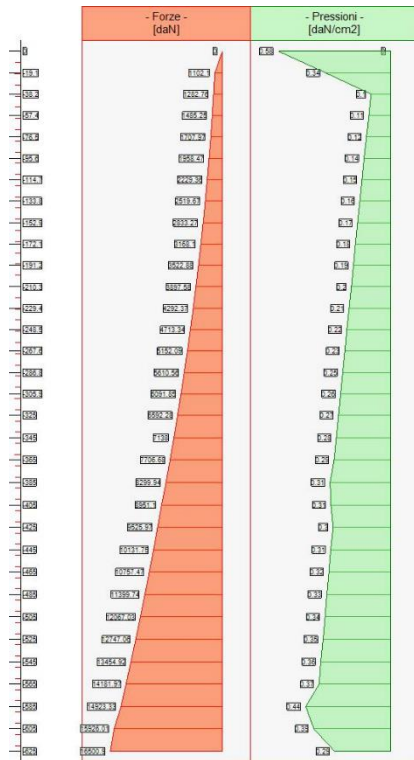
- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 21197.93 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 6157.2 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 23300.2 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 6931.17 [daN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

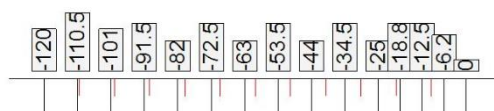
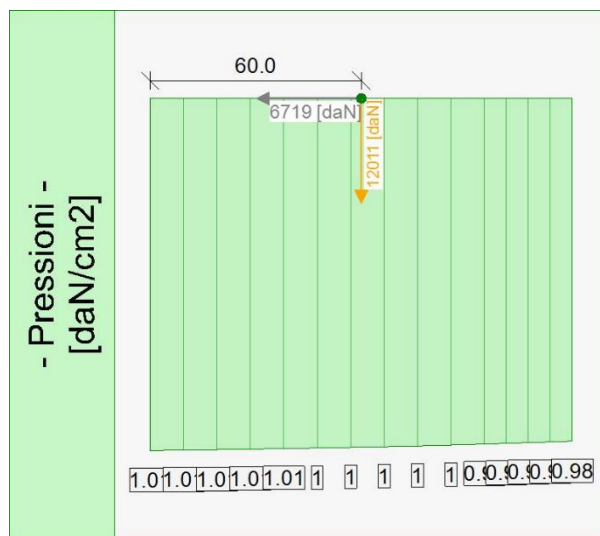
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 59 [cm]
- forza orizzontale = 8185 [daN]
- forza verticale = 12337 [daN]
- Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Elevazione			•	Fondazione	
quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]	Forze [daN]		quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]
0	0	0	•	-120	1.01
0	0.58	0	•	-110.5	1.01
-19.12	0.34	1102.1	•	-101	1.01
-38.24	0.1	1282.76	•	-91.5	1.01
-57.35	0.11	1485.25	•	-82	1.01
-76.47	0.12	1707.97	•	-72.5	1
-95.59	0.14	1958.47	•	-63	1
-114.71	0.15	2229.36	•	-53.5	1
-133.82	0.16	2519.67	•	-44	1
-152.94	0.17	2833.27	•	-34.5	1
-172.06	0.18	3168.1	•	-25	0.99
-191.18	0.19	3522.88	•	-18.75	0.99
-210.29	0.2	3897.58	•	-12.5	0.99
-229.41	0.21	4292.37	•	-12.5	0.99
-248.53	0.22	4713.34	•	-6.25	0.99
-267.65	0.23	5152.09	•	0	0.98
-286.76	0.25	5610.56	•		
-305.88	0.26	6091.85	•		
-325	0.27	6592.28	•		
-345	0.28	7138	•		
-365	0.29	7706.68	•		
-385	0.31	8299.94	•		
-405	0.31	8951.1	•		
-425	0.3	9525.97	•		
-445	0.31	10131.75	•		
-465	0.32	10757.47	•		
-485	0.33	11399.74	•		
-505	0.34	12067.03	•		
-525	0.35	12747.06	•		
-545	0.36	13454.92	•		
-565	0.37	14181.97	•		
-585	0.44	14923.33	•		
-605	0.39	15926.01	•		
-625	0.29	16500.9	•		

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))



Pressioni sul terreno, per il Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Resultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 16500.9 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 5890.68 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 18096.28 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 6605 [daN]

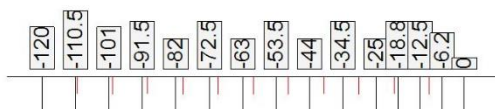
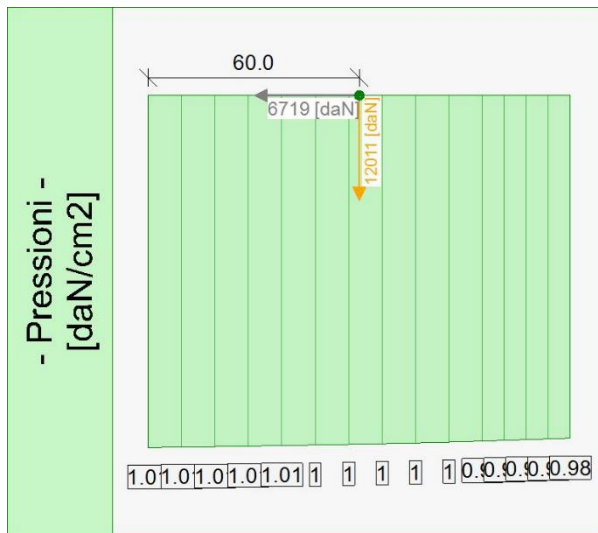
- Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 60 [cm]
 - forza orizzontale = 6719 [daN]
 - forza verticale = 12011 [daN]
 - Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Elevazione			•	Fondazione	
quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]	Forze [daN]		quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]
0	0	0	•	-120	1.01
0	0.58	0	•	-110.5	1.01
-19.12	0.34	1102.1	•	-101	1.01
-38.24	0.1	1282.76	•	-91.5	1.01
-57.35	0.11	1485.25	•	-82	1.01
-76.47	0.12	1707.97	•	-72.5	1
-95.59	0.14	1958.47	•	-63	1
-114.71	0.15	2229.36	•	-53.5	1
-133.82	0.16	2519.67	•	-44	1
-152.94	0.17	2833.27	•	-34.5	1
-172.06	0.18	3168.1	•	-25	0.99
-191.18	0.19	3522.88	•	-18.75	0.99
-210.29	0.2	3897.58	•	-12.5	0.99
-229.41	0.21	4292.37	•	-12.5	0.99
-248.53	0.22	4713.34	•	-6.25	0.99
-267.65	0.23	5152.09	•	0	0.98
-286.76	0.25	5610.56	•		
-305.88	0.26	6091.85	•		
-325	0.27	6592.28	•		
-345	0.28	7138	•		
-365	0.29	7706.68	•		
-385	0.31	8299.94	•		
-405	0.31	8951.1	•		
-425	0.3	9525.97	•		
-445	0.31	10131.75	•		
-465	0.32	10757.47	•		
-485	0.33	11399.74	•		
-505	0.34	12067.03	•		
-525	0.35	12747.06	•		
-545	0.36	13454.92	•		
-565	0.37	14181.97	•		
-585	0.44	14923.33	•		
-605	0.39	15926.01	•		
-625	0.29	16500.9	•		

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)



Pressioni sul terreno, per il Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Resultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

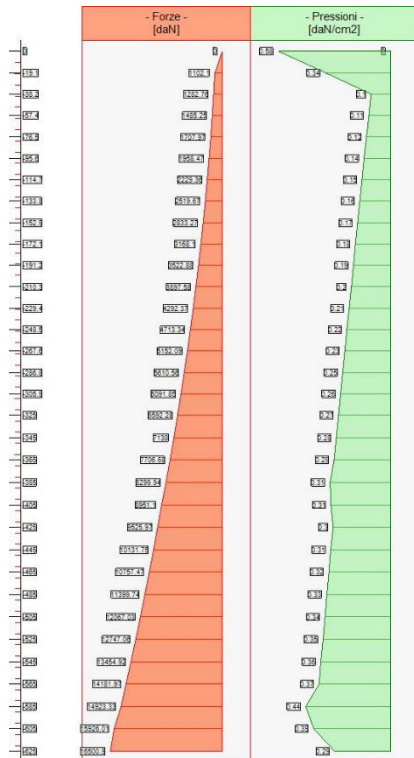
- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 16500.9 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 5890.68 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 18096.28 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 6605 [daN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

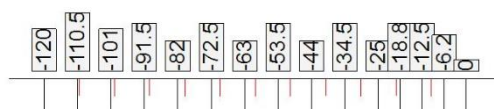
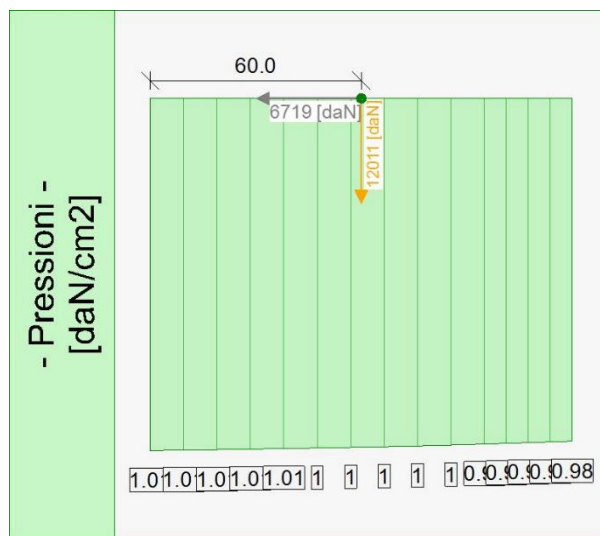
- distanza dal bordo fondazione lato valle = 60 [cm]
- forza orizzontale = 6719 [daN]
- forza verticale = 12011 [daN]
- Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Elevazione			•	Fondazione	
quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]	Forze [daN]		quota [cm]	Pressioni [daN/cm ²]
0	0	0	•	-120	1.01
0	0.58	0	•	-110.5	1.01
-19.12	0.34	1102.1	•	-101	1.01
-38.24	0.1	1282.76	•	-91.5	1.01
-57.35	0.11	1485.25	•	-82	1.01
-76.47	0.12	1707.97	•	-72.5	1
-95.59	0.14	1958.47	•	-63	1
-114.71	0.15	2229.36	•	-53.5	1
-133.82	0.16	2519.67	•	-44	1
-152.94	0.17	2833.27	•	-34.5	1
-172.06	0.18	3168.1	•	-25	0.99
-191.18	0.19	3522.88	•	-18.75	0.99
-210.29	0.2	3897.58	•	-12.5	0.99
-229.41	0.21	4292.37	•	-12.5	0.99
-248.53	0.22	4713.34	•	-6.25	0.99
-267.65	0.23	5152.09	•	0	0.98
-286.76	0.25	5610.56	•		
-305.88	0.26	6091.85	•		
-325	0.27	6592.28	•		
-345	0.28	7138	•		
-365	0.29	7706.68	•		
-385	0.31	8299.94	•		
-405	0.31	8951.1	•		
-425	0.3	9525.97	•		
-445	0.31	10131.75	•		
-465	0.32	10757.47	•		
-485	0.33	11399.74	•		
-505	0.34	12067.03	•		
-525	0.35	12747.06	•		
-545	0.36	13454.92	•		
-565	0.37	14181.97	•		
-585	0.44	14923.33	•		
-605	0.39	15926.01	•		
-625	0.29	16500.9	•		

Forze e Pressioni lungo il paramento verticale e fondazione, per il Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)



Forze (totali) e Pressioni lungo il fusto, per il Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)



Pressioni sul terreno, per il Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Resultante delle spinte sul muro (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- attacco fusto - fondazione, forza orizzontale = 16500.9 [daN]
- attacco fusto - fondazione, forza verticale = 5890.68 [daN]
- altezza totale, forza orizzontale = 18096.28 [daN]
- altezza totale, forza verticale = 6605 [daN]

Risultante delle pressioni sulla fondazione (valori da intendersi a modulo di calcolo (100 [cm])):

- distanza dal bordo fondazione lato valle = 60 [cm]
- forza orizzontale = 6719 [daN]
- forza verticale = 12011 [daN]

- Diagrammi di Sforzo Normale / Taglio / Momento

- Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Elevazione, presso-flessione									
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*m]	.	Mom.Res.POS [daN*m]	Mom.Res.NEG [daN*m]	FS >1/<1	-	-
-38.24	-935.58	1535.31	-854.03	.	8423.76	-8423.76	9.86	Verificato	
-57.35	-1182.94	1264.36	-1122.05	.	8444.57	-8444.57	7.53	Verificato	
-76.47	-1439.85	965.29	-1335.67	.	8466.19	-8466.19	6.34	Verificato	
-95.59	-1707.75	633.88	-1489.07	.	8488.74	-8488.74	5.7	Verificato	
-114.71	-1985.77	272.64	-1576.14	.	8512.11	-8512.11	5.4	Verificato	
-133.82	-2272.99	-115.66	-1591.59	.	8536.28	-8536.28	5.36	Verificato	
-152.94	-2569.73	-532.01	-1530.13	.	8561.24	-8561.24	5.6	Verificato	
-172.06	-2875.83	-975.9	-1386.42	.	8586.98	-8586.98	6.19	Verificato	
-191.18	-3190.99	-1446.49	-1155.29	.	8613.51	-8613.51	7.46	Verificato	
-210.29	-3515.13	-1943.48	-831.66	.	8640.76	-8640.76	10.39	Verificato	
-229.41	-3848.79	-2468.53	-410.41	.	8668.82	-8668.82	21.12	Verificato	
-248.53	-4192.55	-3023.29	114.08	.	8697.72	-8697.72	76.24	Verificato	
-267.65	-4545.4	-3604.83	747.27	.	8727.4	-8727.4	11.68	Verificato	
-286.76	-4906.94	-4211.96	1494.03	.	8757.78	-8757.78	5.86	Verificato	
-305.88	-5277.78	-4846.47	2359.47	.	8788.96	-8788.96	3.72	Verificato	
-325	-5657.85	-5508.15	3348.82	.	8820.91	-8820.91	2.63	Verificato	
-325	-5657.85	6295.69	3348.82	.	8820.91	-8820.91	2.63	Verificato	
-345	-6065.14	5574.96	2161.27	.	8855.14	-8855.14	4.1	Verificato	
-365	-6482.59	4824.33	1120.83	.	8890.21	-8890.21	7.93	Verificato	
-385	-6916.26	4031.01	234.38	.	8926.65	-8926.65	38.09	Verificato	
-405	-7363.49	3217.34	-490.22	.	8964.21	-8964.21	18.29	Verificato	
-425	-7811.56	2426.05	-1054.04	.	9001.86	-9001.86	8.54	Verificato	
-445	-8264.32	1632.92	-1460.52	.	9039.87	-9039.87	6.19	Verificato	
-465	-8727.78	810.77	-1705.28	.	9078.79	-9078.79	5.32	Verificato	
-485	-9200.4	-36.58	-1783.15	.	9118.48	-9118.48	5.11	Verificato	
-505	-9682.41	-909.91	-1688.91	.	9158.92	-9158.92	5.42	Verificato	
-525	-10173.82	-1808.87	-1417.47	.	9200.17	-9200.17	6.49	Verificato	
-545	-10675.8	-2736.38	-963.46	.	9242.29	-9242.29	9.59	Verificato	
-565	-11187.38	-3690.04	-321.18	.	19414.24	-19414.24	60.45	Verificato	
-585	-11747.72	-4745.27	519.33	.	19458.19	-19458.19	37.47	Verificato	
-605	-12347.74	-5835.17	1579.24	.	13084.35	-13084.35	8.29	Verificato	
-625	-12894.09	-6726.58	2840.16	.	13128.73	-13128.73	4.62	Verificato	

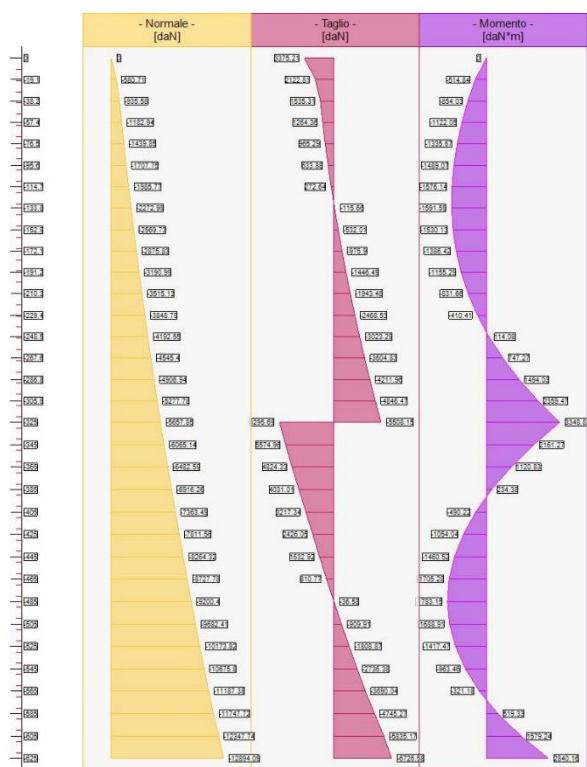
Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Elevazione, taglio									
quota [cm]	Normale [daN]	Taglio [daN]	Momento [daN*m]	.	Vrcd [daN]	Vrsd [daN]	Tag.Res. [daN]	FS >1/<1	-
-19.12	-580.71	2122.81	-514.84	.	59845.959845.86	51032.151032.1	51032.1	24.04	Verificato
-38.24	-935.58	1535.31	-854.03	.	59845.959845.86	51032.151032.1	51032.1	33.24	Verificato
-57.35	-1182.94	1264.36	-1122.05	.	59845.959845.86	51032.151032.1	51032.1	40.36	Verificato

-76.47	-1439.85	965.29	-1335.67	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	52.87	Verificato
-95.59	-1707.75	633.88	-1489.07	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	80.51	Verificato
-114.71	-1985.77	272.64	-1576.14	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	> 100	Verificato
-133.82	-2272.99	-115.66	-1591.59	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	> 100	Verificato
-152.94	-2569.73	-532.01	-1530.13	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	95.92	Verificato
-172.06	-2875.83	-975.9	-1386.42	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	52.29	Verificato
-191.18	-3190.99	-1446.49	-1155.29	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	35.28	Verificato
-210.29	-3515.13	-1943.48	-831.66	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	26.26	Verificato
-229.41	-3848.79	-2468.53	-410.41	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	20.67	Verificato
-248.53	-4192.55	-3023.29	114.08	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	16.88	Verificato
-267.65	-4545.4	-3604.83	747.27	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	14.16	Verificato
-286.76	-4906.94	-4211.96	1494.03	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	12.12	Verificato
-305.88	-5277.78	-4846.47	2359.47	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	10.53	Verificato
-325	-5657.85	-5508.15	3348.82	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	9.26	Verificato
-325	-5657.85	6295.69	3348.82	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	8.11	Verificato
-345	-6065.14	5574.96	2161.27	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	9.15	Verificato
-365	-6482.59	4824.33	1120.83	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	10.58	Verificato
-385	-6916.26	4031.01	234.38	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	12.66	Verificato
-405	-7363.49	3217.34	-490.22	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	15.86	Verificato
-425	-7811.56	2426.05	-1054.04	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	21.04	Verificato
-445	-8264.32	1632.92	-1460.52	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	31.25	Verificato
-465	-8727.78	810.77	-1705.28	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	62.94	Verificato

-485	-9200.4	-36.58	-1783.15	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	> 100	Verificato
-505	-9682.41	-909.91	-1688.91	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	56.08	Verificato
-525	-10173.82	-1808.87	-1417.47	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	28.21	Verificato
-545	-10675.8	-2736.38	-963.46	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	18.65	Verificato
-565	-11187.38	-3690.04	-321.18	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	13.83	Verificato
-585	-11747.72	-4745.27	519.33	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	10.75	Verificato
-605	-12347.74	-5835.17	1579.24	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	8.75	Verificato
-625	-12894.09	-6726.58	2840.16	•	59845.959845.8 6	51032.151032.1	51032.1	7.59	Verificato

Sforzo Normale, Taglio e Momento lungo il paramento verticale, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

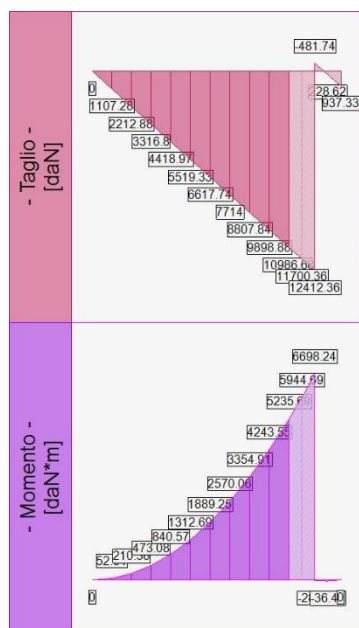
Fondazione, flessione							
quota [cm]	Taglio [daN]	Momento [daN*m]	•	Mom.Res.POS [daN*m]	Mom.Res.NEG [daN*m]	FS >1/<1	-
-110.5	1107.28	52.64	•	11743.71	-11743.71	> 100	Verificato
-101	2212.88	210.38	•	11743.71	-11743.71	55.82	Verificato
-91.5	3316.8	473.08	•	11743.71	-11743.71	24.82	Verificato
-82	4418.97	840.57	•	11743.71	-11743.71	13.97	Verificato
-72.5	5519.33	1312.69	•	11743.71	-11743.71	8.95	Verificato
-63	6617.74	1889.25	•	11743.71	-11743.71	6.22	Verificato

-53.5	7714	2570.06	•	11743.71	-11743.71	4.57	Verificato
-44	8807.84	3354.91	•	11743.71	-11743.71	3.5	Verificato
-34.5	9898.88	4243.55	•	11743.71	-11743.71	2.77	Verificato
-25	10986.68	5235.69	•	11743.71	-11743.71	2.24	Verificato

Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Fondazione, taglio							
quota [cm]	Taglio [daN]	Momento [daN*m]	•	Tag.Res. [daN]	FS	-	-
-110.5	1107.28	52.64	•	140766.87	> 100	Verificato	
-101	2212.88	210.38	•	140766.87	63.61	Verificato	
-91.5	3316.8	473.08	•	140766.87	42.44	Verificato	
-82	4418.97	840.57	•	140766.87	31.86	Verificato	
-72.5	5519.33	1312.69	•	140766.87	25.5	Verificato	
-63	6617.74	1889.25	•	140766.87	21.27	Verificato	
-53.5	7714	2570.06	•	140766.87	18.25	Verificato	
-44	8807.84	3354.91	•	140766.87	15.98	Verificato	
-34.5	9898.88	4243.55	•	140766.87	14.22	Verificato	
-25	10986.68	5235.69	•	140766.87	12.81	Verificato	

Taglio e Momento lungo la mensola di fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)



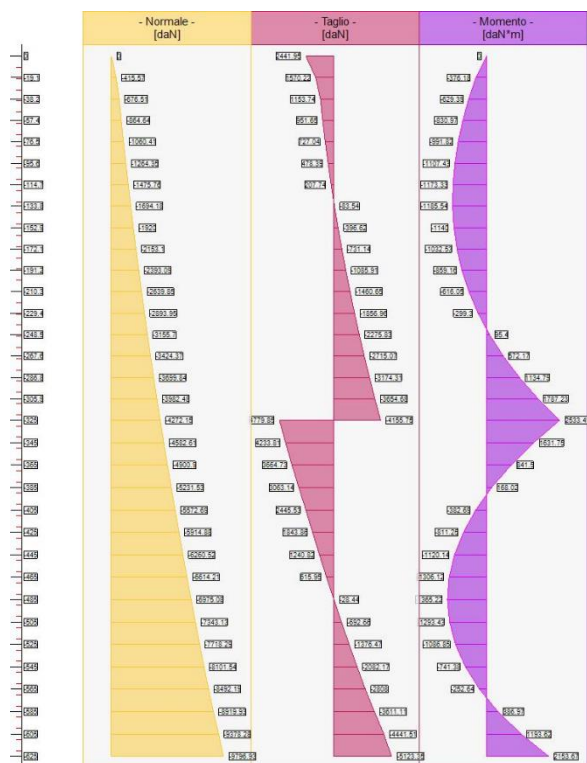
Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)
 - Caso 2 (GEO [SLU_GEO] - SLU A2+M2+R2)

Nessuna verifica per questo Caso di Carico.
 - Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Elevazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [daN/cm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [daN/cm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	-
-38.24	10	22.41	310.44	11.6	0	-	Verificato
-57.35	13.2	16.98	411.31	8.75	0	-	Verificato
-76.47	15.76	14.22	489.5	7.35	0	-	Verificato

-95.59	17.6	12.74	542.53	6.64	0	-	Verificato
-114.71	18.65	12.02	568.02	6.34	0	-	Verificato
-133.82	18.85	11.89	563.82	6.39	0	-	Verificato
-152.94	18.13	12.36	527.74	6.82	0	-	Verificato
-172.06	16.42	13.64	457.6	7.87	0	-	Verificato
-191.18	13.65	16.41	351.55	10.24	0	-	Verificato
-210.29	9.72	23.05	208.66	17.25	0	-	Verificato
-229.41	4.44	50.44	43.48	82.79	0	-	Verificato
-248.53	1.94	> 100	24.74	> 100	0	-	Verificato
-267.65	8.89	25.2	150.99	23.84	0	-	Verificato
-286.76	18.01	12.45	438.58	8.21	0	-	Verificato
-305.88	28.43	7.88	779.57	4.62	0	-	Verificato
-325	40.3	5.56	1172.56	3.07	0	-	Verificato
-325	40.3	5.56	1172.56	3.07	0	-	Verificato
-345	25.93	8.64	665.88	5.41	0	-	Verificato
-365	13.1	17.1	227.78	15.8	0	-	Verificato
-385	3.3	67.95	41.82	86.09	0	-	Verificato
-405	5.58	40.13	63.07	57.08	0	-	Verificato
-425	12.42	18.05	171.38	21.01	0	-	Verificato
-445	17.48	12.82	314.46	11.45	0	-	Verificato
-465	20.49	10.94	396.6	9.08	0	-	Verificato
-485	21.41	10.47	411.83	8.74	0	-	Verificato
-505	20.17	11.11	358.21	10.05	0	-	Verificato
-525	16.67	13.44	237.57	15.15	0	-	Verificato
-545	10.86	20.63	111.67	32.24	0	-	Verificato
-565	4.43	50.62	56.73	63.45	0	-	Verificato
-585	5.51	40.66	67.86	53.05	0	-	Verificato
-605	15.84	14.15	160.23	22.47	0	-	Verificato
-625	28.58	7.84	475.44	7.57	0	-	Verificato

Tensione nei materiali lungo il paramento verticale, per il Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

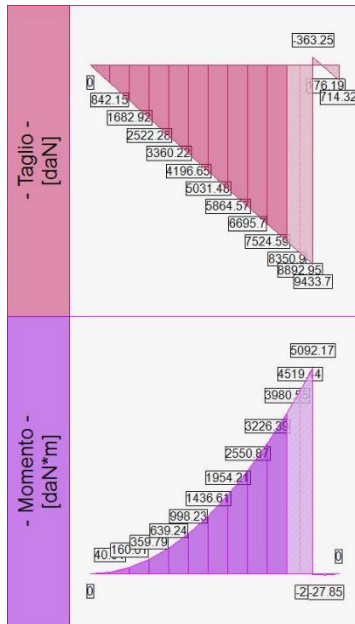


Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Fondazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [daN/cm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [daN/cm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	-
-110.5	0.22	> 100	16.55	> 100	0	-	Verificato

-101	0.9	> 100	66.13	54.43	0	-	Verificato
-91.5	2.02	> 100	148.71	24.21	0	-	Verificato
-82	3.58	62.58	264.21	13.63	0	-	Verificato
-72.5	5.59	40.07	412.59	8.73	0	-	Verificato
-63	8.05	27.85	593.78	6.06	0	-	Verificato
-53.5	10.95	20.47	807.71	4.46	0.01	-	Verificato
-44	14.29	15.68	1054.33	3.41	0.02	-	Verificato
-34.5	18.07	12.4	1333.53	2.7	0.02	-	Verificato
-25	22.3	10.05	1645.24	2.19	0.03	-	Verificato

Tensione nei materiali lungo la fondazione, per il Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara)

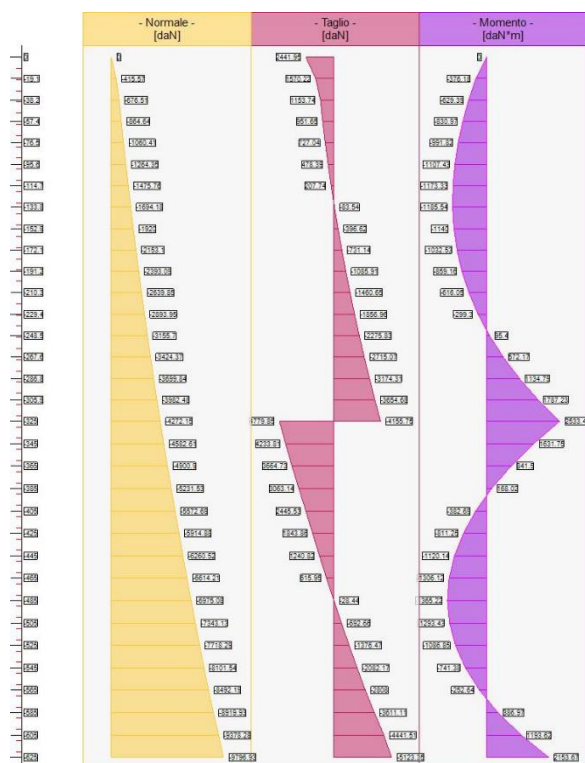


Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara)
 - Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Elevazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [daN/cm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [daN/cm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	-
-19.12	+inf.	-	0	-	0	100	Verificato
-38.24	10	-	310.44	-	0	15.49	Verificato
-57.35	13.2	-	411.31	-	0	11.69	Verificato
-76.47	15.76	-	489.5	-	0	9.83	Verificato
-95.59	17.6	-	542.53	-	0	8.87	Verificato
-114.71	18.65	-	568.02	-	0	8.49	Verificato
-133.82	18.85	-	563.82	-	0	8.58	Verificato
-152.94	18.13	-	527.74	-	0	9.2	Verificato
-172.06	16.42	-	457.6	-	0	10.68	Verificato
-191.18	13.65	-	351.55	-	0	14.06	Verificato
-210.29	9.72	-	208.66	-	0	24.38	Verificato
-229.41	4.44	-	43.48	-	0	100	Verificato
-248.53	1.94	-	24.74	-	0	100	Verificato
-267.65	8.89	-	150.99	-	0	35.05	Verificato
-286.76	18.01	-	438.58	-	0	11.37	Verificato
-305.88	28.43	-	779.57	-	0	6.28	Verificato
-325	40.3	-	1172.56	-	0	4.14	Verificato
-325	40.3	-	1172.56	-	0	4.14	Verificato

-345	25.93	-	665.88	-	0	7.43	Verificato
-365	13.1	-	227.78	-	0	23.14	Verificato
-385	3.3	-	41.82	-	0	100	Verificato
-405	5.58	-	63.07	-	0	100	Verificato
-425	12.42	-	171.38	-	0	32.04	Verificato
-445	17.48	-	314.46	-	0	16.66	Verificato
-465	20.49	-	396.6	-	0	13.05	Verificato
-485	21.41	-	411.83	-	0	12.58	Verificato
-505	20.17	-	358.21	-	0	14.66	Verificato
-525	16.67	-	237.57	-	0	22.98	Verificato
-545	10.86	-	111.67	-	0	100	Verificato
-565	4.43	-	56.73	-	0	100	Verificato
-585	5.51	-	67.86	-	0	100	Verificato
-605	15.84	-	160.23	-	0	100	Verificato
-625	28.58	-	475.44	-	0	12.84	Verificato

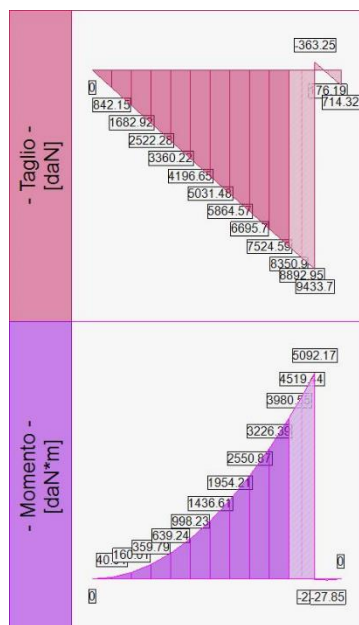
Tensione nei materiali lungo il paramento verticale, per il Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Fondazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [daN/cm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [daN/cm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	-
-110.5	0.22	-	16.55	-	0	> 100	Verificato
-101	0.9	-	66.13	-	0	39.32	Verificato
-91.5	2.02	-	148.71	-	0	17.48	Verificato
-82	3.58	-	264.21	-	0	9.84	Verificato
-72.5	5.59	-	412.59	-	0	6.3	Verificato
-63	8.05	-	593.78	-	0	4.38	Verificato
-53.5	10.95	-	807.71	-	0.01	3.22	Verificato
-44	14.29	-	1054.33	-	0.02	2.47	Verificato
-34.5	18.07	-	1333.53	-	0.02	1.95	Verificato
-25	22.3	-	1645.24	-	0.03	1.58	Verificato

Tensione nei materiali lungo la fondazione, per il Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

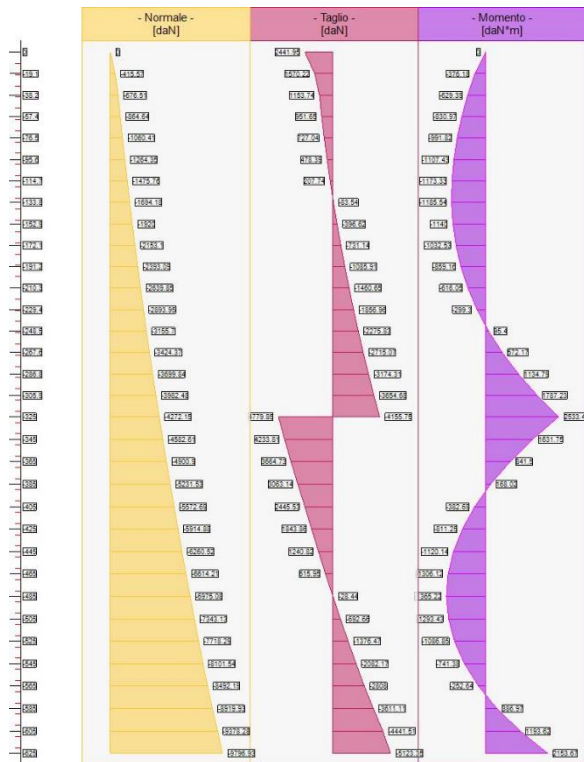


Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)
 - Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Elevazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [daN/cm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [daN/cm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	-
-38.24	10	16.81	310.44	-	0	11.62	Verificato
-57.35	13.2	12.73	411.31	-	0	8.77	Verificato
-76.47	15.76	10.67	489.5	-	0	7.37	Verificato
-95.59	17.6	9.55	542.53	-	0	6.66	Verificato
-114.71	18.65	9.01	568.02	-	0	6.37	Verificato
-133.82	18.85	8.92	563.82	-	0	6.43	Verificato
-152.94	18.13	9.27	527.74	-	0	6.9	Verificato
-172.06	16.42	10.23	457.6	-	0	8.01	Verificato
-191.18	13.65	12.31	351.55	-	0	10.55	Verificato
-210.29	9.72	17.29	208.66	-	0	18.28	Verificato
-229.41	4.44	37.83	43.48	-	0	100	Verificato
-248.53	1.94	86.68	24.74	-	0	100	Verificato
-267.65	8.89	18.9	150.99	-	0	26.29	Verificato
-286.76	18.01	9.33	438.58	-	0	8.53	Verificato
-305.88	28.43	5.91	779.57	-	0	4.71	Verificato
-325	40.3	4.17	1172.56	-	0	3.11	Verificato
-325	40.3	4.17	1172.56	-	0	3.11	Verificato
-345	25.93	6.48	665.88	-	0	5.57	Verificato
-365	13.1	12.83	227.78	-	0	17.35	Verificato
-385	3.3	50.97	41.82	-	0	100	Verificato
-405	5.58	30.1	63.07	-	0	100	Verificato
-425	12.42	13.54	171.38	-	0	24.03	Verificato
-445	17.48	9.61	314.46	-	0	12.5	Verificato
-465	20.49	8.2	396.6	-	0	9.79	Verificato
-485	21.41	7.85	411.83	-	0	9.43	Verificato
-505	20.17	8.33	358.21	-	0	10.99	Verificato
-525	16.67	10.08	237.57	-	0	17.23	Verificato
-545	10.86	15.47	111.67	-	0	100	Verificato
-565	4.43	37.97	56.73	-	0	100	Verificato
-585	5.51	30.49	67.86	-	0	100	Verificato

-605	15.84	10.61	160.23	-	0	100	Verificato
-625	28.58	5.88	475.44	-	0	9.63	Verificato

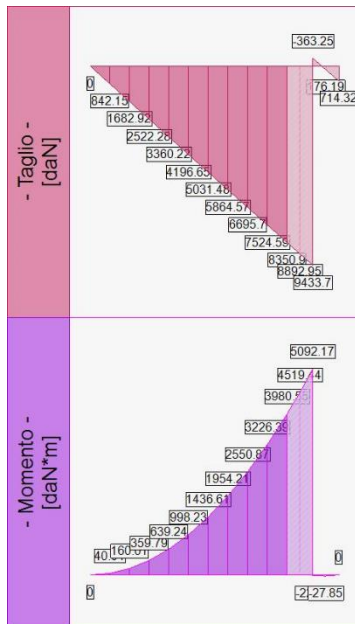
Tensione nei materiali lungo il paramento verticale, per il Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)



Sollecitazioni lungo il fusto, per il Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Fondazione, tensioni di esercizio cls, tensioni di esercizio acciaio, apertura fessure							
quota [cm]	Tensione Cls [daN/cm ²]	FS >1/<1	Tensione Acc [daN/cm ²]	FS >1/<1	Fessure [cm]	FS >1/<1	-
-110.5	0.22	> 100	16.55	-	0	> 100	Verificato
-101	0.9	> 100	66.13	-	0	29.49	Verificato
-91.5	2.02	83.39	148.71	-	0	13.11	Verificato
-82	3.58	46.93	264.21	-	0	7.38	Verificato
-72.5	5.59	30.06	412.59	-	0	4.73	Verificato
-63	8.05	20.88	593.78	-	0	3.28	Verificato
-53.5	10.95	15.35	807.71	-	0.01	2.41	Verificato
-44	14.29	11.76	1054.33	-	0.02	1.85	Verificato
-34.5	18.07	9.3	1333.53	-	0.02	1.46	Verificato
-25	22.3	7.54	1645.24	-	0.03	1.19	Verificato

Tensione nei materiali lungo la fondazione, per il Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)



Sollecitazioni in fondazione, per il Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

- Azioni sui vincoli (per modulo)

- Caso 1 (STR [SLU] - SLU A1+M1+R3)

Vincolo 1 (quota = 0 [cm])

- reazione N = 3375.2 [daN]

Vincolo 2 (quota = -325 [cm])

- reazione N = 11803.8 [daN]

- Caso 2 (GEO [SLU_GEO] - SLU A2+M2+R2)

Vincolo 1 (quota = 0 [cm])

- reazione N = 3244 [daN]

Vincolo 2 (quota = -325 [cm])

- reazione N = 11871 [daN]

- Caso 3 (RARA [Caratteristica] - SLE caratteristica (rara))

Vincolo 1 (quota = 0 [cm])

- reazione N = 2442 [daN]

Vincolo 2 (quota = -325 [cm])

- reazione N = 8935.6 [daN]

- Caso 4 (FREQ. [Frequente] - SLE frequente)

Vincolo 1 (quota = 0 [cm])

- reazione N = 2442 [daN]

Vincolo 2 (quota = -325 [cm])

- reazione N = 8935.6 [daN]

- Caso 5 (Q.PERM. [Quasi_Perm] - SLE quasi permanente)

Vincolo 1 (quota = 0 [cm])

- reazione N = 2442 [daN]

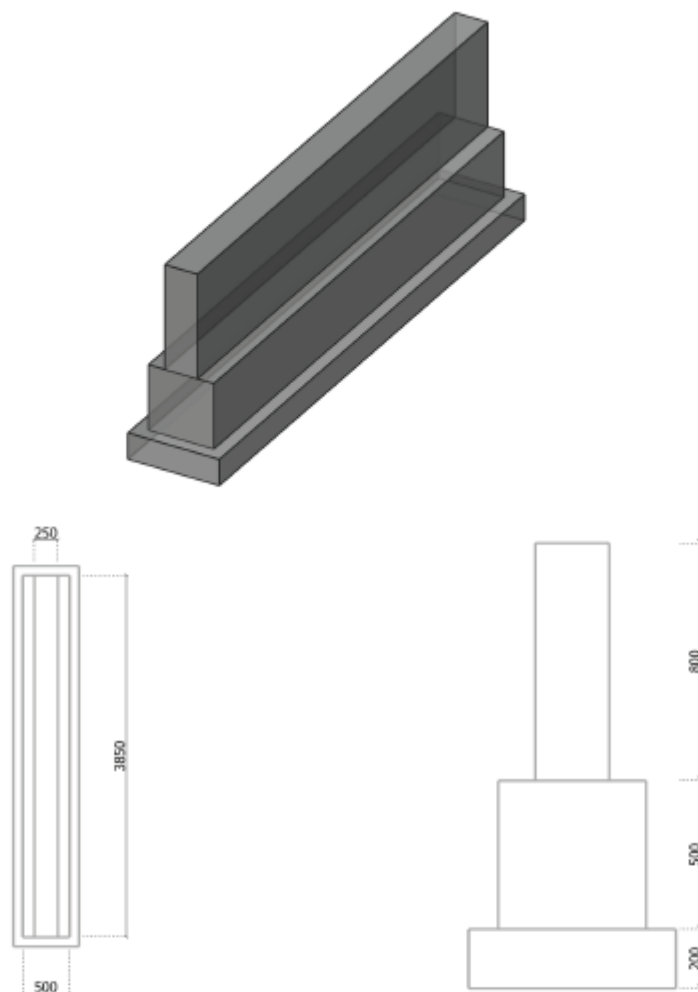
Vincolo 2 (quota = -325 [cm])

- reazione N = 8935.6 [daN]

9.33 Verifica Cordoli corpo scala 50x50cm

In questo paragrafo si andrà a visualizzare il cordolo più sollecitato situato al di sotto del corpo scala A.

1 Geometria



Tipologia di fondazione : FONDAZIONE CONTINUA

Descrizione della geometria						Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Parete (mm)			Fondazione		
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Larghezza	Altezza	Eccentricità	Superiore	Inferiore	Superiore
500	3850	500	250	800	0	-1000	-1500	-200

Elemento sotto la fondazione

Tipologia di elemento sotto la fondazione	Magrone
Spessore dell'elemento	200 mm Non bloccati
Fck	12 MPa
Densità	2300 kg/m ³
Proiezione a sinistra	100 mm
Proiezione a destra	100 mm
Proiezione dietro	100 mm
Proiezione frontale	100 mm

2 Input terreno

Nessun livello superiore per la falda.

Nessun livello inferiore per la falda.

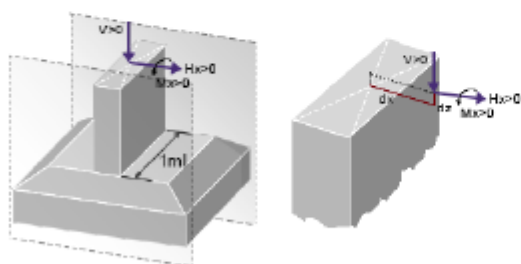
Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Min/Max	Condizione	Peso (kN/m ³)	Attrito angolo	Coesione (MPa)	Tipo
	Profondità (mm)					
1 - STRATO 1	0 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-3500	Non drenata	18.5	0 °	0	
2 - STARTO 2	-3500 /	Drenato	18.5	28 °	0.05	Coesivo
	-6000	Non drenata	18.5	0 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-15500	Non drenata	18.5	0 °	0	
4 - STRATO 4	-15500 /	Drenato	20	38 °	0	Non-coesivo
	-	Non drenata	20	0 °	0	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.3	34	25.26	15	0.5
2 - STARTO 2	0.3	40.38	30	15	0.5
3 - STRATO 3	0.3	40.38	30	15	0.5
4 - STRATO 4	0.25	73	60.83	9.9	0.33

3 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
Id	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	γ_{EQU}^{Fav}	γ_{STR}^{Fav}	γ_{GEO}^{Fav}
1	G1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	G2	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
3	Q	1	0.9	0.8	1.5	1.5	1.3	0	0	0
4	N	0.7	0.5	0.4	1.5	1.5	1.3	0	0	0
5	EX	-	-	-	1	1	1	1	1	1
6	EY	-	-	-	1	1	1	1	1	1
7	EZ	-	-	-	1	1	1	1	1	1

Carichi				
Carico caso	Caso di carico nome	V	M_y (/lm)	H_x (/lm)
		(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)
1	0 - EZ		0	0
1	0 - EY		0	0
1	0 - EX		0	0
1	0 - N		0	0
1	0 - Q		0	0
1	0 - G2		0	0
1	0 - G1		0	0
1	1 - G1	24.98	-0.43	-2
2	2 - G2	-0.33	-0.31	-1.34
3	3 - Q	-0.15	-0.14	-0.61
4	4 - N	3.76	0	-0.22
5	5 - EX	1.4	0.38	1.33
6	6 - EY	0.14	0.36	1.34
7	7 - EZ	-0.36	0.03	0.12
Carico sul terreno G		1 - G1	0	-
Carico sul terreno Q		3 - Q	0	-



Posizione delle componenti della forza:

- $dx = 0 \text{ mm}$
- $dy = 0 \text{ mm}$
- $dz = 0 \text{ mm}$ / livello superiore della fondazione

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

4 Ipotesi globali

Calcolo secondo le NTC 2018

4.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Fondazione Continua
ID elemento	4
Posizione	Fondazione 1, Livello 1
Disegno	S
Livello	
Coordinate	$X_1 = 0 \text{ mm}; Y_1 = 0 \text{ mm}; Z_1 = 0 \text{ mm}$ $X_2 = 0 \text{ mm}; Y_2 = 3850 \text{ mm}; Z_2 = 0 \text{ mm}$

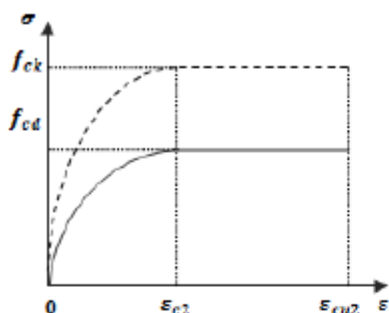
4.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN · m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²
Ampiezza Fessura	mm

4.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37_IT



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500$$

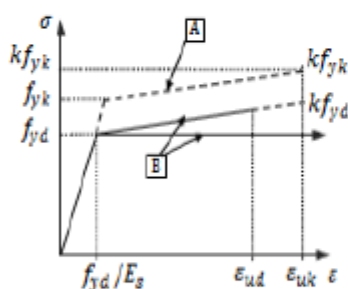
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 75\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9\epsilon_{uk} = 0.9 \times 75 = 67.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

$$k = 1.15$$

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1$

SLU-S: $\gamma_s = 1$

4.4 Copriferrì

Classe d'esposizione **XC2** (UNI EN 206 – 2006)
 Classe di consistenza **S3** (UNI EN 206 – 2006)
 Copriferrì (4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferro nominale (mm)			Valori minimi (mm)	
Superiore	Inferiore	Laterale	c_{nom}	$c_{min,b}$
40	75	40	30	10

Valore minimo del copriferro per la durabilità $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Tolleranza d'esecuzione $\Delta c_{bev} = 10 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Tolleranza di sicurezza $\Delta c_{incf} = 0 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Riduzione per acciaio inox $\Delta c_{dur,ist} = 0 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)
 Riduzione per protezione supplementare $\Delta c_{dur,add} = 0 \text{ mm}$ (4.1.6.1.3/NTC 2018)

5 Ipotesi di verifica

Ipotesi di verifica globali

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

Il peso proprio della fondazione viene considerato per il calcolo dell'armatura.

Metodo di progettazione dell'armatura longitudinale in assenza di momento flettente: Metodo doppia mensola.

Normative sismiche EC8 prese in considerazione.

Il passo d'iterazione per il calcolo dell'area della sezione è 0.1 cm²

Peso proprio del piedistallo non preso in considerazione.

Approccio di verifica 1

Ipotesi per la capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione del carico vengono presi in considerazione.

Comportamento terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Inclinazione fondazione: 0 °

Ipotesi per lo scorrimento

Tipologia: Elemento in-sito

L'angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \varphi'$

Ipotesi per l'eccentricità del carico

L'area a compressione della fondazione deve essere almeno uguale a:

7 % dell'area di base totale allo SLU fondamentale/eccezionale/sismico.

50 % dell'area di base totale allo SLE caratteristico.

67 % dell'area di base totale allo SLE quasi-permanente/frequente.

Fattori parziali per i parametri del terreno

Parametro del terreno	Simbolo	Comb. 1 (M1)	Comb. 2 (M2)
Angolo di resistenza al taglio *	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{ca}	1.00	1.40
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1.00	1.40
Densità	γ_γ	1.00	1.00
Resistenza ad attrito (sismica)	γ_M	1.25	1.25

* Questo fattore viene applicato alla $\tan \varphi'$

Fattori parziali della resistenza

Resistenza	Simbolo	Comb. 1 (R1)	Comb. 2 (R2)
Portanza (SLU)	γ_{Rv}	1.00	1.80
Portanza (SLE)	$\gamma_{Rv/SLS}$	3.00	3.00
Scorrimento (SLU)	γ_{Rb}	1.00	1.10

6 Verifica della capacità portante

6.1 Ipotesi capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione vengono presi in considerazione.

Inclinazione fondazione: 0 °.

Comportamento del terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Distribuzione pressione di contatto: Rettangolare (EC7 Annesso D)

6.2 Verifica portanza

Drenato SLU

Combinazione: 129: 1x[1 G]+1x[2 G]+1.3x[3 Q]+0.91x[4 N]

Carico verticale $V_d = 52.41 \text{ kN}/(\text{lm})$

Pressione di sovraccarico: $q' = 0.03 \text{ MPa}$

Valore di progetto della resistenza del terreno
 6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{ult,k}}{\gamma_{R,s}} = \frac{0.55 \text{ m}^2 \times 0.38 \text{ MPa}}{1.8} = 115.59 \text{ kN}/(\text{lm})$$

Superficie portante totale della fondazione
 (D.1) della EN 1997-1

$$A' = (A - 2 \cdot |e_x|) = (700 \text{ mm} - 2 \times |-75.3 \text{ mm}|) = 0.55 \text{ m}^2 (\text{lm})$$

Eccentricità lungo x

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{-3.95 \text{ kN}\cdot\text{m}}{52.41 \text{ kN}} = -75.3 \text{ mm}$$

Eccentricità lungo y

$$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN}\cdot\text{m}}{52.41 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace $\varphi' = 26.56^\circ$

Coesione efficace $c' = 0 \text{ MPa}$

Densità efficace $\gamma' = 18.5 \text{ kN}/\text{m}^3$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (12.59 - 1) \times \cot(26.56^\circ) = 23.18$

Fattore di correzione della forma $s_c = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 0.84 - \frac{1 - 0.84}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 0.83$$

La componente di carico orizzontale agisce in direzione X (B')

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{549.4 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}}}{1 + \frac{549.4 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}}} = 2$$

$$m = m_B = 2$$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante

$$N_q = e^{\alpha \tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_q = e^{\alpha \tan(26.56^\circ)} \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{26.56^\circ}{2}\right) = 12.59$$

Fattore di correzione della forma $s_q = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{4.32 \text{ kN}}{52.41 \text{ kN} + 0.55 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^2 = 0.84$$

Termini di superficie

Fattore di capacità portante $N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(12.59 - 1) \times \tan(26.56^\circ) = 11.59$

Fattore di correzione della forma	$s_f = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_f = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \cdot \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_f = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$ $i_f = \left(1 - \frac{4.32 \text{ kN}}{52.41 \text{ kN} + 0.55 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ MPa} \cdot \cot(26.56^\circ)}\right)^{2+1}$ $i_f = 0.77$
Capacità portante ammissibile	$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$ $q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \cdot 23.18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.83 +$ $+ 0.03 \text{ MPa} \cdot 12.59 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.84 +$ $+ 0.5 \cdot 18.5 \text{ kN/m}^3 \cdot 549.4 \text{ mm} \cdot 11.59 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.77$ $q_{ult,k} = 0.38 \text{ MPa}$
Resistenza terreno	$V_d \leq R_d: 52.41 \text{ kN (/lm)} \leq 115.59 \text{ kN (/lm)}$ (45.34%) Verificato
<i>6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018</i>	

Non drenato SLU

Nessuna SLU combinazione in non drenate condizioni.

Drenato SLE

Combinazione:	142: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]
Carico verticale	$V_d = 51.67 \text{ kN(/lm)}$
Pressione di sovraccarico:	$q' = 0.03 \text{ MPa}$
Valore di progetto della resistenza del terreno	$R_d = \frac{A' \cdot q_{ult,k}}{\gamma_{R,s}} = \frac{0.55 \text{ m}^2 \cdot 0.73 \text{ MPa}}{3} = 134.86 \text{ kN (/lm)}$ <i>6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018</i>
Superficie portante totale della fondazione	$A' = (A - 2 \cdot e_x) = (700 \text{ mm} - 2 \cdot -72.5 \text{ mm}) = 0.55 \text{ m}^2 \text{ (/lm)}$ <i>(D.1) della EN 1997-1</i>

Eccentricità lungo x $e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{-3.75 \text{ kN} \cdot \text{m}}{51.67 \text{ kN}} = -72.5 \text{ mm}$

Eccentricità lungo y $e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{51.67 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace	$\varphi' = 32^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0 \text{ MPa}$
Densità efficace	$\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (23.18 - 1) \cdot \cot(32^\circ) = 35.49$

Fattore di correzione della forma $s_c = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_c = b_q \cdot \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35.49 \cdot \tan(32^\circ)} = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_c = i_q \cdot \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 0.85 - \frac{1 - 0.85}{35.49 \cdot \tan(32^\circ)} = 0.84$

La componente di carico orizzontale agisce in direzione X (B')

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} = \frac{2 + \frac{555 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}}}{1 + \frac{555 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}}} = 2$$

$m = m_B = 2$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante	$N_q = e^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$ $N_q = e^{\tan(32^\circ)} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2}\right) = 23.18$
Fattore di correzione della forma	$s_q = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \cdot \tan(32^\circ)]^2 = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$ $i_q = \left(1 - \frac{4.1 \text{ kN}}{51.67 \text{ kN} + 0.55 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ MPa} \cdot \cot(32^\circ)}\right)^2 = 0.85$
Termini di superficie	
Fattore di capacità portante	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi') = 2(23.18 - 1) \cdot \tan(32^\circ) = 27.72$
Fattore di correzione della forma	$s_\gamma = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione della base	$b_\gamma = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \cdot \tan(32^\circ)]^2 = 1$
Fattore di correzione dell'inclinazione del carico	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{4.1 \text{ kN}}{51.67 \text{ kN} + 0.55 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ MPa} \cdot \cot(32^\circ)}\right)^{2+1}$ $i_\gamma = 0.78$
Capacità portante ammissibile	$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$ $q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \cdot 35.49 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.84 +$ $+ 0.03 \text{ MPa} \cdot 23.18 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.85 +$ $+ 0.5 \cdot 18.5 \text{ kN/m}^3 \cdot 555 \text{ mm} \cdot 27.72 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0.78$ $q_{ult,k} = 0.73 \text{ MPa}$
Resistenza terreno	$V_d \leq R_d: 51.67 \text{ kN (/lm)} \leq 134.86 \text{ kN (/lm)}$ (38.31%) Verificato

6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018

Non drenato SLE

Nessuna SLE combinazione in non drenate condizioni.

7 Eccentricità carico

7.1 Verifica della superficie compressa

Combinazione SLU	170: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[5 S]+0.6x[3 Q]
Verifica della superficie compressa	$\frac{A_c}{A} = 71.7 \% \geq 6.67 \%$ 9.76 % (Verificato)
Combinazione SLE QP	163: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.6x[3 Q]
Verifica della superficie compressa	$\frac{A_c}{A} = 80.12 \% \geq 66.67 \%$ 83.63 % (Verificato)
Combinazione SLE CQ	141: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]
Verifica della superficie compressa	$\frac{A_c}{A} = 78.78 \% \geq 50 \%$ 63.47 % (Verificato)

Combinazione SLE FQ 154: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.7x[3 Q]
 Verifica della superficie compressa $\frac{A_c}{A} = 79.78 \% \geq 66.67 \%$
83.98 % (Verificato)

7.2 Verifica semplificata dell'eccentricità

7.2.1 Verifica d'eccentricità EN 1997-1

Combinazione SLU 170: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[5 S]+0.6x[3 Q]
 Verifica d'eccentricità $\frac{e_x}{A} < \frac{1}{3} ; \frac{-99.1 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} < \frac{1}{3}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
42.45 % (Verificato)

Combinazione SLE QP 163: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.6x[3 Q]
 Verifica d'eccentricità $\frac{e_x}{A} < \frac{1}{3} ; \frac{-69.6 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} < \frac{1}{3}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
29.82 % (Verificato)

Combinazione SLE CQ 141: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]
 Verifica d'eccentricità $\frac{e_x}{A} < \frac{1}{3} ; \frac{-74.3 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} < \frac{1}{3}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
31.83 % (Verificato)

Combinazione SLE FQ 154: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.7x[3 Q]
 Verifica d'eccentricità $\frac{e_x}{A} < \frac{1}{3} ; \frac{-70.8 \text{ mm}}{700 \text{ mm}} < \frac{1}{3}$
 (6.5.4) della EN 1997-1
30.33 % (Verificato)

8 Verifica di scorrimento

Elemento in-sito

Angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \varphi'$

Comportamento terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare)

8.1 Verifiche a scorrimento allo SLU

Comb	Condizione	Strato	H_d	$R_{h,d}$	V_d	WR
			(kN)	(kN)	(kN)	
128	Drenato	Nessuno	4.12	22.26	48.99	18.53 %

Drenate Condizioni

Combinazione: 128: 1x[1 G]+1x[2 G]+1.3x[3 Q]
 Carico orizzontale $H_d = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{(4.12 \text{ kN})^2 + (0 \text{ kN})^2} = 4.12 \text{ kN}$
 Carico verticale $V_d = 48.99 \text{ kN}$
 Resistenza a scorrimento $R_d = \frac{V_d \cdot \tan(\delta_s)}{\gamma_{R,s} \cdot \gamma_\varphi} = \frac{48.99 \text{ kN} \cdot \tan(32^\circ)}{1.1 \cdot 1.25} = 22.26 \text{ kN}$
 (6.2.3 del §6.2.4.1 della NTC 2018)
 Verifica di scorrimento $H_d \leq R_d; 4.12 \text{ kN} \leq 22.26 \text{ kN}$
 Tasso di lavoro **18.53 % (Verificato)**

8.2 Verifiche a scorrimento allo SLU sismico

Comb	Condizione	Strato	V _{Ed}	F _{Rd}	N _{Ed}	WR
			(kN)	(kN)	(kN)	
170	Drenato	Nessuno	5.03	23.84	47.7	21.08 %

Drenate Condizioni

Combinazione:

170: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[5 S]+0.6x[3 Q]

Carico orizzontale

$$V_{Ed} = \sqrt{H_x^2 + H_y^2} = \sqrt{(5.03 \text{ kN})^2 + (0 \text{ kN})^2} = 5.03 \text{ kN}$$

Carico verticale

$$N_{Ed} = 47.7 \text{ kN}$$

Resistenza a scorrimento

6.2.3 del §6.2.4.1 della NTC 2018

$$F_{Rd} = \frac{N_{Ed} \cdot \tan(\delta_k)}{\gamma_M} = \frac{47.7 \text{ kN} \cdot \tan(32^\circ)}{1.25} = 23.84 \text{ kN}$$

Verifica di scorrimento

$$V_{Ed} \leq F_{Rd}: 5.03 \text{ kN} \leq 23.84 \text{ kN}$$

Tasso di lavoro

21.08 % (Verificato)

9 Verifica a ribaltamento

Direzione X:

Combinazione di carico

170: 1x[1 G]+1x[2 G]-1x[5 S]+0.6x[3 Q]

Momento stabilizzante

$$M_{st} = 11.92 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

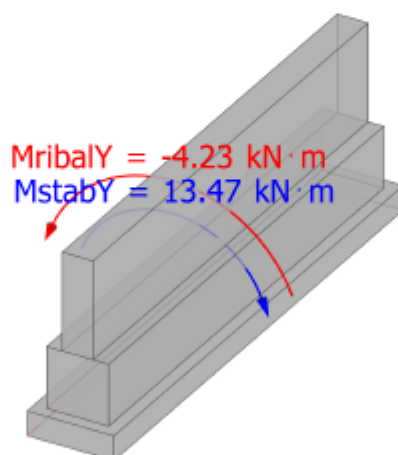
Momento destabilizzante

$$M_{dest} = -4.72 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Tasso ribaltamento

$$\left| \frac{M_{st}}{M_{dest}} \right| = 2.52 \geq 1.5$$

59.43 % (Verificato)



10 Verifica cedimento

La verifica dei cedimenti viene eseguita secondo il metodo semplificato elastico definito nell'appendice F della NF EN1997-1.

Combinazione di carico

145: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[4 N]

Cedimento consentito

$$s_{max} = 50 \text{ mm}$$

Carico verticale caratteristico

$$V = 52.94 \text{ kN}$$

Capacità portante

$$P = \frac{V}{L \times B} = \frac{52.94 \text{ kN}}{1000 \text{ mm} \times 700 \text{ mm}} = 0.08 \text{ MPa}$$

Valore di progetto del modulo di elasticità

$$E_m = \frac{\sum_i (E_i \times h_i)}{\sum_i (h_i)} = 25.26 \text{ MPa}$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = \frac{\sum_i (\nu_i)}{i} = 0.3$$

Fattore di forma e rigidezza

$$\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(L; B)}{\text{Min}(L; B)} \right) + 0.88$$

$$\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(1000 \text{ mm}; 700 \text{ mm})}{\text{Min}(1000 \text{ mm}; 700 \text{ mm})} \right) + 0.88 = 1.06$$

Coefficiente cedimento

$$f = (1 - \nu^2) \times \omega = (1 - 0.3^2) \times 1.06 = 0.96$$

Cedimento totale

$$s = \frac{P \cdot B \cdot f}{E_m} = \frac{0.08 \text{ MPa} \times 700 \text{ mm} \times 0.96}{25.26 \text{ MPa}} = 2 \text{ mm}$$

Verifica cedimento

$$s = 2 \text{ mm} < S_{\text{max}} = 50 \text{ mm}$$

4.04 % (Verificato)

11 Armatura longitudinale

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

11.1 Calcolo dell'armatura della fondazione

Combinazione di carico SLU

116: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]+1.05x[4 N]

"Metodo DTU 13.12" ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 3, "Metodo tirante-puntone =Switch(First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 0, " ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 1, "Metodo doppia mensola",First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 2,"Metodo fondazione rigida")+".

Il calcolo critico risultante a

Sinistra

Lunghezza della fondazione sullo sbalzo

$L_c = 125 \text{ mm}$

Forza risultante del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi

$R' = q \cdot L_c \cdot L_2 = 0.02 \text{ MPa} \times 125 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 1.99 \text{ kN}$

Momento flettente del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi

$M' = -R' \cdot k' = -1.99 \text{ kN} \times 100 \text{ mm} = -0.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Lunghezza d'applicazione della pressione del terreno

$L' = \text{Min}(L_1 - 2e; L_1)$
 $L' = \text{Min}(500 \text{ mm} - 2 \times \{89.4 \text{ mm}\}; 500 \text{ mm}) = 321.3 \text{ mm}$

Pressione terreno

$p = \frac{V_{Ed}}{L' \cdot L_2} = \frac{43.74 \text{ kN}}{321.3 \text{ mm} \times 3850 \text{ mm}} = 0.04 \text{ MPa}$

Forza risultante della pressione del terreno

$R = p \cdot 2k \cdot L_2$
 $R = 0.04 \text{ MPa} \times 2 \times 81.3 \text{ mm} \times 3850 \text{ mm} = 22.12 \text{ kN}$

Momento flettente della pressione del terreno

$M = |R| \cdot k = |22.12 \text{ kN}| \times 81.3 \text{ mm} = 1.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento flettente di calcolo

$M_{Ed} = M + M' = 1.8 \text{ kN} \cdot \text{m} + (-0.2 \text{ kN} \cdot \text{m})$
 $M_{Ed} = 1.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento adimensionalizzato

$\mu = \frac{|M_{Ed}|}{L_2 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$
 $\mu = \frac{|1.6 \text{ kN} \cdot \text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (425 \text{ mm})^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.52 \text{ ‰}$

$z = 0.5d \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$
 $z = 0.5 \times 425 \text{ mm} \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.52 \text{ ‰}}) = 424.9 \text{ mm}$

Armatura teorica

$A_{theor} = \frac{|M_{Ed}|}{z \cdot f_{yd}} = \frac{|1.6 \text{ kN} \cdot \text{m}|}{424.9 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa}} = 0.1 \text{ cm}^2$

Armatura minima

$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 1000 \text{ mm} \times 425 \text{ mm}$
 $A_{min} = 7.11 \text{ cm}^2$

Armatura necessaria

$A_{reqd} = \max\{A_{theor}; A_{min}\} = \max\{0.1 \text{ cm}^2; 7.11 \text{ cm}^2\} = 7.11 \text{ cm}^2$

Armatura finale richiesta

$A_{reqd,f} = 7.7 \text{ cm}^2$

(dopo la correzione per le altre verifiche da soddisfare - tensioni, fessurazione, ecc.)

Armatura fornita

$A_{prov} = 11.46 \text{ cm}^2$ **11 × ø12 (Interasse = 99.2 mm)**

Lungo X direzione, Superiore lato

Combinazione di carico SLU

115: 1.3x[1 G]+1.3x[2 G]+1.5x[3 Q]

"Metodo DTU 13.12" ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 3, "Metodo tirante-puntone =Switch(First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 0, " ,First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 1, "Metodo doppia mensola",First(Fields!ReinfMethod.Value, "ProvidedReinforcementFooting")= 2, "Metodo fondazione rigida")+".

Il calcolo critico risultante a

Sinistra

Lunghezza della fondazione sullo sbalzo

$$L_c = 125 \text{ mm}$$

Forza risultante del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi

$$R' = q \cdot L_c \cdot L_2 = 0.02 \text{ MPa} \times 125 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 1.99 \text{ kN}$$

Momento flettente del peso proprio, carichi del terreno e sovraccarichi

$$M' = -R' \cdot k' = -1.99 \text{ kN} \times 100 \text{ mm} = -0.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Lunghezza d'applicazione della pressione del terreno

$$L' = \text{Min}(L_1 - 2e; L_1)$$

$$L' = \text{Min}(500 \text{ mm} - 2 \times 95.5 \text{ mm}; 500 \text{ mm}) = 309.1 \text{ mm}$$

Pressione terreno

$$p = \frac{V_{Ed}}{L' \cdot L_2} = \frac{39.79 \text{ kN}}{309.1 \text{ mm} \times 3850 \text{ mm}} = 0.03 \text{ MPa}$$

Forza risultante della pressione del terreno

$$R = p \cdot 2k \cdot L_2$$

$$R = 0.03 \text{ MPa} \times 2 \times 0 \text{ mm} \times 3850 \text{ mm} = 0 \text{ kN}$$

Momento flettente della pressione del terreno

$$M = |R| \cdot k = |0 \text{ kN}| \times 0 \text{ mm} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento flettente di calcolo

$$M_{Ed} = M + M' = 0 \text{ kN}\cdot\text{m} + (-0.2 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

$$M_{Ed} = -0.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Momento adimensionalizzato

$$\mu = \frac{|M_{Ed}|}{L_2 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{|-0.2 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1000 \text{ mm} \times (460 \text{ mm})^2 \times 17 \text{ MPa}} = 0.06 \text{ ‰}$$

$$z = 0.5d \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = 0.5 \times 460 \text{ mm} \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.06 \text{ ‰}}) = 460 \text{ mm}$$

Armatura teorica

$$A_{theo} = \frac{|M_{Ed}|}{z \cdot f_{yd}} = \frac{|-0.2 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{460 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa}} = 0.01 \text{ cm}^2$$

Armatura minima

$$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 1000 \text{ mm} \times 460 \text{ mm}$$

$$A_{min} = 7.7 \text{ cm}^2$$

Armatura necessaria

$$A_{reqd} = \max\{A_{theo}; A_{min}\} = \max\{0.01 \text{ cm}^2; 7.7 \text{ cm}^2\} = 7.7 \text{ cm}^2$$

Armatura fornita

$$A_{prov} = 11.46 \text{ cm}^2 \quad 11 \times \phi 12 \text{ (Interasse} = 99.2 \text{ mm)}$$

Lungo Y direzione, Inferiore lato

Armatura minima

$$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 500 \text{ mm} \times 415 \text{ mm}$$

$$A_{min} = 3.47 \text{ cm}^2$$

Armatura finale richiesta

$$A_{reqd,t} = 1.92 \text{ cm}^2$$

(dopo la correzione per le altre verifiche da soddisfare - tensioni, fessurazione, ecc.)

Armatura fornita

$$A_{prov} = 2.61 \text{ cm}^2 \quad 2 \times \phi 16 \text{ (Interasse} = 105 \text{ mm)}$$

Lungo Y direzione, Superiore lato

Armatura minima

$$A_{min} = 1.67 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \text{ ‰} \times 500 \text{ mm} \times 415 \text{ mm}$$

$$A_{min} = 3.47 \text{ cm}^2$$

Armatura finale richiesta

$$A_{reqd,t} = 1.92 \text{ cm}^2$$

(dopo la correzione per le altre verifiche da soddisfare - tensioni, fessurazione, ecc.)

Armatura fornita

$$A_{prov} = 2.61 \text{ cm}^2 \quad 2 \times \phi 16 \text{ (Interasse} = 105 \text{ mm)}$$

11.2 Armatura elemento supportato

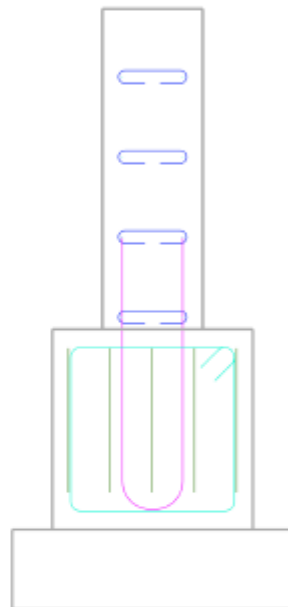
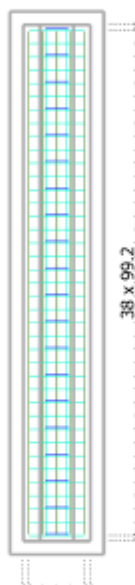
Normative sismiche EC8 prese in considerazione.

Il passo d'iterazione per il calcolo dell'area della sezione è 0.1 cm²

Nessuna divisione dello sforzo normale.

Ferri di ripresa sotto la parete

Ferri di ripresa	40HA20 (distanza = 198.4 mm)
Barre longitudinali	8HA12 (distanza = 200 mm)
Collegamenti singola barra	80HA8 (distanza = 198.4 mm)



12 Tensioni

Inferiore lato, X direzione

Combinazione di carico 142: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]+0.7x[4 N]

Momento flettente $M_s = 1.2 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Tensione del calcestruzzo compresso $\sigma_c = 0.02 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$

0.11 % (Verificato)

Tensione armatura tesa $\sigma_s = 0.66 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$

0.18 % (Verificato)

Apertura della fessura $w_k = 0 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$

0.19 % (Verificato)

Inferiore lato, Y direzione

Non è disponibile alcun momento flettente allo SLE.

Superiore lato, X direzione

Combinazione di carico 141: 1x[1 G]+1x[2 G]+1x[3 Q]

Momento flettente $M_s = -0.15 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Tensione del calcestruzzo compresso $\sigma_c = 0 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$

0.01 % (Verificato)

Tensione armatura tesa $\sigma_s = 0.04 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 450 \text{ MPa}$

0.01 % (Verificato)

Apertura della fessura $w_k = 0 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$

0.02 % (Verificato)

Superiore lato, Y direzione

Non è disponibile alcun momento flettente allo SLE.

13 Verifica ampiezza fessure

Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	$S_{r,max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_c$	w_k	w_{lim}	WR
			(mm)	(%)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	164	301.2	0	0	0.3	0.19 %

Il calcolo dell'apertura delle fessure viene effettuato secondo il capitolo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

Fessurazione in direzione X(inferiore)

Combinazione 164: 1x[1 G]+1x[2 G]+0.6x[3 Q]+0.4x[4 N]

Posizione dell'asse neutro $x_1 = 168 \text{ mm}$

Area di trazione efficace, che circonda l'armatura tesa $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 1000 \text{ cm}^2$

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5(h-d)}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right. = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (500 \text{ mm} - 460 \text{ mm})}{3} \\ \frac{500 \text{ mm} - 168 \text{ mm}}{3} \\ \frac{500 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 100 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{44.11 \text{ cm}^2}{1000 \text{ cm}^2} = 0.04$$

Distanza massima delle fessure

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 75 \text{ mm} + 0.8 \times 0.5 \times 0.43 \times \frac{12 \text{ mm}}{0.04}$$

$$S_{r,max} = 301.2 \text{ mm}$$

Modulo secante di Young

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 32836.57 \text{ MPa}$$

Coefficiente d'equivalenza a breve termine

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{32836.57 \text{ MPa}} = 6.09$$

Differenza tra le deformazioni medie

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.62 \text{ MPa} - 0.4 \times \frac{2.9 \text{ MPa}}{0.04} \times (1 + 6.09 \times 0.04)}{200000 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{0.62 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 0 \text{ ‰}$$

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 301.2 \text{ mm} \times 0 \text{ ‰} = 0 \text{ mm}$$

Ampiezza Fessura

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

Verifica di fessurazione

$$w_k \leq w_{lim}; 0 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

(0.19 %) Verificato

9.34 Verifica Berlinese - diametro 100cm L 18m

9.34.1 Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 24" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.**

Il programma "IS Paratie 24" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2018, punto 7.11.1, SLV (A=1+M=1+R1).**

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $g_{G1} = 1$, $g_{G2} = 1$, $g_{Qi} = 1$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $g_j = 1$, $g_c = 1$, $g_{su} = 1$, $g_g = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm²; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

9.34.2 Materiali da costruzione impiegati

Cemento Armato: Conglomerato Cementizio Rck 400, Barre d'armatura B450C (cls: $f_{cd} = 188.13$; barre: $f_{yd} = 3913.04$).

9.34.3 Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

9.34.4 Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4
Descrizione	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3	STRATO 4
Quota iniziale [cm]	0	-350	-600	-1550
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1	1	1
Angolo d'attrito (j') [°]	32	28	32	38
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0	0.05	0	0
Resistenza non drenata (s _u) [daN/cm ²]	0.8	0.8	0.8	0.8
Permeabilità (m) [cm/s]	0.001	0.001	0.001	0.001
Peso di unità di volume fuori falda (g _d) [daN/cm ³]	0.00185	0.00185	0.00185	0.002
Peso di unità di volume sotto falda (g _s) [daN/cm ³]	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215

9.34.5 Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_3

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_4

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

9.34.6 Pressione limite attiva e passiva

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

9.34.7 Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

9.34.8 Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 1800 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_2.

9.34.9 Sezioni

Segua la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_2
Tipo	CIRCOLARE
Descrizione	Sezione 2
Materiale	C.A.
Modulo di Young [daN/cm ²]	336428.
Numero di sezioni per metro	1.
Area [cm ²]	7845.91
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	4898655.
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	4898655.

Ferri superiori	5d24
Ferri inferiori	7d24
Staffe - numero bracci	7
Staffe - diametro [mm]	10
Staffe - passo [cm]	15

9.34.10 Carichi nastroforni distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastroforni distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	300
Larghezza [cm]	1000
Carico distribuito [daN/cm]	-9
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.09
Tipologia	variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

9.34.11 Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensità definita dalla propria sezione trasversale.

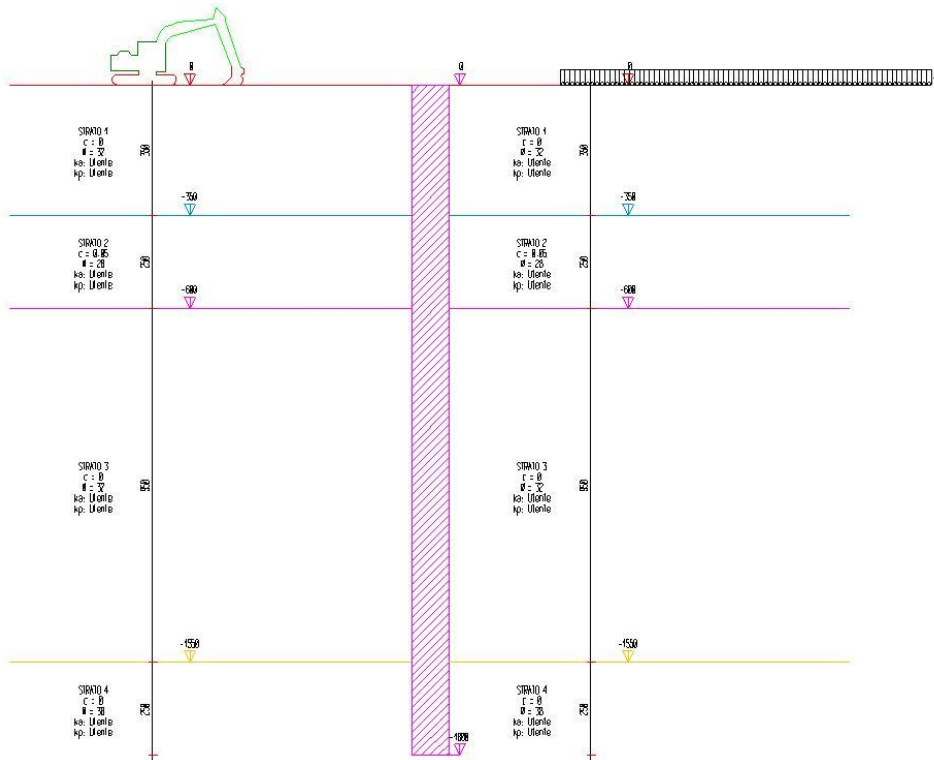
9.34.12 Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

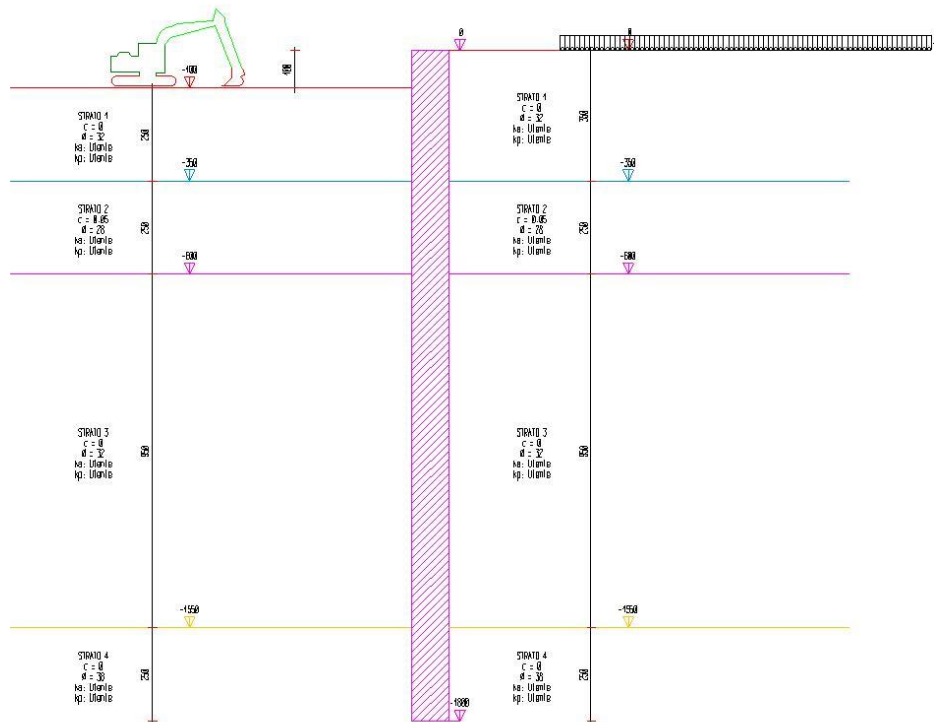
Inserimento carico nastroforni su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

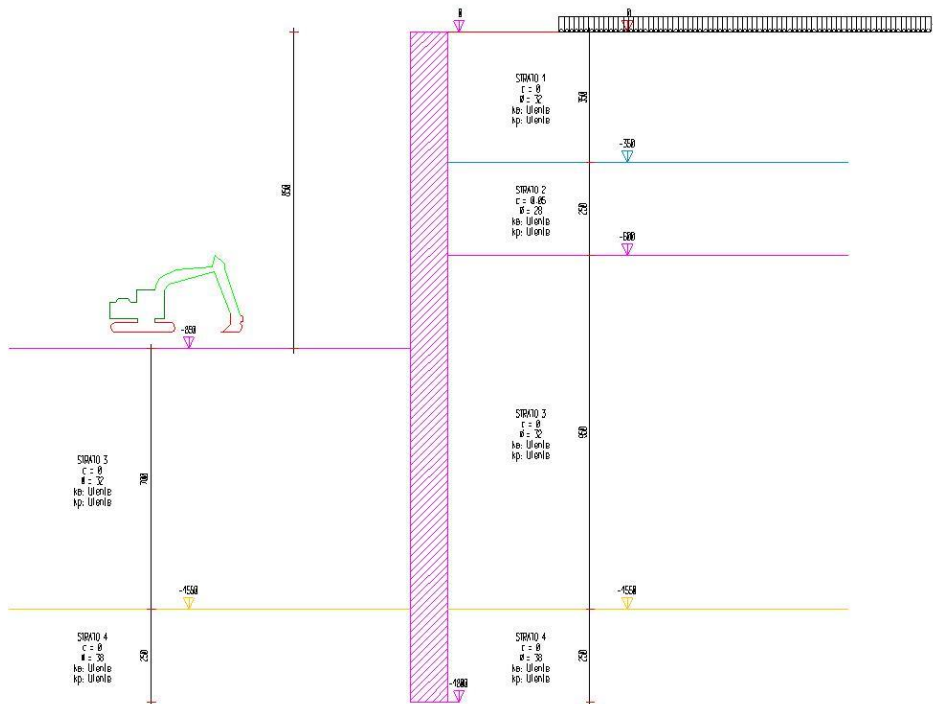
Scavo portato a quota: -100



Step 3

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Scavo portato a quota: -850



9.34.13 Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati	Carichi terreno
1	0	STR_1	STR_1 STR_2 STR_3 STR_4
2	-100	STR_1	STR_1
3	-850	STR_1	STR_1

9.34.14 Modello FEM

Segue la descrizione dello schema ad elementi finiti utilizzato per la risoluzione del modello strutturale e la valutazione di spostamenti e sollecitazioni, aggiornato all'ultimo step di calcolo effettuato.

9.34.14.1 Nodi

Indice Coord. X Coord. Z

- 1. 0. 0.
- 2. 0. -25.
- 3. 0. -50.
- 4. 0. -75.
- 5. 0. -100.
- 6. 0. -127.78
- 7. 0. -155.56

8.	0.	-183.33
9.	0.	-211.11
10.	0.	-238.89
11.	0.	-266.67
12.	0.	-294.44
13.	0.	-322.22
14.	0.	-350.
15.	0.	-377.78
16.	0.	-405.56
17.	0.	-433.33
18.	0.	-461.11
19.	0.	-488.89
20.	0.	-516.67
21.	0.	-544.44
22.	0.	-572.22
23.	0.	-600.
24.	0.	-627.78
25.	0.	-655.56
26.	0.	-683.33
27.	0.	-711.11
28.	0.	-738.89
29.	0.	-766.67
30.	0.	-794.44
31.	0.	-822.22
32.	0.	-850.
33.	0.	-879.17
34.	0.	-908.33
35.	0.	-937.5
36.	0.	-966.67
37.	0.	-995.83
38.	0.	-1025.
39.	0.	-1054.17
40.	0.	-1083.33

41.	0.	-1112.5
42.	0.	-1141.67
43.	0.	-1170.83
44.	0.	-1200.
45.	0.	-1229.17
46.	0.	-1258.33
47.	0.	-1287.5
48.	0.	-1316.67
49.	0.	-1345.83
50.	0.	-1375.
51.	0.	-1404.17
52.	0.	-1433.33
53.	0.	-1462.5
54.	0.	-1491.67
55.	0.	-1520.83
56.	0.	-1550.
57.	0.	-1577.78
58.	0.	-1605.56
59.	0.	-1633.33
60.	0.	-1661.11
61.	0.	-1688.89
62.	0.	-1716.67
63.	0.	-1744.44
64.	0.	-1772.22
65.	0.	-1800.

9.34.14.2 Aste

Indice	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza	Incognite
1.	2.	1.	25.	4 5 6 1 2 3
2.	3.	2.	25.	7 8 9 4 5 6
3.	4.	3.	25.	10 11 12 7 8 9
4.	5.	4.	25.	13 14 15 10 11 12
5.	6.	5.	27.78	16 17 18 13 14 15
6.	7.	6.	27.78	19 20 21 16 17 18
7.	8.	7.	27.78	22 23 24 19 20 21

8.	9.	8.	27.78	25 26 27 22 23 24
9.	10.	9.	27.78	28 29 30 25 26 27
10.	11.	10.	27.78	31 32 33 28 29 30
11.	12.	11.	27.78	34 35 36 31 32 33
12.	13.	12.	27.78	37 38 39 34 35 36
13.	14.	13.	27.78	40 41 42 37 38 39
14.	15.	14.	27.78	43 44 45 40 41 42
15.	16.	15.	27.78	46 47 48 43 44 45
16.	17.	16.	27.78	49 50 51 46 47 48
17.	18.	17.	27.78	52 53 54 49 50 51
18.	19.	18.	27.78	55 56 57 52 53 54
19.	20.	19.	27.78	58 59 60 55 56 57
20.	21.	20.	27.78	61 62 63 58 59 60
21.	22.	21.	27.78	64 65 66 61 62 63
22.	23.	22.	27.78	67 68 69 64 65 66
23.	24.	23.	27.78	70 71 72 67 68 69
24.	25.	24.	27.78	73 74 75 70 71 72
25.	26.	25.	27.78	76 77 78 73 74 75
26.	27.	26.	27.78	79 80 81 76 77 78
27.	28.	27.	27.78	82 83 84 79 80 81
28.	29.	28.	27.78	85 86 87 82 83 84
29.	30.	29.	27.78	88 89 90 85 86 87
30.	31.	30.	27.78	91 92 93 88 89 90
31.	32.	31.	27.78	94 95 96 91 92 93
32.	33.	32.	29.17	97 98 99 94 95 96
33.	34.	33.	29.17	100 101 102 97 98 99
34.	35.	34.	29.17	103 104 105 100 101 102
35.	36.	35.	29.17	106 107 108 103 104 105
36.	37.	36.	29.17	109 110 111 106 107 108
37.	38.	37.	29.17	112 113 114 109 110 111
38.	39.	38.	29.17	115 116 117 112 113 114
39.	40.	39.	29.17	118 119 120 115 116 117
40.	41.	40.	29.17	121 122 123 118 119 120

41.	42.	41.	29.17	124 125 126 121 122 123
42.	43.	42.	29.17	127 128 129 124 125 126
43.	44.	43.	29.17	130 131 132 127 128 129
44.	45.	44.	29.17	133 134 135 130 131 132
45.	46.	45.	29.17	136 137 138 133 134 135
46.	47.	46.	29.17	139 140 141 136 137 138
47.	48.	47.	29.17	142 143 144 139 140 141
48.	49.	48.	29.17	145 146 147 142 143 144
49.	50.	49.	29.17	148 149 150 145 146 147
50.	51.	50.	29.17	151 152 153 148 149 150
51.	52.	51.	29.17	154 155 156 151 152 153
52.	53.	52.	29.17	157 158 159 154 155 156
53.	54.	53.	29.17	160 161 162 157 158 159
54.	55.	54.	29.17	163 164 165 160 161 162
55.	56.	55.	29.17	166 167 168 163 164 165
56.	57.	56.	27.78	169 170 171 166 167 168
57.	58.	57.	27.78	172 173 174 169 170 171
58.	59.	58.	27.78	175 176 177 172 173 174
59.	60.	59.	27.78	178 179 180 175 176 177
60.	61.	60.	27.78	181 182 183 178 179 180
61.	62.	61.	27.78	184 185 186 181 182 183
62.	63.	62.	27.78	187 188 189 184 185 186
63.	64.	63.	27.78	190 191 192 187 188 189
64.	65.	64.	27.78	193 0 194 190 191 192

9.34.15 Risultati

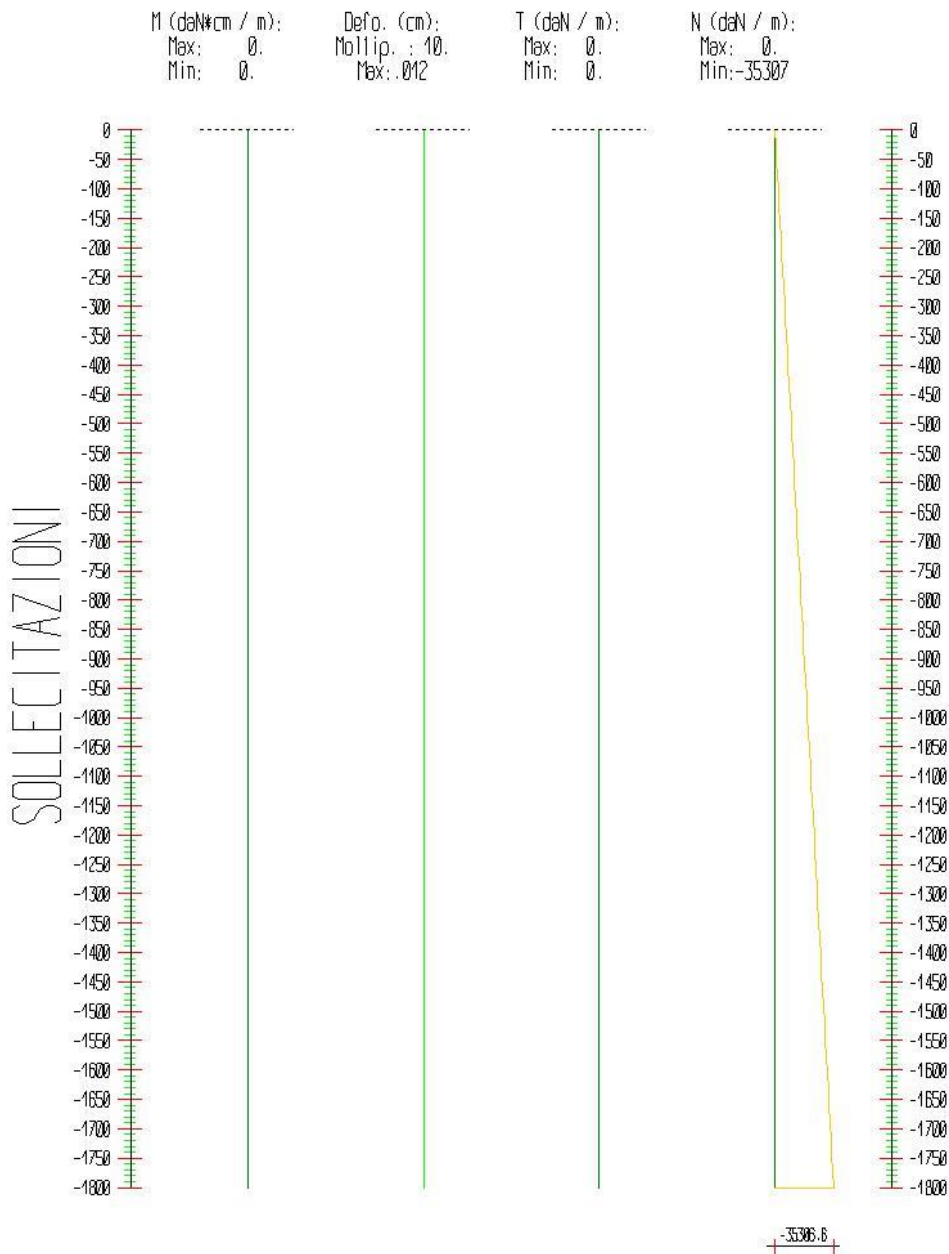
Il calcolo è stato eseguito correttamente per 3 Step.

9.34.15.1 Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

9.34.15.1.1 Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-25	0	-0.012	0	0	-490.4
-50	0	-0.012	0	0	-980.7
-75	0	-0.012	0	0	-1471.1
-100	0	-0.012	0	0	-1961.5
-127.8	0	-0.012	0	0	-2506.3
-155.6	0	-0.012	0	0	-3051.2

-183.3	0	-0.012	0	0	-3596
-211.1	0	-0.012	0	0	-4140.9
-238.9	0	-0.012	0	0	-4685.8
-266.7	0	-0.012	0	0	-5230.6
-294.4	0	-0.012	0	0	-5775.5
-322.2	0	-0.012	0	0	-6320.3
-350	0	-0.012	0	0	-6865.2
-377.8	0	-0.012	0	0	-7410
-405.6	0	-0.011	0	0	-7954.9
-433.3	0	-0.011	0	0	-8499.7
-461.1	0	-0.011	0	0	-9044.6
-488.9	0	-0.011	0	0	-9589.4
-516.7	0	-0.011	0	0	-10134.3
-544.4	0	-0.011	0	0	-10679.2
-572.2	0	-0.011	0	0	-11224
-600	0	-0.011	0	0	-11768.9
-627.8	0	-0.011	0	0	-12313.7
-655.6	0	-0.01	0	0	-12858.6
-683.3	0	-0.01	0	0	-13403.4
-711.1	0	-0.01	0	0	-13948.3
-738.9	0	-0.01	0	0	-14493.1
-766.7	0	-0.01	0	0	-15038
-794.4	0	-0.01	0	0	-15582.8
-822.2	0	-0.01	0	0	-16127.7
-850	0	-0.009	0	0	-16672.6
-879.2	0	-0.009	0	0	-17244.7
-908.3	0	-0.009	0	0	-17816.8
-937.5	0	-0.009	0	0	-18388.9
-966.7	0	-0.009	0	0	-18960.9
-995.8	0	-0.008	0	0	-19533
-1025	0	-0.008	0	0	-20105.1
-1054.2	0	-0.008	0	0	-20677.2

-1083.3	0	-0.008	0	0	-21249.3
-1112.5	0	-0.007	0	0	-21821.4
-1141.7	0	-0.007	0	0	-22393.5
-1170.8	0	-0.007	0	0	-22965.6
-1200	0	-0.007	0	0	-23537.7
-1229.2	0	-0.006	0	0	-24109.8
-1258.3	0	-0.006	0	0	-24681.9
-1287.5	0	-0.006	0	0	-25254
-1316.7	0	-0.006	0	0	-25826.1
-1345.8	0	-0.005	0	0	-26398.2
-1375	0	-0.005	0	0	-26970.3
-1404.2	0	-0.005	0	0	-27542.4
-1433.3	0	-0.004	0	0	-28114.5
-1462.5	0	-0.004	0	0	-28686.6
-1491.7	0	-0.004	0	0	-29258.7
-1520.8	0	-0.003	0	0	-29830.8
-1550	0	-0.003	0	0	-30402.9
-1577.8	0	-0.003	0	0	-30947.8
-1605.6	0	-0.002	0	0	-31492.6
-1633.3	0	-0.002	0	0	-32037.5
-1661.1	0	-0.002	0	0	-32582.3
-1688.9	0	-0.001	0	0	-33127.2
-1716.7	0	-0.001	0	0	-33672
-1744.4	0	-0.001	0	0	-34216.9
-1772.2	0	0	0	0	-34761.7
-1800	0	0	0	0	-35306.6

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	35307.	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1



Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t
0	0.012	0.005	0	0.012	0.005	0	0.012	0.005	0	0.012	0.005	0
-25	0.046	0.02	0	0.046	0.02	0	0.046	0.02	0	0.046	0.02	0
-50	0.093	0.041	0	0.093	0.041	0	0.093	0.041	0	0.093	0.041	0
-75	0.139	0.061	0	0.139	0.061	0	0.139	0.061	0	0.139	0.061	0
-100	0.187	0.082	0	0.187	0.082	0	0.187	0.082	0	0.187	0.082	0
-127.78	0.238	0.105	0	0.238	0.105	0	0.238	0.105	0	0.238	0.105	0
-155.56	0.29	0.127	0	0.29	0.127	0	0.29	0.127	0	0.29	0.127	0
-183.33	0.342	0.151	0	0.342	0.151	0	0.342	0.151	0	0.342	0.151	0
-211.11	0.395	0.174	0	0.395	0.174	0	0.395	0.174	0	0.395	0.174	0
-238.89	0.447	0.197	0	0.447	0.197	0	0.447	0.197	0	0.447	0.197	0
-266.67	0.5	0.22	0	0.5	0.22	0	0.5	0.22	0	0.5	0.22	0
-294.44	0.552	0.243	0	0.552	0.243	0	0.552	0.243	0	0.552	0.243	0
-322.22	0.605	0.266	0	0.605	0.266	0	0.605	0.266	0	0.605	0.266	0
-350	0.658	0.289	0	0.658	0.289	0	0.658	0.289	0	0.658	0.289	0
-377.78	0.71	0.313	0	0.71	0.313	0	0.71	0.313	0	0.71	0.313	0
-405.56	0.763	0.336	0	0.763	0.336	0	0.763	0.336	0	0.763	0.336	0
-433.33	0.815	0.359	0	0.815	0.359	0	0.815	0.359	0	0.815	0.359	0
-461.11	0.868	0.382	0	0.868	0.382	0	0.868	0.382	0	0.868	0.382	0
-488.89	0.92	0.405	0	0.92	0.405	0	0.92	0.405	0	0.92	0.405	0
-516.67	0.972	0.428	0	0.972	0.428	0	0.972	0.428	0	0.972	0.428	0
-544.44	1.025	0.451	0	1.025	0.451	0	1.025	0.451	0	1.025	0.451	0
-572.22	1.077	0.474	0	1.077	0.474	0	1.077	0.474	0	1.077	0.474	0
-600	1.129	0.497	0	1.129	0.497	0	1.129	0.497	0	1.129	0.497	0
-627.78	1.181	0.52	0	1.181	0.52	0	1.181	0.52	0	1.181	0.52	0
-655.56	1.233	0.542	0	1.233	0.542	0	1.233	0.542	0	1.233	0.542	0
-683.33	1.285	0.565	0	1.285	0.565	0	1.285	0.565	0	1.285	0.565	0
-711.11	1.337	0.588	0	1.337	0.588	0	1.337	0.588	0	1.337	0.588	0
-738.89	1.388	0.611	0	1.388	0.611	0	1.388	0.611	0	1.388	0.611	0
-766.67	1.44	0.634	0	1.44	0.634	0	1.44	0.634	0	1.44	0.634	0
-794.44	1.492	0.656	0	1.492	0.656	0	1.492	0.656	0	1.492	0.656	0



-822.22	1.544	0.679	0	1.544	0.679	0	1.544	0.679	0	1.544	0.679	0
-850	1.596	0.702	0	1.596	0.702	0	1.596	0.702	0	1.596	0.702	0
-879.17	1.65	0.726	0	1.65	0.726	0	1.65	0.726	0	1.65	0.726	0
-908.33	1.704	0.75	0	1.704	0.75	0	1.704	0.75	0	1.704	0.75	0
-937.5	1.758	0.773	0	1.758	0.773	0	1.758	0.773	0	1.758	0.773	0
-966.67	1.812	0.797	0	1.812	0.797	0	1.812	0.797	0	1.812	0.797	0
-995.83	1.866	0.821	0	1.866	0.821	0	1.866	0.821	0	1.866	0.821	0
-1025	1.92	0.845	0	1.92	0.845	0	1.92	0.845	0	1.92	0.845	0
-1054.17	1.974	0.869	0	1.974	0.869	0	1.974	0.869	0	1.974	0.869	0
-1083.33	2.028	0.892	0	2.028	0.892	0	2.028	0.892	0	2.028	0.892	0
-1112.5	2.082	0.916	0	2.082	0.916	0	2.082	0.916	0	2.082	0.916	0
-1141.67	2.136	0.94	0	2.136	0.94	0	2.136	0.94	0	2.136	0.94	0
-1170.83	2.19	0.964	0	2.19	0.964	0	2.19	0.964	0	2.19	0.964	0
-1200	2.244	0.987	0	2.244	0.987	0	2.244	0.987	0	2.244	0.987	0
-1229.17	2.298	1.011	0	2.298	1.011	0	2.298	1.011	0	2.298	1.011	0
-1258.33	2.352	1.035	0	2.352	1.035	0	2.352	1.035	0	2.352	1.035	0
-1287.5	2.406	1.059	0	2.406	1.059	0	2.406	1.059	0	2.406	1.059	0
-1316.67	2.46	1.082	0	2.46	1.082	0	2.46	1.082	0	2.46	1.082	0
-1345.83	2.514	1.106	0	2.514	1.106	0	2.514	1.106	0	2.514	1.106	0
-1375	2.568	1.13	0	2.568	1.13	0	2.568	1.13	0	2.568	1.13	0
-1404.17	2.622	1.153	0	2.622	1.153	0	2.622	1.153	0	2.622	1.153	0
-1433.33	2.675	1.177	0	2.675	1.177	0	2.675	1.177	0	2.675	1.177	0
-1462.5	2.729	1.201	0	2.729	1.201	0	2.729	1.201	0	2.729	1.201	0
-1491.67	2.783	1.225	0	2.783	1.225	0	2.783	1.225	0	2.783	1.225	0
-1520.83	2.837	1.248	0	2.837	1.248	0	2.837	1.248	0	2.837	1.248	0
-1550	2.89	1.272	0	2.89	1.272	0	2.89	1.272	0	2.89	1.272	0
-1577.78	2.946	1.296	0	2.946	1.296	0	2.946	1.296	0	2.946	1.296	0
-1605.56	3.002	1.321	0	3.002	1.321	0	3.002	1.321	0	3.002	1.321	0
-1633.33	3.057	1.345	0	3.057	1.345	0	3.057	1.345	0	3.057	1.345	0
-1661.11	3.113	1.37	0	3.113	1.37	0	3.113	1.37	0	3.113	1.37	0
-1688.89	3.168	1.394	0	3.168	1.394	0	3.168	1.394	0	3.168	1.394	0
-1716.67	3.223	1.418	0	3.223	1.418	0	3.223	1.418	0	3.223	1.418	0

-1744.44	3.279	1.443	0	3.279	1.443	0	3.279	1.443	0	3.279	1.443	0
-1772.22	3.334	1.467	0	3.334	1.467	0	3.334	1.467	0	3.334	1.467	0
-1800	3.376	1.485	0	3.376	1.485	0	3.376	1.485	0	3.376	1.485	0

s_v = tensione verticale totale

s_h = tensione orizzontale totale

u = pressione neutra

s'_v = tensione verticale efficace

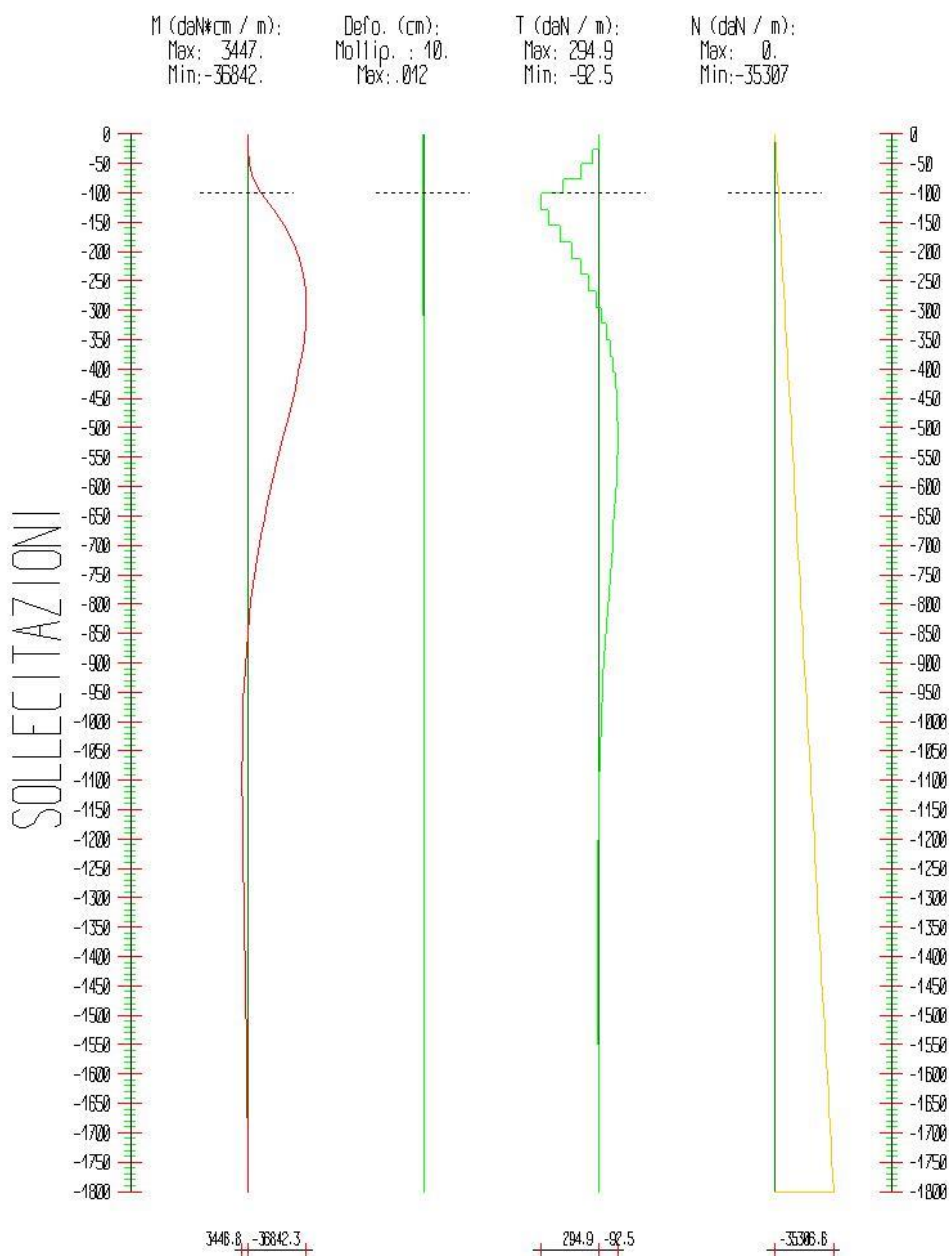
s'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-133507	b_h	1199.6	R_h	133507	b_h	1199.6
R'_h	-133507	b'_h	1199.6	R'_h	133507	b'_h	1199.6
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice $'h$ = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

9.34.15.1.2 Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-25	-0.0116	-0.012	-93.665	3.7	-490.4
-50	-0.0113	-0.012	-938.53	33.8	-980.7
-75	-0.0111	-0.012	-3287.382	94	-1471.1
-100	-0.0109	-0.012	-7894.886	184.3	-1961.5
-127.8	-0.0107	-0.012	-16086.367	294.9	-2506.3
-155.6	-0.0104	-0.012	-23180.387	255.4	-3051.2

-183.3	-0.0102	-0.012	-28566.3	193.9	-3596
-211.1	-0.01	-0.012	-32436.355	139.3	-4140.9
-238.9	-0.0098	-0.012	-34984.047	91.7	-4685.8
-266.7	-0.0097	-0.012	-36394.522	50.8	-5230.6
-294.4	-0.0095	-0.012	-36842.313	16.1	-5775.5
-322.2	-0.0094	-0.012	-36489.658	-12.7	-6320.3
-350	-0.0093	-0.012	-35485.384	-36.2	-6865.2
-377.8	-0.0092	-0.012	-33964.292	-54.8	-7410
-405.6	-0.0091	-0.011	-32046.983	-69	-7954.9
-433.3	-0.009	-0.011	-29840.029	-79.5	-8499.7
-461.1	-0.0089	-0.011	-27436.419	-86.5	-9044.6
-488.9	-0.0089	-0.011	-24916.22	-90.7	-9589.4
-516.7	-0.0089	-0.011	-22347.373	-92.5	-10134.3
-544.4	-0.0088	-0.011	-19786.596	-92.2	-10679.2
-572.2	-0.0088	-0.011	-17280.343	-90.2	-11224
-600	-0.0088	-0.011	-14865.787	-86.9	-11768.9
-627.8	-0.0088	-0.011	-12571.8	-82.6	-12313.7
-655.6	-0.0088	-0.01	-10419.915	-77.5	-12858.6
-683.3	-0.0088	-0.01	-8425.247	-71.8	-13403.4
-711.1	-0.0088	-0.01	-6597.372	-65.8	-13948.3
-738.9	-0.0089	-0.01	-4941.145	-59.6	-14493.1
-766.7	-0.0089	-0.01	-3457.456	-53.4	-15038
-794.4	-0.0089	-0.01	-2143.923	-47.3	-15582.8
-822.2	-0.0089	-0.01	-995.525	-41.3	-16127.7
-850	-0.009	-0.009	-5.158	-35.7	-16672.6
-879.2	-0.009	-0.009	873.868	-30.1	-17244.7
-908.3	-0.009	-0.009	1599.637	-24.9	-17816.8
-937.5	-0.009	-0.009	2184.455	-20.1	-18388.9
-966.7	-0.009	-0.009	2641.124	-15.7	-18960.9
-995.8	-0.0091	-0.008	2982.602	-11.7	-19533
-1025	-0.0091	-0.008	3221.715	-8.2	-20105.1
-1054.2	-0.0091	-0.008	3370.937	-5.1	-20677.2

-1083.3	-0.0091	-0.008	3442.214	-2.4	-21249.3
-1112.5	-0.0091	-0.007	3446.824	-0.2	-21821.4
-1141.7	-0.0091	-0.007	3395.293	1.8	-22393.5
-1170.8	-0.0092	-0.007	3297.328	3.4	-22965.6
-1200	-0.0092	-0.007	3161.789	4.6	-23537.7
-1229.2	-0.0092	-0.006	2996.677	5.7	-24109.8
-1258.3	-0.0092	-0.006	2809.15	6.4	-24681.9
-1287.5	-0.0092	-0.006	2605.552	7	-25254
-1316.7	-0.0092	-0.006	2391.447	7.3	-25826.1
-1345.8	-0.0092	-0.005	2171.68	7.5	-26398.2
-1375	-0.0092	-0.005	1950.428	7.6	-26970.3
-1404.2	-0.0092	-0.005	1731.265	7.5	-27542.4
-1433.3	-0.0092	-0.004	1517.23	7.3	-28114.5
-1462.5	-0.0092	-0.004	1310.893	7.1	-28686.6
-1491.7	-0.0092	-0.004	1114.423	6.7	-29258.7
-1520.8	-0.0092	-0.003	929.653	6.3	-29830.8
-1550	-0.0092	-0.003	758.145	5.9	-30402.9
-1577.8	-0.0092	-0.003	608.338	5.4	-30947.8
-1605.6	-0.0092	-0.002	472.815	4.9	-31492.6
-1633.3	-0.0092	-0.002	352.519	4.3	-32037.5
-1661.1	-0.0092	-0.002	248.339	3.8	-32582.3
-1688.9	-0.0092	-0.001	161.14	3.1	-33127.2
-1716.7	-0.0092	-0.001	91.793	2.5	-33672
-1744.4	-0.0092	-0.001	41.191	1.8	-34216.9
-1772.2	-0.0091	0	10.267	1.1	-34761.7
-1800	-0.0091	0	0	0.4	-35306.6

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	35307.	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1



Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t
0	0.012	0.003	0	0.012	0.003	0	0	0	0	0	0	0
-25	0.046	0.012	0	0.046	0.012	0	0	0	0	0	0	0
-50	0.093	0.024	0	0.093	0.024	0	0	0	0	0	0	0
-75	0.139	0.036	0	0.139	0.036	0	0	0	0	0	0	0
-100	0.187	0.049	0	0.187	0.049	0	0.001	0.007	0	0.001	0.007	0
-127.78	0.238	0.062	0	0.238	0.062	0	0.051	0.076	0	0.051	0.076	0
-155.56	0.29	0.075	0	0.29	0.075	0	0.103	0.097	0	0.103	0.097	0
-183.33	0.342	0.099	0	0.342	0.099	0	0.154	0.119	0	0.154	0.119	0
-211.11	0.395	0.123	0	0.395	0.123	0	0.206	0.141	0	0.206	0.141	0
-238.89	0.447	0.148	0	0.447	0.148	0	0.257	0.162	0	0.257	0.162	0
-266.67	0.5	0.172	0	0.5	0.172	0	0.308	0.184	0	0.308	0.184	0
-294.44	0.552	0.195	0	0.552	0.195	0	0.36	0.206	0	0.36	0.206	0
-322.22	0.605	0.219	0	0.605	0.219	0	0.411	0.228	0	0.411	0.228	0
-350	0.658	0.243	0	0.658	0.243	0	0.462	0.25	0	0.462	0.25	0
-377.78	0.71	0.267	0	0.71	0.267	0	0.514	0.272	0	0.514	0.272	0
-405.56	0.763	0.29	0	0.763	0.29	0	0.565	0.294	0	0.565	0.294	0
-433.33	0.815	0.314	0	0.815	0.314	0	0.617	0.316	0	0.617	0.316	0
-461.11	0.868	0.337	0	0.868	0.337	0	0.668	0.339	0	0.668	0.339	0
-488.89	0.92	0.36	0	0.92	0.36	0	0.719	0.361	0	0.719	0.361	0
-516.67	0.972	0.384	0	0.972	0.384	0	0.771	0.383	0	0.771	0.383	0
-544.44	1.025	0.407	0	1.025	0.407	0	0.822	0.406	0	0.822	0.406	0
-572.22	1.077	0.43	0	1.077	0.43	0	0.874	0.428	0	0.874	0.428	0
-600	1.129	0.453	0	1.129	0.453	0	0.925	0.451	0	0.925	0.451	0
-627.78	1.181	0.476	0	1.181	0.476	0	0.976	0.474	0	0.976	0.474	0
-655.56	1.233	0.498	0	1.233	0.498	0	1.028	0.496	0	1.028	0.496	0
-683.33	1.285	0.521	0	1.285	0.521	0	1.079	0.519	0	1.079	0.519	0
-711.11	1.337	0.544	0	1.337	0.544	0	1.131	0.542	0	1.131	0.542	0
-738.89	1.388	0.567	0	1.388	0.567	0	1.182	0.564	0	1.182	0.564	0
-766.67	1.44	0.589	0	1.44	0.589	0	1.233	0.587	0	1.233	0.587	0
-794.44	1.492	0.612	0	1.492	0.612	0	1.285	0.61	0	1.285	0.61	0

-822.22	1.544	0.635	0	1.544	0.635	0	1.336	0.633	0	1.336	0.633	0
-850	1.596	0.657	0	1.596	0.657	0	1.388	0.656	0	1.388	0.656	0
-879.17	1.65	0.681	0	1.65	0.681	0	1.441	0.679	0	1.441	0.679	0
-908.33	1.704	0.705	0	1.704	0.705	0	1.495	0.703	0	1.495	0.703	0
-937.5	1.758	0.728	0	1.758	0.728	0	1.549	0.727	0	1.549	0.727	0
-966.67	1.812	0.752	0	1.812	0.752	0	1.603	0.751	0	1.603	0.751	0
-995.83	1.866	0.776	0	1.866	0.776	0	1.657	0.775	0	1.657	0.775	0
-1025	1.92	0.799	0	1.92	0.799	0	1.711	0.798	0	1.711	0.798	0
-1054.17	1.974	0.823	0	1.974	0.823	0	1.765	0.822	0	1.765	0.822	0
-1083.33	2.028	0.847	0	2.028	0.847	0	1.819	0.846	0	1.819	0.846	0
-1112.5	2.082	0.871	0	2.082	0.871	0	1.873	0.87	0	1.873	0.87	0
-1141.67	2.136	0.894	0	2.136	0.894	0	1.927	0.894	0	1.927	0.894	0
-1170.83	2.19	0.918	0	2.19	0.918	0	1.981	0.917	0	1.981	0.917	0
-1200	2.244	0.942	0	2.244	0.942	0	2.035	0.941	0	2.035	0.941	0
-1229.17	2.298	0.965	0	2.298	0.965	0	2.089	0.965	0	2.089	0.965	0
-1258.33	2.352	0.989	0	2.352	0.989	0	2.143	0.989	0	2.143	0.989	0
-1287.5	2.406	1.013	0	2.406	1.013	0	2.197	1.013	0	2.197	1.013	0
-1316.67	2.46	1.036	0	2.46	1.036	0	2.251	1.036	0	2.251	1.036	0
-1345.83	2.514	1.06	0	2.514	1.06	0	2.305	1.06	0	2.305	1.06	0
-1375	2.568	1.084	0	2.568	1.084	0	2.359	1.084	0	2.359	1.084	0
-1404.17	2.622	1.107	0	2.622	1.107	0	2.413	1.108	0	2.413	1.108	0
-1433.33	2.675	1.131	0	2.675	1.131	0	2.467	1.131	0	2.467	1.131	0
-1462.5	2.729	1.155	0	2.729	1.155	0	2.521	1.155	0	2.521	1.155	0
-1491.67	2.783	1.179	0	2.783	1.179	0	2.575	1.179	0	2.575	1.179	0
-1520.83	2.837	1.202	0	2.837	1.202	0	2.629	1.202	0	2.629	1.202	0
-1550	2.89	1.226	0	2.89	1.226	0	2.682	1.226	0	2.682	1.226	0
-1577.78	2.946	1.25	0	2.946	1.25	0	2.738	1.251	0	2.738	1.251	0
-1605.56	3.002	1.275	0	3.002	1.275	0	2.794	1.275	0	2.794	1.275	0
-1633.33	3.057	1.299	0	3.057	1.299	0	2.849	1.299	0	2.849	1.299	0
-1661.11	3.113	1.324	0	3.113	1.324	0	2.905	1.324	0	2.905	1.324	0
-1688.89	3.168	1.348	0	3.168	1.348	0	2.96	1.348	0	2.96	1.348	0
-1716.67	3.223	1.373	0	3.223	1.373	0	3.016	1.373	0	3.016	1.373	0

-1744.44	3.279	1.397	0	3.279	1.397	0	3.071	1.397	0	3.071	1.397	0
-1772.22	3.334	1.421	0	3.334	1.421	0	3.127	1.422	0	3.127	1.422	0
-1800	3.376	1.44	0	3.376	1.44	0	3.169	1.44	0	3.169	1.44	0

s_v = tensione verticale totale

s_h = tensione orizzontale totale

u = pressione neutra

s'_v = tensione verticale efficace

s'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R_h	-125579.4	b_h	1216.7	R_h	125579.3	b_h	1216.7
R'_h	-125579.4	b'_h	1216.7	R'_h	125579.3	b'_h	1216.7
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.

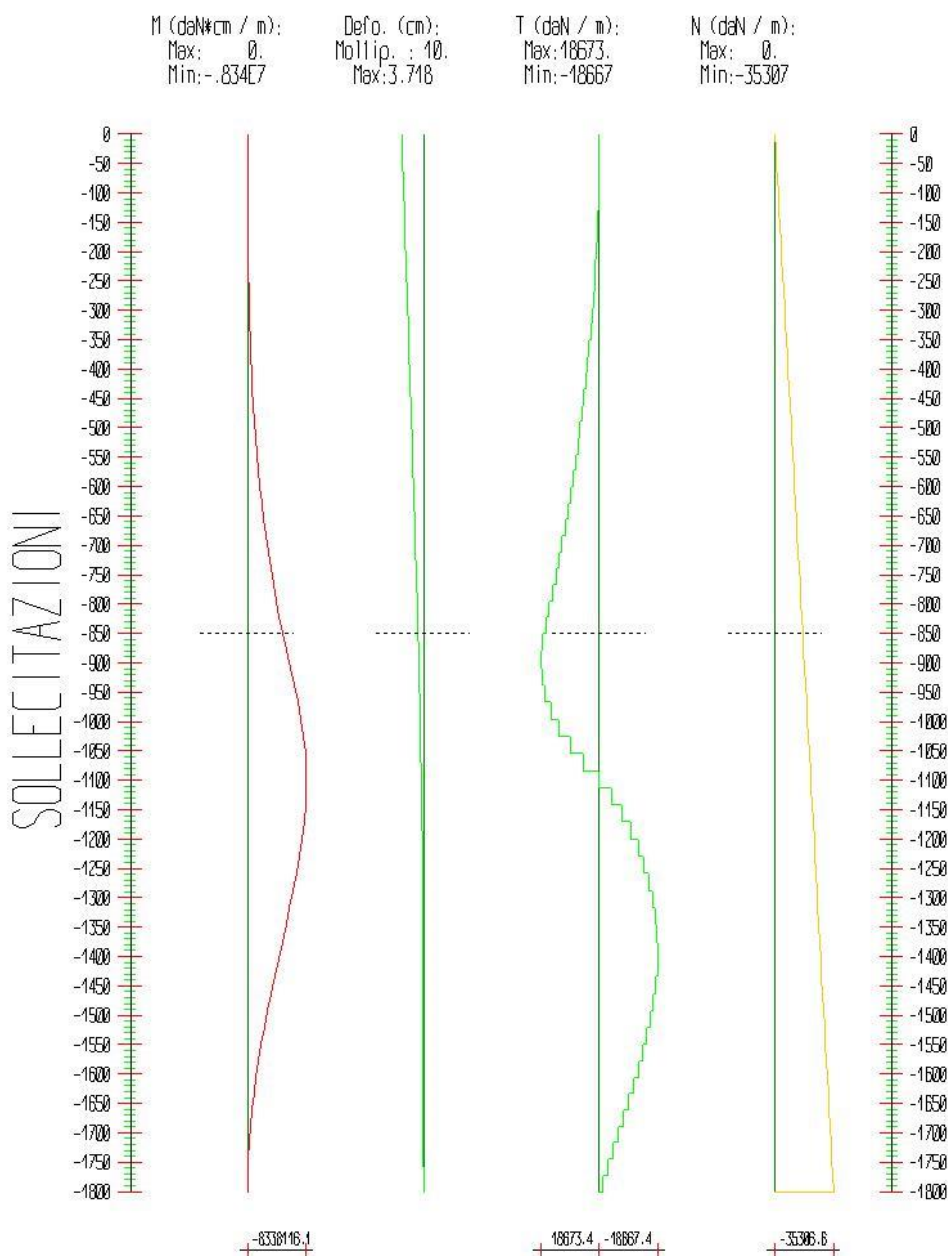
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.

pedice h' = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.

pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

9.34.15.1.3 Step 3

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-25	-3.6331	-0.012	-94.288	3.8	-490.4
-50	-3.5481	-0.012	-940.954	33.9	-980.7
-75	-3.4631	-0.012	-3292.713	94.1	-1471.1
-100	-3.3781	-0.012	-7904.161	184.5	-1961.5
-127.8	-3.2837	-0.012	-16590.855	312.7	-2506.3
-155.6	-3.1892	-0.012	-30044.335	484.3	-3051.2



-183.3	-3.0948	-0.012	-49311.046	693.6	-3596
-211.1	-3.0004	-0.012	-75440.947	940.7	-4140.9
-238.9	-2.906	-0.012	-109486.762	1225.6	-4685.8
-266.7	-2.8117	-0.012	-152503.153	1548.6	-5230.6
-294.4	-2.7175	-0.012	-205545.928	1909.5	-5775.5
-322.2	-2.6233	-0.012	-269671.355	2308.5	-6320.3
-350	-2.5293	-0.012	-345935.6	2745.5	-6865.2
-377.8	-2.4354	-0.012	-435394.293	3220.5	-7410
-405.6	-2.3418	-0.011	-539102.215	3733.5	-7954.9
-433.3	-2.2484	-0.011	-658113.072	4284.4	-8499.7
-461.1	-2.1553	-0.011	-793479.359	4873.2	-9044.6
-488.9	-2.0626	-0.011	-946252.272	5499.8	-9589.4
-516.7	-1.9703	-0.011	-1117481.674	6164.3	-10134.3
-544.4	-1.8785	-0.011	-1308216.09	6866.4	-10679.2
-572.2	-1.7874	-0.011	-1519502.725	7606.3	-11224
-600	-1.697	-0.011	-1752387.504	8383.9	-11768.9
-627.8	-1.6074	-0.011	-2007915.111	9199	-12313.7
-655.6	-1.5187	-0.01	-2287129.05	10051.7	-12858.6
-683.3	-1.4312	-0.01	-2591071.704	10941.9	-13403.4
-711.1	-1.3448	-0.01	-2920784.391	11869.7	-13948.3
-738.9	-1.2598	-0.01	-3277307.432	12834.8	-14493.1
-766.7	-1.1763	-0.01	-3661680.21	13837.4	-15038
-794.4	-1.0946	-0.01	-4074941.236	14877.4	-15582.8
-822.2	-1.0147	-0.01	-4518128.211	15954.7	-16127.7
-850	-0.937	-0.009	-4992278.085	17069.4	-16672.6
-879.2	-0.8579	-0.009	-5524311.104	18241.1	-17244.7
-908.3	-0.7817	-0.009	-6068952.992	18673.4	-17816.8
-937.5	-0.7086	-0.009	-6603532.859	18328.5	-18388.9
-966.7	-0.6389	-0.009	-7105379.2	17206.2	-18960.9
-995.8	-0.5729	-0.008	-7551819.966	15306.5	-19533
-1025	-0.5108	-0.008	-7920182.613	12629.6	-20105.1
-1054.2	-0.4527	-0.008	-8187794.142	9175.3	-20677.2

-1083.3	-0.3989	-0.008	-8331981.134	4943.6	-21249.3
-1112.5	-0.3493	-0.007	-8338116.097	210.3	-21821.4
-1141.7	-0.3041	-0.007	-8226370.106	-3831.3	-22393.5
-1170.8	-0.263	-0.007	-8015091.65	-7243.8	-22965.6
-1200	-0.2261	-0.007	-7720830.196	-10089	-23537.7
-1229.2	-0.1932	-0.006	-7358381.717	-12426.8	-24109.8
-1258.3	-0.1641	-0.006	-6940852.517	-14315.3	-24681.9
-1287.5	-0.1386	-0.006	-6479738.124	-15809.6	-25254
-1316.7	-0.1164	-0.006	-5985014.349	-16962	-25826.1
-1345.8	-0.0973	-0.005	-5465237.99	-17820.9	-26398.2
-1375	-0.081	-0.005	-4927654.986	-18431.4	-26970.3
-1404.2	-0.0672	-0.005	-4383188.225	-18667.4	-27542.4
-1433.3	-0.0557	-0.004	-3843478.836	-18504.3	-28114.5
-1462.5	-0.0462	-0.004	-3318244.653	-18008	-28686.6
-1491.7	-0.0385	-0.004	-2815516.403	-17236.4	-29258.7
-1520.8	-0.0321	-0.003	-2341867.67	-16239.4	-29830.8
-1550	-0.027	-0.003	-1902635.085	-15059.4	-30402.9
-1577.8	-0.0231	-0.003	-1520320.127	-13763.3	-30947.8
-1605.6	-0.0198	-0.002	-1176138.345	-12390.5	-31492.6
-1633.3	-0.0171	-0.002	-872549.44	-10929.2	-32037.5
-1661.1	-0.0149	-0.002	-611586.983	-9394.6	-32582.3
-1688.9	-0.0129	-0.001	-394967.91	-7798.3	-33127.2
-1716.7	-0.0111	-0.001	-224186.633	-6148.1	-33672
-1744.4	-0.0094	-0.001	-100593.16	-4449.4	-34216.9
-1772.2	-0.0078	0	-25454.663	-2705	-34761.7
-1800	-0.0062	0	0	-916.4	-35306.6

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	35307.	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1



Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t
0	0.012	0.003	0	0.012	0.003	0	0	0	0	0	0	0
-25	0.046	0.012	0	0.046	0.012	0	0	0	0	0	0	0
-50	0.093	0.024	0	0.093	0.024	0	0	0	0	0	0	0
-75	0.139	0.036	0	0.139	0.036	0	0	0	0	0	0	0
-100	0.187	0.049	0	0.187	0.049	0	0	0	0	0	0	0
-127.78	0.238	0.062	0	0.238	0.062	0	0	0	0	0	0	0
-155.56	0.29	0.075	0	0.29	0.075	0	0	0	0	0	0	0
-183.33	0.342	0.089	0	0.342	0.089	0	0	0	0	0	0	0
-211.11	0.395	0.103	0	0.395	0.103	0	0	0	0	0	0	0
-238.89	0.447	0.116	0	0.447	0.116	0	0	0	0	0	0	0
-266.67	0.5	0.13	0	0.5	0.13	0	0	0	0	0	0	0
-294.44	0.552	0.144	0	0.552	0.144	0	0	0	0	0	0	0
-322.22	0.605	0.157	0	0.605	0.157	0	0	0	0	0	0	0
-350	0.658	0.171	0	0.658	0.171	0	0	0	0	0	0	0
-377.78	0.71	0.185	0	0.71	0.185	0	0	0	0	0	0	0
-405.56	0.763	0.198	0	0.763	0.198	0	0	0	0	0	0	0
-433.33	0.815	0.212	0	0.815	0.212	0	0	0	0	0	0	0
-461.11	0.868	0.226	0	0.868	0.226	0	0	0	0	0	0	0
-488.89	0.92	0.239	0	0.92	0.239	0	0	0	0	0	0	0
-516.67	0.972	0.253	0	0.972	0.253	0	0	0	0	0	0	0
-544.44	1.025	0.266	0	1.025	0.266	0	0	0	0	0	0	0
-572.22	1.077	0.28	0	1.077	0.28	0	0	0	0	0	0	0
-600	1.129	0.293	0	1.129	0.293	0	0	0	0	0	0	0
-627.78	1.181	0.307	0	1.181	0.307	0	0	0	0	0	0	0
-655.56	1.233	0.321	0	1.233	0.321	0	0	0	0	0	0	0
-683.33	1.285	0.334	0	1.285	0.334	0	0	0	0	0	0	0
-711.11	1.337	0.348	0	1.337	0.348	0	0	0	0	0	0	0
-738.89	1.388	0.361	0	1.388	0.361	0	0	0	0	0	0	0
-766.67	1.44	0.374	0	1.44	0.374	0	0	0	0	0	0	0
-794.44	1.492	0.388	0	1.492	0.388	0	0	0	0	0	0	0



-822.22	1.544	0.401	0	1.544	0.401	0	0	0	0	0	0	0
-850	1.596	0.415	0	1.596	0.415	0	0.001	0.003	0	0.001	0.003	0
-879.17	1.65	0.429	0	1.65	0.429	0	0.054	0.281	0	0.054	0.281	0
-908.33	1.704	0.443	0	1.704	0.443	0	0.108	0.561	0	0.108	0.561	0
-937.5	1.758	0.457	0	1.758	0.457	0	0.162	0.842	0	0.162	0.842	0
-966.67	1.812	0.471	0	1.812	0.471	0	0.216	1.122	0	0.216	1.122	0
-995.83	1.866	0.485	0	1.866	0.485	0	0.27	1.403	0	0.27	1.403	0
-1025	1.92	0.499	0	1.92	0.499	0	0.324	1.684	0	0.324	1.684	0
-1054.17	1.974	0.513	0	1.974	0.513	0	0.378	1.964	0	0.378	1.964	0
-1083.33	2.028	0.527	0	2.028	0.527	0	0.432	2.15	0	0.432	2.15	0
-1112.5	2.082	0.541	0	2.082	0.541	0	0.486	1.927	0	0.486	1.927	0
-1141.67	2.136	0.555	0	2.136	0.555	0	0.54	1.725	0	0.54	1.725	0
-1170.83	2.19	0.569	0	2.19	0.569	0	0.594	1.545	0	0.594	1.545	0
-1200	2.244	0.583	0	2.244	0.583	0	0.648	1.385	0	0.648	1.385	0
-1229.17	2.298	0.598	0	2.298	0.598	0	0.701	1.245	0	0.701	1.245	0
-1258.33	2.352	0.612	0	2.352	0.612	0	0.755	1.124	0	0.755	1.124	0
-1287.5	2.406	0.626	0	2.406	0.626	0	0.809	1.021	0	0.809	1.021	0
-1316.67	2.46	0.64	0	2.46	0.64	0	0.863	0.934	0	0.863	0.934	0
-1345.83	2.514	0.654	0	2.514	0.654	0	0.917	0.863	0	0.917	0.863	0
-1375	2.568	0.725	0	2.568	0.725	0	0.971	0.806	0	0.971	0.806	0
-1404.17	2.622	0.817	0	2.622	0.817	0	1.025	0.761	0	1.025	0.761	0
-1433.33	2.675	0.898	0	2.675	0.898	0	1.079	0.728	0	1.079	0.728	0
-1462.5	2.729	0.97	0	2.729	0.97	0	1.133	0.705	0	1.133	0.705	0
-1491.67	2.783	1.032	0	2.783	1.032	0	1.187	0.69	0	1.187	0.69	0
-1520.83	2.837	1.088	0	2.837	1.088	0	1.241	0.683	0	1.241	0.683	0
-1550	2.89	1.137	0	2.89	1.137	0	1.294	0.681	0	1.294	0.681	0
-1577.78	2.946	1.181	0	2.946	1.181	0	1.351	0.687	0	1.351	0.687	0
-1605.56	3.002	1.222	0	3.002	1.222	0	1.406	0.696	0	1.406	0.696	0
-1633.33	3.057	1.259	0	3.057	1.259	0	1.462	0.707	0	1.462	0.707	0
-1661.11	3.113	1.295	0	3.113	1.295	0	1.517	0.72	0	1.517	0.72	0
-1688.89	3.168	1.329	0	3.168	1.329	0	1.573	0.735	0	1.573	0.735	0
-1716.67	3.223	1.363	0	3.223	1.363	0	1.628	0.751	0	1.628	0.751	0

-1744.44	3.279	1.396	0	3.279	1.396	0	1.684	0.768	0	1.684	0.768	0
-1772.22	3.334	1.428	0	3.334	1.428	0	1.739	0.784	0	1.739	0.784	0
-1800	3.376	1.455	0	3.376	1.455	0	1.781	0.795	0	1.781	0.795	0

s_v = tensione verticale totale

s_h = tensione orizzontale totale

u = pressione neutra

s'_v = tensione verticale efficace

s'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R_h	-95570.9	b_h	1274.7	R_h	95566.9	b_h	1274.7
R'_h	-95570.9	b'_h	1274.7	R'_h	95566.9	b'_h	1274.7
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.

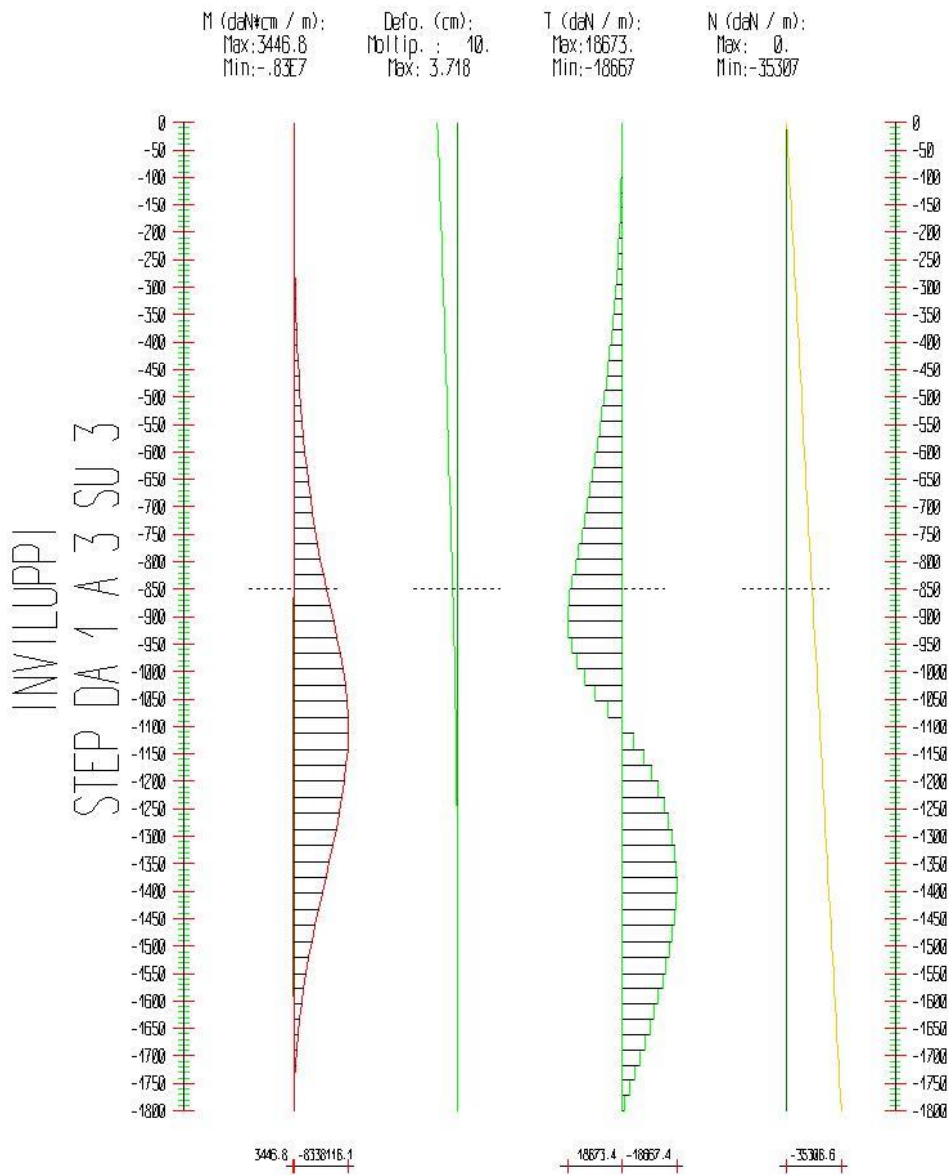
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.

pedice h' = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.

pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

9.34.15.2 Inviluppo delle sollecitazioni

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
z						
-25.	-94.3	0.	0.	3.8	-490.4	-490.4
-50.	-941.	0.	0.	33.9	-980.7	-980.7
-75.	-3293.	0.	0.	94.1	-1471.	-1471.
-100.	-7904.	0.	0.	184.5	-1962.	-1962.
-127.8	-16591	0.	0.	312.7	-2506.	-2506.
-155.6	-30044	0.	0.	484.3	-3051.	-3051.
-183.3	-49311	0.	0.	693.6	-3596.	-3596.



-211.1	-75441	0.	0.	940.7	-4141.	-4141.
-238.9	-.11E6	0.	0.	1225.6	-4686.	-4686.
-266.7	-.15E6	0.	0.	1548.6	-5231.	-5231.
-294.4	-.21E6	0.	0.	1909.5	-5776.	-5776.
-322.2	-.27E6	0.	-12.7	2308.5	-6320.	-6320.
-350.	-.35E6	0.	-36.2	2745.5	-6865.	-6865.
-377.8	-.44E6	0.	-54.8	3220.5	-7410.	-7410.
-405.6	-.54E6	0.	-69.	3733.5	-7955.	-7955.
-433.3	-.66E6	0.	-79.5	4284.4	-8500.	-8500.
-461.1	-.79E6	0.	-86.5	4873.2	-9045.	-9045.
-488.9	-.95E6	0.	-90.7	5499.8	-9589.	-9589.
-516.7	-.11E7	0.	-92.5	6164.3	-10134	-10134
-544.4	-.13E7	0.	-92.2	6866.4	-10679	-10679
-572.2	-.15E7	0.	-90.2	7606.3	-11224	-11224
-600.	-.18E7	0.	-86.9	8383.9	-11769	-11769
-627.8	-.2E7	0.	-82.6	9199.	-12314	-12314
-655.6	-.23E7	0.	-77.5	10052.	-12859	-12859
-683.3	-.26E7	0.	-71.8	10942.	-13403	-13403
-711.1	-.29E7	0.	-65.8	11870.	-13948	-13948
-738.9	-.33E7	0.	-59.6	12835.	-14493	-14493
-766.7	-.37E7	0.	-53.4	13837.	-15038	-15038
-794.4	-.41E7	0.	-47.3	14877.	-15583	-15583
-822.2	-.45E7	0.	-41.3	15955.	-16128	-16128
-850.	-.5E7	0.	-35.7	17069.	-16673	-16673
-879.2	-.55E7	873.9	-30.1	18241.	-17245	-17245
-908.3	-.61E7	1599.6	-24.9	18673.	-17817	-17817
-937.5	-.66E7	2184.5	-20.1	18329.	-18389	-18389
-966.7	-.71E7	2641.1	-15.7	17206.	-18961	-18961
-995.8	-.76E7	2982.6	-11.7	15307.	-19533	-19533
-1025.	-.79E7	3221.7	-8.2	12630.	-20105	-20105
-1054.	-.82E7	3370.9	-5.1	9175.3	-20677	-20677
-1083.	-.83E7	3442.2	-2.4	4943.6	-21249	-21249

-1113.	-.83E7	3446.8	-.2	210.3	-21821	-21821
-1142.	-.82E7	3395.3	-3831.	1.8	-22394	-22394
-1171.	-.8E7	3297.3	-7244.	3.4	-22966	-22966
-1200.	-.77E7	3161.8	-10089	4.6	-23538	-23538
-1229.	-.74E7	2996.7	-12427	5.7	-24110	-24110
-1258.	-.69E7	2809.2	-14315	6.4	-24682	-24682
-1288.	-.65E7	2605.6	-15810	7.	-25254	-25254
-1317.	-.6E7	2391.4	-16962	7.3	-25826	-25826
-1346.	-.55E7	2171.7	-17821	7.5	-26398	-26398
-1375.	-.49E7	1950.4	-18431	7.6	-26970	-26970
-1404.	-.44E7	1731.3	-18667	7.5	-27542	-27542
-1433.	-.38E7	1517.2	-18504	7.3	-28115	-28115
-1463.	-.33E7	1310.9	-18008	7.1	-28687	-28687
-1492.	-.28E7	1114.4	-17236	6.7	-29259	-29259
-1521.	-.23E7	929.7	-16239	6.3	-29831	-29831
-1550.	-.19E7	758.1	-15059	5.9	-30403	-30403
-1578.	-.15E7	608.3	-13763	5.4	-30948	-30948
-1606.	-.12E7	472.8	-12391	4.9	-31493	-31493
-1633.	-.87E6	352.5	-10929	4.3	-32038	-32038
-1661.	-.61E6	248.3	-9395.	3.8	-32582	-32582
-1689.	-.39E6	161.1	-7798.	3.1	-33127	-33127
-1717.	-.22E6	91.8	-6148.	2.5	-33672	-33672
-1744.	-.1E6	41.2	-4449.	1.8	-34217	-34217
-1772.	-25455	10.3	-2705.	1.1	-34762	-34762
-1800.	0.	0.	-916.4	.4	-35307	-35307

9.34.16 Verifiche

9.34.16.1 Il calcolo è stato eseguito correttamente per 3 Step.

9.34.16.2 Verifiche delle sezioni

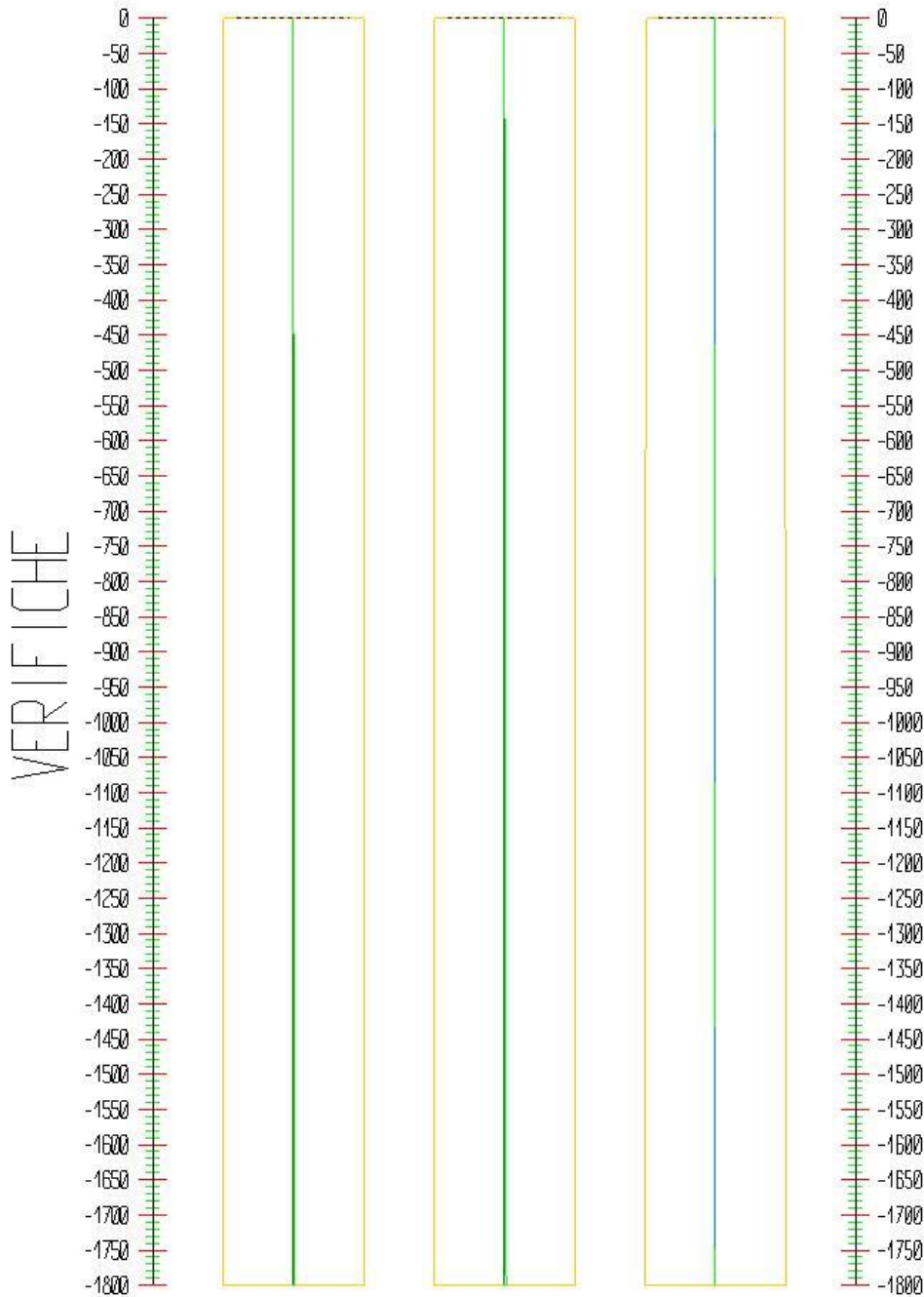
Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

9.34.16.2.1 Step 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max: -46.9 (3913.) Max: -4.2 (188.1) Max: 0. (190937)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 188.13 - barre: 3913.04)	Taglio
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.	Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente



Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-25	0	-490.4	-0.1	-0.6	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-50	0	-980.7	-0.1	-1.3	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-75	0	-1471.1	-0.2	-1.9	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-100	0	-1961.5	-0.2	-2.6	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-127.8	0	-2506.3	-0.3	-3.3	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-155.6	0	-3051.2	-0.4	-4	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-183.3	0	-3596	-0.4	-4.8	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-211.1	0	-4140.9	-0.5	-5.5	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-238.9	0	-4685.8	-0.6	-6.2	0	0	Soddisfatta	0	188554.5	Soddisfatta
-266.7	0	-5230.6	-0.6	-6.9	0	0	Soddisfatta	0	188573.9	Soddisfatta
-294.4	0	-5775.5	-0.7	-7.6	0	0	Soddisfatta	0	188643.3	Soddisfatta
-322.2	0	-6320.3	-0.7	-8.4	0	0	Soddisfatta	0	188712.6	Soddisfatta
-350	0	-6865.2	-0.8	-9.1	0	0	Soddisfatta	0	188782	Soddisfatta
-377.8	0	-7410	-0.9	-9.8	0	0	Soddisfatta	0	188851.4	Soddisfatta
-405.6	0	-7954.9	-0.9	-10.5	0	0	Soddisfatta	0	188920.7	Soddisfatta
-433.3	0	-8499.7	-1	-11.2	0	0	Soddisfatta	0	188990.1	Soddisfatta
-461.1	0	-9044.6	-1.1	-12	0	0	Soddisfatta	0	189059.4	Soddisfatta
-488.9	0	-9589.4	-1.1	-12.7	0	0	Soddisfatta	0	189128.8	Soddisfatta
-516.7	0	-10134.3	-1.2	-13.4	0	0	Soddisfatta	0	189198.2	Soddisfatta
-544.4	0	-10679.2	-1.3	-14.1	0	0	Soddisfatta	0	189267.5	Soddisfatta
-572.2	0	-11224	-1.3	-14.8	0	0	Soddisfatta	0	189336.9	Soddisfatta
-600	0	-11768.9	-1.4	-15.6	0	0	Soddisfatta	0	189406.2	Soddisfatta
-627.8	0	-12313.7	-1.5	-16.3	0	0	Soddisfatta	0	189475.6	Soddisfatta
-655.6	0	-12858.6	-1.5	-17	0	0	Soddisfatta	0	189545	Soddisfatta
-683.3	0	-13403.4	-1.6	-17.7	0	0	Soddisfatta	0	189614.3	Soddisfatta



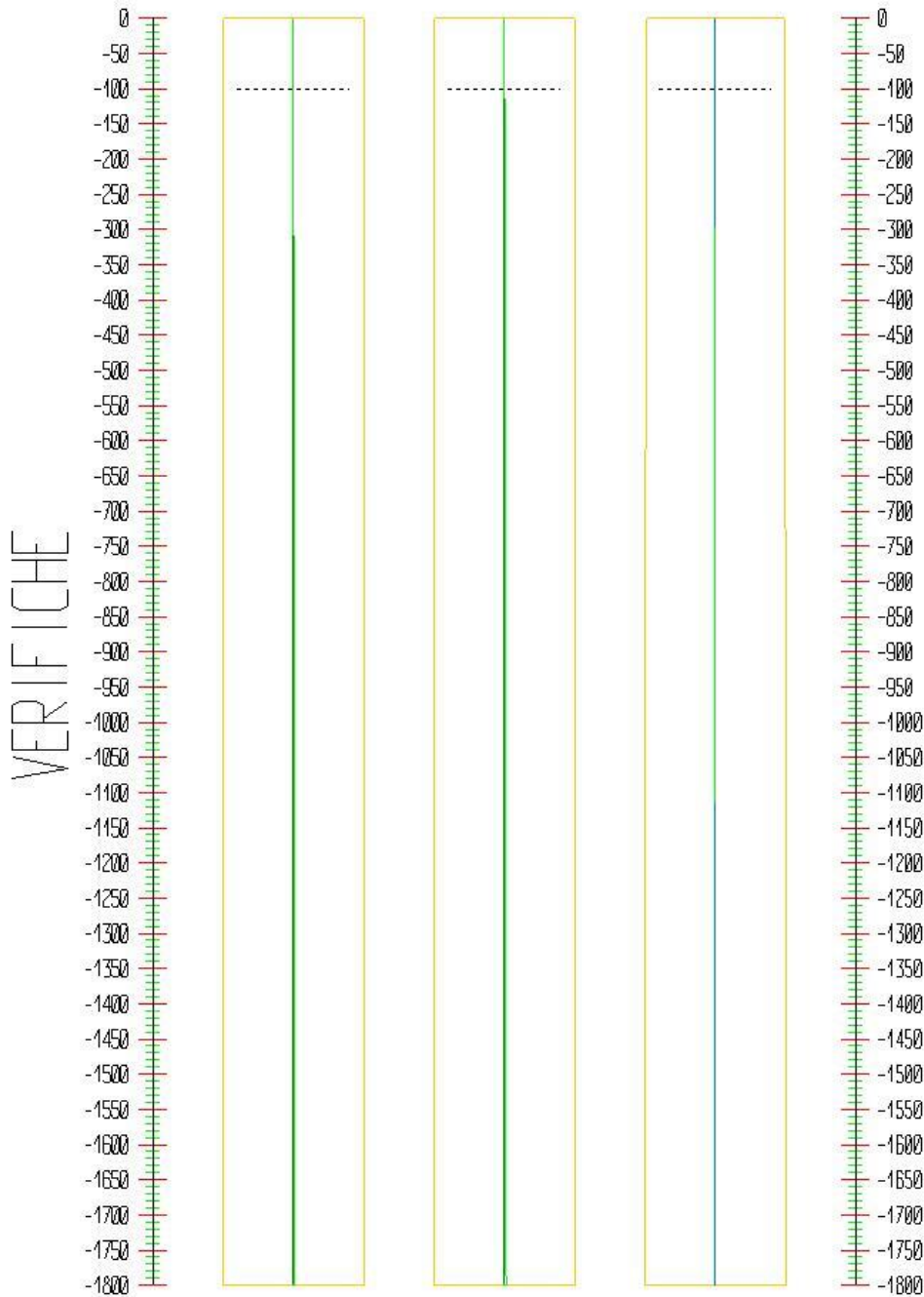
-711.1	0	-13948.3	-1.7	-18.5	0	0	Soddisfatta	0	189683.7	Soddisfatta
-738.9	0	-14493.1	-1.7	-19.2	0	0	Soddisfatta	0	189753	Soddisfatta
-766.7	0	-15038	-1.8	-19.9	0	0	Soddisfatta	0	189822.4	Soddisfatta
-794.4	0	-15582.8	-1.8	-20.6	0	0	Soddisfatta	0	189891.8	Soddisfatta
-822.2	0	-16127.7	-1.9	-21.4	0	0	Soddisfatta	0	189961.1	Soddisfatta
-850	0	-16672.6	-2	-22.1	0	0	Soddisfatta	0	190030.5	Soddisfatta
-879.2	0	-17244.7	-2	-22.8	0	0	Soddisfatta	0	190103.3	Soddisfatta
-908.3	0	-17816.8	-2.1	-23.6	0	0	Soddisfatta	0	190176.2	Soddisfatta
-937.5	0	-18388.9	-2.2	-24.4	0	0	Soddisfatta	0	190249	Soddisfatta
-966.7	0	-18960.9	-2.2	-25.1	0	0	Soddisfatta	0	190321.8	Soddisfatta
-995.8	0	-19533	-2.3	-25.9	0	0	Soddisfatta	0	190394.6	Soddisfatta
-1025	0	-20105.1	-2.4	-26.6	0	0	Soddisfatta	0	190467.5	Soddisfatta
-1054.2	0	-20677.2	-2.4	-27.4	0	0	Soddisfatta	0	190540.3	Soddisfatta
-1083.3	0	-21249.3	-2.5	-28.2	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1112.5	0	-21821.4	-2.6	-28.9	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1141.7	0	-22393.5	-2.6	-29.7	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1170.8	0	-22965.6	-2.7	-30.4	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1200	0	-23537.7	-2.8	-31.2	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1229.2	0	-24109.8	-2.9	-32	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1258.3	0	-24681.9	-2.9	-32.7	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1287.5	0	-25254	-3	-33.5	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta

-1316.7	0	-25826.1	-3.1	-34.2	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1345.8	0	-26398.2	-3.1	-35	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1375	0	-26970.3	-3.2	-35.8	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1404.2	0	-27542.4	-3.3	-36.5	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1433.3	0	-28114.5	-3.3	-37.3	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1462.5	0	-28686.6	-3.4	-38	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1491.7	0	-29258.7	-3.5	-38.8	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1520.8	0	-29830.8	-3.5	-39.6	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1550	0	-30402.9	-3.6	-40.3	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1577.8	0	-30947.8	-3.7	-41.1	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1605.6	0	-31492.6	-3.7	-41.8	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1633.3	0	-32037.5	-3.8	-42.5	0	0	Soddisfatta	0	190605.1	Soddisfatta
-1661.1	0	-32582.3	-3.9	-43.2	0	0	Soddisfatta	0	190661.1	Soddisfatta
-1688.9	0	-33127.2	-3.9	-44	0	0	Soddisfatta	0	190730	Soddisfatta
-1716.7	0	-33672	-4	-44.7	0	0	Soddisfatta	0	190798.8	Soddisfatta
-1744.4	0	-34216.9	-4	-45.4	0	0	Soddisfatta	0	190867.7	Soddisfatta
-1772.2	0	-34761.7	-4.1	-46.1	0	0	Soddisfatta	0	190936.5	Soddisfatta
-1800	0	-35306.6	-4.2	-46.9	0	0	Soddisfatta	0	191005.4	Soddisfatta

9.34.16.2.2 Step 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armagliure (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max: -46.9 (3913.) Max: -4.2 (188.1) Max: 294.9 (190937)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 188.13 - barre: 3913.04)	Taglio
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.	Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente



Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	3.7	188554.5	Soddisfatta
-25	-93.7	-490.4	-0.1	-0.7	0	0	Soddisfatta	3.7	188554.5	Soddisfatta
-50	-938.5	-980.7	-0.1	-1.4	0	0	Soddisfatta	33.8	188554.5	Soddisfatta
-75	-3287.4	-1471.1	-0.2	-2.2	0	0	Soddisfatta	94	188554.5	Soddisfatta
-100	-7894.9	-1961.5	-0.3	-3.3	0	0	Soddisfatta	184.3	188554.5	Soddisfatta
-127.8	-16086.4	-2506.3	-0.4	-4.8	0	0	Soddisfatta	294.9	188554.5	Soddisfatta
-155.6	-23180.4	-3051.2	-0.6	-6.1	0	0	Soddisfatta	255.4	188554.5	Soddisfatta
-183.3	-28566.3	-3596	-0.7	-7.4	0	0	Soddisfatta	193.9	188554.5	Soddisfatta
-211.1	-32436.4	-4140.9	-0.8	-8.4	0	0	Soddisfatta	139.3	188554.5	Soddisfatta
-238.9	-34984	-4685.8	-0.9	-9.4	0	0	Soddisfatta	91.7	188554.5	Soddisfatta
-266.7	-36394.5	-5230.6	-0.9	-10.2	0	0	Soddisfatta	50.8	188573.9	Soddisfatta
-294.4	-36842.3	-5775.5	-1	-11	0	0	Soddisfatta	16.1	188643.3	Soddisfatta
-322.2	-36489.7	-6320.3	-1.1	-11.7	0	0	Soddisfatta	-12.7	188712.6	Soddisfatta
-350	-35485.4	-6865.2	-1.1	-12.3	0	0	Soddisfatta	-36.2	188782	Soddisfatta



-377.8	-33964.3	-7410	-1.2	-12.9	0	0	Soddisfatta	-54.8	188851.4	Soddisfatta
-405.6	-32047	-7954.9	-1.2	-13.4	0	0	Soddisfatta	-69	188920.7	Soddisfatta
-433.3	-29840	-8499.7	-1.3	-14	0	0	Soddisfatta	-79.5	188990.1	Soddisfatta
-461.1	-27436.4	-9044.6	-1.3	-14.5	0	0	Soddisfatta	-86.5	189059.4	Soddisfatta
-488.9	-24916.2	-9589.4	-1.4	-15	0	0	Soddisfatta	-90.7	189128.8	Soddisfatta
-516.7	-22347.4	-10134.3	-1.4	-15.4	0	0	Soddisfatta	-92.5	189198.2	Soddisfatta
-544.4	-19786.6	-10679.2	-1.4	-15.9	0	0	Soddisfatta	-92.2	189267.5	Soddisfatta
-572.2	-17280.3	-11224	-1.5	-16.4	0	0	Soddisfatta	-90.2	189336.9	Soddisfatta
-600	-14865.8	-11768.9	-1.5	-16.9	0	0	Soddisfatta	-86.9	189406.2	Soddisfatta
-627.8	-12571.8	-12313.7	-1.6	-17.4	0	0	Soddisfatta	-82.6	189475.6	Soddisfatta
-655.6	-10419.9	-12858.6	-1.6	-18	0	0	Soddisfatta	-77.5	189545	Soddisfatta
-683.3	-8425.2	-13403.4	-1.7	-18.5	0	0	Soddisfatta	-71.8	189614.3	Soddisfatta
-711.1	-6597.4	-13948.3	-1.7	-19.1	0	0	Soddisfatta	-65.8	189683.7	Soddisfatta
-738.9	-4941.1	-14493.1	-1.8	-19.6	0	0	Soddisfatta	-59.6	189753	Soddisfatta
-766.7	-3457.5	-15038	-1.8	-20.2	0	0	Soddisfatta	-53.4	189822.4	Soddisfatta



-794.4	-2143.9	-15582.8	-1.9	-20.8	0	0	Soddisfatta	-47.3	189891.8	Soddisfatta
-822.2	-995.5	-16127.7	-1.9	-21.4	0	0	Soddisfatta	-41.3	189961.1	Soddisfatta
-850	-5.2	-16672.6	-2	-22.1	0	0	Soddisfatta	-35.7	190030.5	Soddisfatta
-879.2	873.9	-17244.7	-2	-22.9	0	0	Soddisfatta	-30.1	190103.3	Soddisfatta
-908.3	1599.6	-17816.8	-2.1	-23.7	0	0	Soddisfatta	-24.9	190176.2	Soddisfatta
-937.5	2184.5	-18388.9	-2.2	-24.6	0	0	Soddisfatta	-20.1	190249	Soddisfatta
-966.7	2641.1	-18960.9	-2.3	-25.4	0	0	Soddisfatta	-15.7	190321.8	Soddisfatta
-995.8	2982.6	-19533	-2.3	-26.1	0	0	Soddisfatta	-11.7	190394.6	Soddisfatta
-1025	3221.7	-20105.1	-2.4	-26.9	0	0	Soddisfatta	-8.2	190467.5	Soddisfatta
-1054.2	3370.9	-20677.2	-2.5	-27.7	0	0	Soddisfatta	-5.1	190540.3	Soddisfatta
-1083.3	3442.2	-21249.3	-2.5	-28.5	0	0	Soddisfatta	-2.4	190605.1	Soddisfatta
-1112.5	3446.8	-21821.4	-2.6	-29.2	0	0	Soddisfatta	-0.2	190605.1	Soddisfatta
-1141.7	3395.3	-22393.5	-2.7	-30	0	0	Soddisfatta	1.8	190605.1	Soddisfatta
-1170.8	3297.3	-22965.6	-2.7	-30.7	0	0	Soddisfatta	3.4	190605.1	Soddisfatta



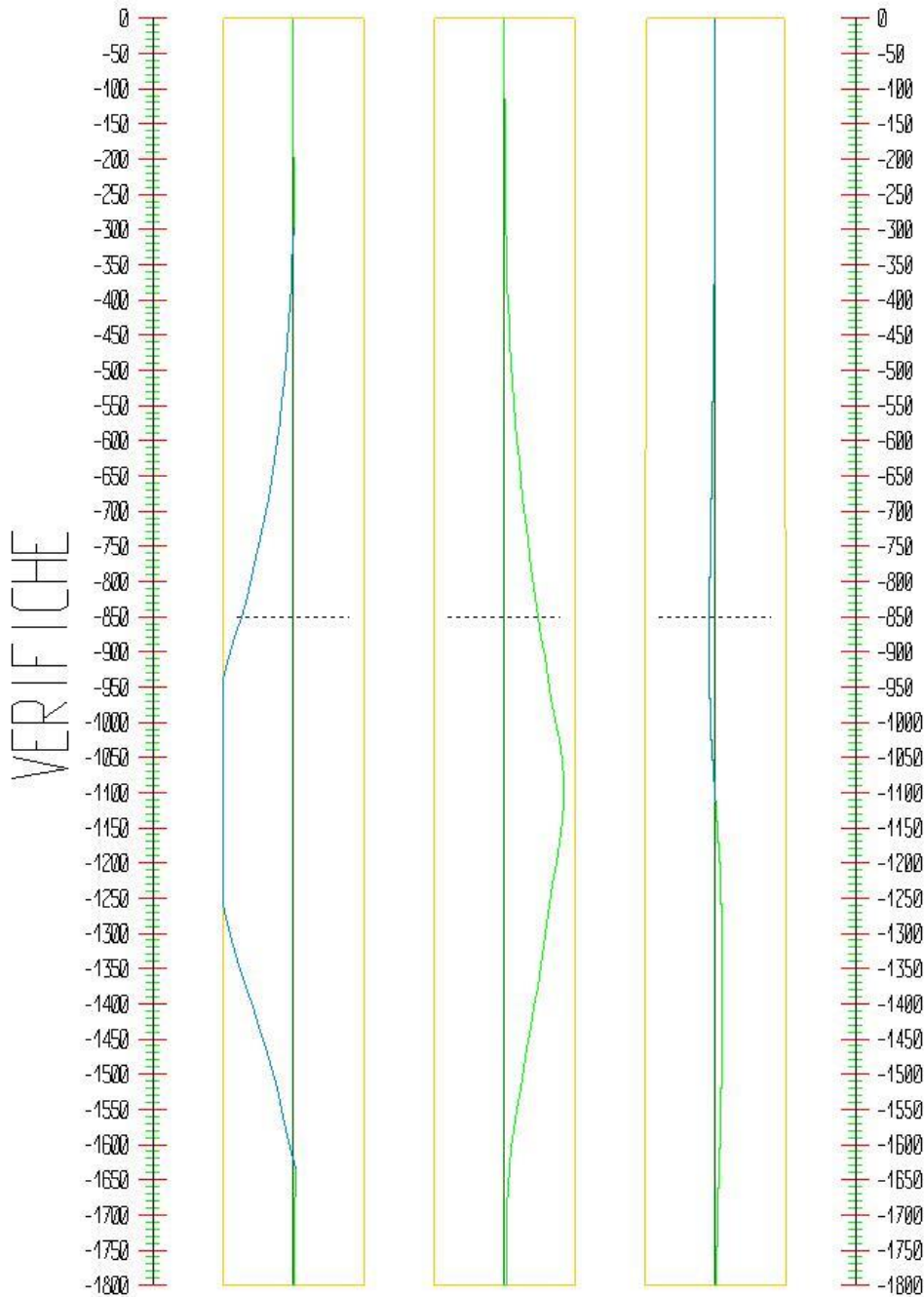
-1200	3161.8	-23537.7	-2.8	-31.5	0	0	Soddisfatta	4.6	190605.1	Soddisfatta
-1229.2	2996.7	-24109.8	-2.9	-32.2	0	0	Soddisfatta	5.7	190605.1	Soddisfatta
-1258.3	2809.2	-24681.9	-2.9	-33	0	0	Soddisfatta	6.4	190605.1	Soddisfatta
-1287.5	2605.6	-25254	-3	-33.7	0	0	Soddisfatta	7	190605.1	Soddisfatta
-1316.7	2391.4	-25826.1	-3.1	-34.5	0	0	Soddisfatta	7.3	190605.1	Soddisfatta
-1345.8	2171.7	-26398.2	-3.1	-35.2	0	0	Soddisfatta	7.5	190605.1	Soddisfatta
-1375	1950.4	-26970.3	-3.2	-35.9	0	0	Soddisfatta	7.6	190605.1	Soddisfatta
-1404.2	1731.3	-27542.4	-3.3	-36.7	0	0	Soddisfatta	7.5	190605.1	Soddisfatta
-1433.3	1517.2	-28114.5	-3.3	-37.4	0	0	Soddisfatta	7.3	190605.1	Soddisfatta
-1462.5	1310.9	-28686.6	-3.4	-38.2	0	0	Soddisfatta	7.1	190605.1	Soddisfatta
-1491.7	1114.4	-29258.7	-3.5	-38.9	0	0	Soddisfatta	6.7	190605.1	Soddisfatta
-1520.8	929.7	-29830.8	-3.5	-39.7	0	0	Soddisfatta	6.3	190605.1	Soddisfatta
-1550	758.1	-30402.9	-3.6	-40.4	0	0	Soddisfatta	5.9	190605.1	Soddisfatta
-1577.8	608.3	-30947.8	-3.7	-41.1	0	0	Soddisfatta	5.4	190605.1	Soddisfatta
-1605.6	472.8	-31492.6	-3.7	-41.8	0	0	Soddisfatta	4.9	190605.1	Soddisfatta

-1633.3	352.5	-32037.5	-3.8	-42.5	0	0	Soddisfatta	4.3	190605.1	Soddisfatta
-1661.1	248.3	-32582.3	-3.9	-43.3	0	0	Soddisfatta	3.8	190661.1	Soddisfatta
-1688.9	161.1	-33127.2	-3.9	-44	0	0	Soddisfatta	3.1	190730	Soddisfatta
-1716.7	91.8	-33672	-4	-44.7	0	0	Soddisfatta	2.5	190798.8	Soddisfatta
-1744.4	41.2	-34216.9	-4	-45.4	0	0	Soddisfatta	1.8	190867.7	Soddisfatta
-1772.2	10.3	-34761.7	-4.1	-46.1	0	0	Soddisfatta	1.1	190936.5	Soddisfatta
-1800	0	-35306.6	-4.2	-46.9	0	0	Soddisfatta	0.4	191005.4	Soddisfatta

9.34.16.2.3 Step 3

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max:3913. (3913.) Max:-160. (188.1) Max:18673. (190937)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 188.13 - barre: 3913.04)	Taglio
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.	Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente



Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	3.8	188554.5	Soddisfatta
-25	-94.3	-490.4	-0.1	-0.7	0	0	Soddisfatta	3.8	188554.5	Soddisfatta
-50	-941	-980.7	-0.1	-1.4	0	0	Soddisfatta	33.9	188554.5	Soddisfatta
-75	-3292.7	-1471.1	-0.2	-2.2	0	0	Soddisfatta	94.1	188554.5	Soddisfatta
-100	-7904.2	-1961.5	-0.3	-3.3	0	0	Soddisfatta	184.5	188554.5	Soddisfatta
-127.8	-16590.9	-2506.3	-0.4	-4.8	0	0	Soddisfatta	312.7	188554.5	Soddisfatta
-155.6	-30044.3	-3051.2	-0.6	-6.8	0	0	Soddisfatta	484.3	188554.5	Soddisfatta
-183.3	-49311	-3596	-0.9	-9.3	0	0	Soddisfatta	693.6	188554.5	Soddisfatta
-211.1	-75440.9	-4140.9	-1.2	-12.6	0	0	Soddisfatta	940.7	188554.5	Soddisfatta
-238.9	-109486.8	-4685.8	-1.7	-17.3	0	0	Soddisfatta	1225.6	188554.5	Soddisfatta
-266.7	-152503.2	-5230.6	-2.4	-24.2	0	0	Soddisfatta	1548.6	188573.9	Soddisfatta
-294.4	-205545.9	-5775.5	-3.3	-33.6	0	0	Soddisfatta	1909.5	188643.3	Soddisfatta
-322.2	-269671.4	-6320.3	-4.6	56.8	0	0	Soddisfatta	2308.5	188712.6	Soddisfatta
-350	-345935.6	-6865.2	-6.1	91	0	0	Soddisfatta	2745.5	188782	Soddisfatta
-377.8	-435394.3	-7410	-7.9	134.7	0	0.01	Soddisfatta	3220.5	188851.4	Soddisfatta
-405.6	-539102.2	-7954.9	-10	188.3	-0.01	0.01	Soddisfatta	3733.5	188920.7	Soddisfatta
-433.3	-658113.1	-8499.7	-12.4	252.3	-0.01	0.01	Soddisfatta	4284.4	188990.1	Soddisfatta



-461.1	-793479.4	-9044.6	-15.1	327.2	-0.01	0.02	Soddisfatta	4873.2	189059.4	Soddisfatta
-488.9	-946252.3	-9589.4	-18.1	413.6	-0.01	0.02	Soddisfatta	5499.8	189128.8	Soddisfatta
-516.7	-1117481.7	-10134.3	-21.4	512.2	-0.01	0.02	Soddisfatta	6164.3	189198.2	Soddisfatta
-544.4	-1308216.1	-10679.2	-25.1	623.7	-0.01	0.03	Soddisfatta	6866.4	189267.5	Soddisfatta
-572.2	-1519502.7	-11224	-29.2	748.7	-0.02	0.04	Soddisfatta	7606.3	189336.9	Soddisfatta
-600	-1752387.5	-11768.9	-33.7	888	-0.02	0.04	Soddisfatta	8383.9	189406.2	Soddisfatta
-627.8	-2007915.1	-12313.7	-38.5	1042.1	-0.02	0.05	Soddisfatta	9199	189475.6	Soddisfatta
-655.6	-2287129.1	-12858.6	-43.7	1212	-0.02	0.06	Soddisfatta	10051.7	189545	Soddisfatta
-683.3	-2591071.7	-13403.4	-49.3	1398.2	-0.03	0.07	Soddisfatta	10941.9	189614.3	Soddisfatta
-711.1	-2920784.4	-13948.3	-55.3	1601.5	-0.03	0.08	Soddisfatta	11869.7	189683.7	Soddisfatta
-738.9	-3277307.4	-14493.1	-61.7	1822.7	-0.04	0.09	Soddisfatta	12834.8	189753	Soddisfatta
-766.7	-3661680.2	-15038	-68.4	2062.6	-0.04	0.1	Soddisfatta	13837.4	189822.4	Soddisfatta
-794.4	-4074941.2	-15582.8	-75.5	2321.8	-0.05	0.11	Soddisfatta	14877.4	189891.8	Soddisfatta
-822.2	-4518128.2	-16127.7	-82.9	2601.3	-0.05	0.12	Soddisfatta	15954.7	189961.1	Soddisfatta



-850	- 4992278. 1	- 16672. 6	-90.6	2901.8	- 0.0 6	0.1 4	Soddisfatt a	17069. 4	190030. 5	Soddisfatt a
-879.2	- 5524311. 1	- 17244. 7	-99	3240.7	- 0.0 6	0.1 5	Soddisfatt a	18241. 1	190103. 3	Soddisfatt a
-908.3	-6068953	- 17816. 8	-107.3	3588.9	- 0.0 7	0.1 7	Soddisfatt a	18673. 4	190176. 2	Soddisfatt a
-937.5	- 6603532. 9	- 18388. 9	-115.2	3913	- 0.0 8	0.1 9	Soddisfatt a	18328. 5	190249	Soddisfatt a
-966.7	- 7105379. 2	- 18960. 9	-125.3	3913	- 0.0 8	0.2 1	Soddisfatt a	17206. 2	190321. 8	Soddisfatt a
-995.8	-7551820	-19533	-136.8	3913	-0.1	0.2 5	Soddisfatt a	15306. 5	190394. 6	Soddisfatt a
-1025	- 7920182. 6	- 20105. 1	-145.6	3913	-0.1	0.2 8	Soddisfatt a	12629. 6	190467. 5	Soddisfatt a
-1054.2	- 8187794. 1	- 20677. 2	-154.7	3913	- 0.1 2	0.3 2	Soddisfatt a	9175.3	190540. 3	Soddisfatt a
-1083.3	- 8331981. 1	- 21249. 3	-160	3913	- 0.1 2	0.3 5	Soddisfatt a	4943.6	190605. 1	Soddisfatt a
-1112.5	- 8338116. 1	- 21821. 4	-159.7	3913	- 0.1 2	0.3 5	Soddisfatt a	210.3	190605. 1	Soddisfatt a
-1141.7	- 8226370. 1	- 22393. 5	-154.5	3913	- 0.1 2	0.3 2	Soddisfatt a	- 3831.3	190605. 1	Soddisfatt a
-1170.8	- 8015091. 6	- 22965. 6	-146.7	3913	- 0.1 1	0.2 8	Soddisfatt a	- 7243.8	190605. 1	Soddisfatt a
-1200	- 7720830. 2	- 23537. 7	-139.4	3913	-0.1	0.2 6	Soddisfatt a	-10089	190605. 1	Soddisfatt a
-1229.2	- 7358381. 7	- 24109. 8	-129.7	3913	- 0.0 9	0.2 2	Soddisfatt a	- 12426. 8	190605. 1	Soddisfatt a



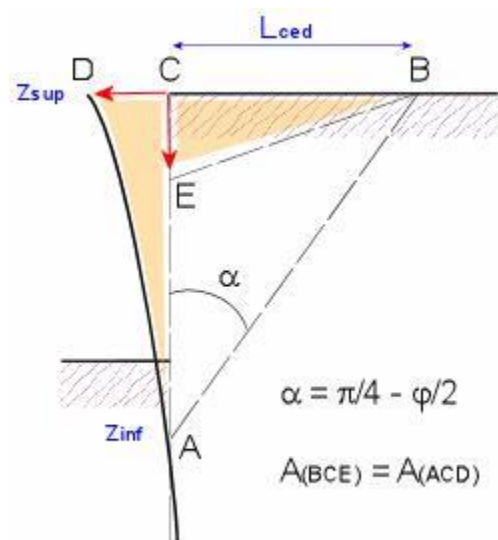
-1258.3	-6940852.5	-24681.9	-120.2	3913	-0.08	0.19	Soddisfatta	-14315.3	190605.1	Soddisfatta
-1287.5	-6479738.1	-25254	-113.1	3706.2	-0.07	0.18	Soddisfatta	-15809.6	190605.1	Soddisfatta
-1316.7	-5985014.3	-25826.1	-105.7	3366.5	-0.07	0.16	Soddisfatta	-16962	190605.1	Soddisfatta
-1345.8	-5465238	-26398.2	-97.6	3011.4	-0.06	0.14	Soddisfatta	-17820.9	190605.1	Soddisfatta
-1375	-4927655	-26970.3	-89	2645.7	-0.05	0.13	Soddisfatta	-18431.4	190605.1	Soddisfatta
-1404.2	-4383188.2	-27542.4	-79.9	2276.9	-0.05	0.11	Soddisfatta	-18667.4	190605.1	Soddisfatta
-1433.3	-3843478.8	-28114.5	-70.6	1912.8	-0.04	0.09	Soddisfatta	-18504.3	190605.1	Soddisfatta
-1462.5	-3318244.7	-28686.6	-61.2	1560.1	-0.04	0.07	Soddisfatta	-18008	190605.1	Soddisfatta
-1491.7	-2815516.4	-29258.7	-51.9	1224.6	-0.03	0.06	Soddisfatta	-17236.4	190605.1	Soddisfatta
-1520.8	-2341867.7	-29830.8	-42.8	911.8	-0.02	0.04	Soddisfatta	-16239.4	190605.1	Soddisfatta
-1550	-1902635.1	-30402.9	-34.1	627.5	-0.02	0.03	Soddisfatta	-15059.4	190605.1	Soddisfatta
-1577.8	-1520320.1	-30947.8	-26.2	391.1	-0.01	0.02	Soddisfatta	-13763.3	190605.1	Soddisfatta
-1605.6	-1176138.3	-31492.6	-19.1	201.2	-0.01	0.01	Soddisfatta	-12390.5	190605.1	Soddisfatta
-1633.3	-872549.4	-32037.5	-13.3	-139.2	-0.01	-0.01	Soddisfatta	-10929.2	190605.1	Soddisfatta

-1661.1	-611587	-32582.3	-9.6	-101.8	-0.01	0	Soddisfatta	-9394.6	190661.1	Soddisfatta
-1688.9	-394967.9	-33127.2	-7.5	-80.4	0	0	Soddisfatta	-7798.3	190730	Soddisfatta
-1716.7	-224186.6	-33672	-6	-65.3	0	0	Soddisfatta	-6148.1	190798.8	Soddisfatta
-1744.4	-100593.2	-34216.9	-5	-54.7	0	0	Soddisfatta	-4449.4	190867.7	Soddisfatta
-1772.2	-25454.7	-34761.7	-4.3	-48.5	0	0	Soddisfatta	-2705	190936.5	Soddisfatta
-1800	0	-35306.6	-4.2	-46.9	0	0	Soddisfatta	-916.4	191005.4	Soddisfatta

9.34.17 Calcolo dei cedimenti a monte della paratia

Metodo *Volume* per il calcolo dei cedimenti a monte della paratia.

Si ipotizza che la variazione di volume complessiva del terreno coinvolto nel processo deformativo sia nulla (deformandosi, i terreni tendono a dilatare). In questo caso, definito il cuneo di spinta, si ha uguaglianza tra il volume che il terreno occupa in seguito allo spostamento della paratia e quello che il terreno libera per i cedimenti verticali a monte dell'opera.



Segue il calcolo per tutti gli Step (Da Step 1 a Step 3).

Paratia PAR_1 Step 1		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -1661.1[\text{cm}]$ $L_{ced} = 959[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]

0	0	0
50	50	0
100	100	0
150	150	0
200	200	0
250	250	0
300	300	0
350	350	0
400	400	0
450	450	0
500	500	0
550	550	0
600	600	0
650	650	0
700	700	0
750	750	0
800	800	0
850	850	0
900	900	0
950	950	0
959	959	0

Paratia PAR_1 Step 2		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -1800[\text{cm}]$ $L_{ced} = 1039.2[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	0	0.01
50	50	0.01
100	100	0.01
150	150	0.01
200	200	0.01
250	250	0.01
300	300	0.01

350	350	0.01
400	400	0
450	450	0
500	500	0
550	550	0
600	600	0
650	650	0
700	700	0
750	750	0
800	800	0
850	850	0
900	900	0
950	950	0
1000	1000	0
1039.2	1039.2	0

Paratia PAR_1 Step 3		
$z_{sup} = 0[cm]$ $z_{inf} = -1800[cm]$ $L_{ced} = 1039.2[cm]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	0	1.05
50	50	0.99
100	100	0.94
150	150	0.89
200	200	0.84
250	250	0.79
300	300	0.74
350	350	0.69
400	400	0.64
450	450	0.59
500	500	0.54
550	550	0.49
600	600	0.44

650	650	0.39
700	700	0.34
750	750	0.29
800	800	0.24
850	850	0.19
900	900	0.14
950	950	0.09
1000	1000	0.04
1039.2	1039.2	0

9.35 Verifica Berlinese – PALO TIPO 2 – $\phi 800\text{mm}/L15000\text{mm}$

Modello Strutturale

Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 24" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.**

Il programma "IS Paratie 24" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2018, punto 7.11.1, SLV (A=1+M=1+R1).**

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $g_{G1} = 1$, $g_{G2} = 1$, $g_{Qi} = 1$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $g_j = 1$, $g_c = 1$, $g_{su} = 1$, $g_g = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm^2 ; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

Cemento Armato: Conglomerato Cementizio Rck 370, Barre d'armatura B450C (cls: $f_{cd} = 164.62$; barre: $f_{yd} = 3913.04$).
Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5
Descrizione	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3	STRATO 4	STRATO 4
Quota iniziale [cm]	0	-350	-600	-1550	-3600
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1	1	1	1
Angolo d'attrito (j') [°]	32	28	32	38	38
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0	0.05	0	0	0
Resistenza non drenata (s _u) [daN/cm ²]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Permeabilità (m) [cm/s]	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Peso di unità di volume fuori falda (g _d) [daN/cm ³]	0.00185	0.00185	0.00185	0.002	0.002
Peso di unità di volume sotto falda (g _s) [daN/cm ³]	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215

Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_3

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_4

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_5

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

Pressione limite attiva e passiva

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 1500 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_3.

Sezioni

Segua la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_3
Tipo	CIRCOLARE
Descrizione	Sezione 4
Materiale	C.A.
Modulo di Young [daN/cm ²]	325881.
Numero di sezioni per metro	1.
Area [cm ²]	5021.38
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	2006489.
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	2006489.
Ferri superiori	5d24
Ferri inferiori	7d24
Staffe - numero bracci	7
Staffe - diametro [mm]	8
Staffe - passo [cm]	15

Carichi nastriformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastriformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	50
Larghezza [cm]	1000
Carico distribuito [daN/cm]	-9
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.09
Tipologia	variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Carichi uniformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi uniformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CCD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Carico distribuito [daN/cm]	-85
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.85
Tipologia	permanente
Step di attivazione	2
Step di rimozione	-

IL CARICO DI SOVRAPPRESSIONE HA CONSIDERATO IL VOLUME DEL DAZIO COME CARICO AGENTE. DATA LA DIMENSIONE REALE SI È CONSIDERATO UN VOLUME DI CALCESTRUZZO PARI A 1100MC OTTENENDO UN CARICO 8500 kg/mq.

Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensità definita dalla propria sezione trasversale.

Vincoli

Segue la descrizione dei vincoli posticipati applicati agli elementi del modello.

	CIM_1
Tipo	Rotazione
Carattere	Relativo
Applicato a	Paratia
Quota di applicazione [cm]	-100
Rigidezza della molla [daN/cm]	1000000000
Step di attivazione	2
Step di rimozione	-

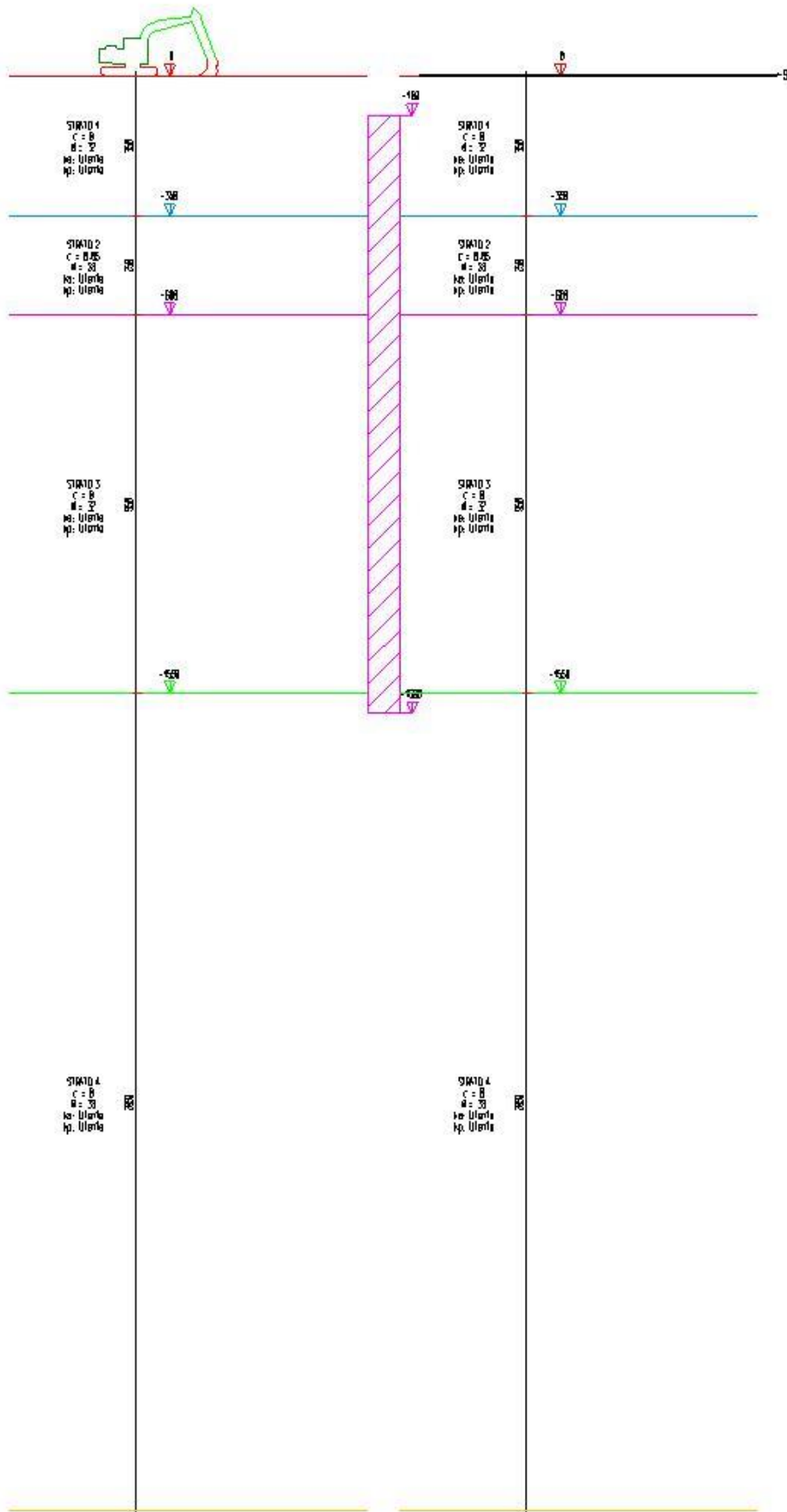
Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico nastriforme su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico uniforme su terreno: CCD_1_1

Inserimento vincolo posticipato: CIM_1

Scavo portato a quota: -625

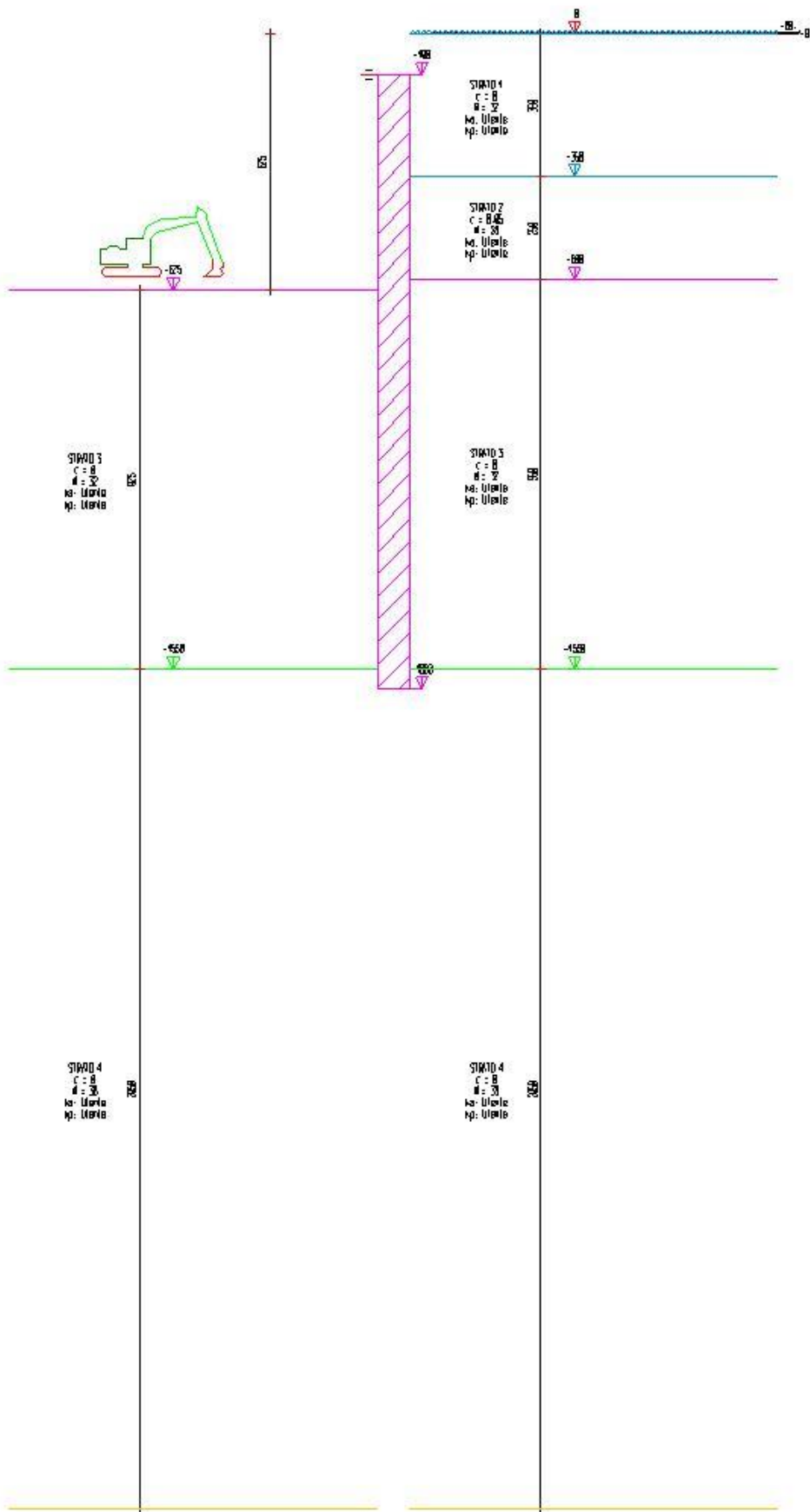


Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati					Carichi terreno	Vincoli	
1	0	STR_1	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5	CUD_1_1	
2	-625	STR_1	STR_1					CUD_1_1 CCD_1_1	CIM_1

Modello FEM

Segue la descrizione dello schema ad elementi finiti utilizzato per la risoluzione del modello strutturale e la valutazione di spostamenti e sollecitazioni, aggiornato all'ultimo step di calcolo effettuato.

Nodi

Indice	Coord. X	Coord. Z
1.	-100.	-100.
2.	-100.	-127.78
3.	-100.	-155.56
4.	-100.	-183.33
5.	-100.	-211.11
6.	-100.	-238.89
7.	-100.	-266.67
8.	-100.	-294.44
9.	-100.	-322.22
10.	-100.	-350.
11.	-100.	-377.78
12.	-100.	-405.56
13.	-100.	-433.33
14.	-100.	-461.11
15.	-100.	-488.89
16.	-100.	-516.67
17.	-100.	-544.44
18.	-100.	-572.22
19.	-100.	-600.
20.	-100.	-625.
21.	-100.	-654.84
22.	-100.	-684.68
23.	-100.	-714.52
24.	-100.	-744.35
25.	-100.	-774.19
26.	-100.	-804.03
27.	-100.	-833.87
28.	-100.	-863.71
29.	-100.	-893.55
30.	-100.	-923.39
31.	-100.	-953.23
32.	-100.	-983.06
33.	-100.	-1012.9
34.	-100.	-1042.74
35.	-100.	-1072.58
36.	-100.	-1102.42
37.	-100.	-1132.26
38.	-100.	-1162.1

39.	-100.	-1191.94
40.	-100.	-1221.77
41.	-100.	-1251.61
42.	-100.	-1281.45
43.	-100.	-1311.29
44.	-100.	-1341.13
45.	-100.	-1370.97
46.	-100.	-1400.81
47.	-100.	-1430.65
48.	-100.	-1460.48
49.	-100.	-1490.32
50.	-100.	-1520.16
51.	-100.	-1550.
52.	-100.	-1575.
53.	-100.	-1600.

Aste

Indice	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza	Incognite
1.	2.	1.	27.78	4 5 6 1 2 3
2.	3.	2.	27.78	7 8 9 4 5 6
3.	4.	3.	27.78	10 11 12 7 8 9
4.	5.	4.	27.78	13 14 15 10 11 12
5.	6.	5.	27.78	16 17 18 13 14 15
6.	7.	6.	27.78	19 20 21 16 17 18
7.	8.	7.	27.78	22 23 24 19 20 21
8.	9.	8.	27.78	25 26 27 22 23 24
9.	10.	9.	27.78	28 29 30 25 26 27
10.	11.	10.	27.78	31 32 33 28 29 30
11.	12.	11.	27.78	34 35 36 31 32 33
12.	13.	12.	27.78	37 38 39 34 35 36
13.	14.	13.	27.78	40 41 42 37 38 39
14.	15.	14.	27.78	43 44 45 40 41 42
15.	16.	15.	27.78	46 47 48 43 44 45
16.	17.	16.	27.78	49 50 51 46 47 48
17.	18.	17.	27.78	52 53 54 49 50 51
18.	19.	18.	27.78	55 56 57 52 53 54
19.	20.	19.	25.	58 59 60 55 56 57
20.	21.	20.	29.84	61 62 63 58 59 60
21.	22.	21.	29.84	64 65 66 61 62 63
22.	23.	22.	29.84	67 68 69 64 65 66
23.	24.	23.	29.84	70 71 72 67 68 69
24.	25.	24.	29.84	73 74 75 70 71 72
25.	26.	25.	29.84	76 77 78 73 74 75
26.	27.	26.	29.84	79 80 81 76 77 78
27.	28.	27.	29.84	82 83 84 79 80 81
28.	29.	28.	29.84	85 86 87 82 83 84
29.	30.	29.	29.84	88 89 90 85 86 87
30.	31.	30.	29.84	91 92 93 88 89 90
31.	32.	31.	29.84	94 95 96 91 92 93
32.	33.	32.	29.84	97 98 99 94 95 96

33.	34.	33.	29.84	100 101 102 97 98 99
34.	35.	34.	29.84	103 104 105 100 101 102
35.	36.	35.	29.84	106 107 108 103 104 105
36.	37.	36.	29.84	109 110 111 106 107 108
37.	38.	37.	29.84	112 113 114 109 110 111
38.	39.	38.	29.84	115 116 117 112 113 114
39.	40.	39.	29.84	118 119 120 115 116 117
40.	41.	40.	29.84	121 122 123 118 119 120
41.	42.	41.	29.84	124 125 126 121 122 123
42.	43.	42.	29.84	127 128 129 124 125 126
43.	44.	43.	29.84	130 131 132 127 128 129
44.	45.	44.	29.84	133 134 135 130 131 132
45.	46.	45.	29.84	136 137 138 133 134 135
46.	47.	46.	29.84	139 140 141 136 137 138
47.	48.	47.	29.84	142 143 144 139 140 141
48.	49.	48.	29.84	145 146 147 142 143 144
49.	50.	49.	29.84	148 149 150 145 146 147
50.	51.	50.	29.84	151 152 153 148 149 150
51.	52.	51.	25.	154 155 156 151 152 153
52.	53.	52.	25.	157 0 158 154 155 156

Risultati

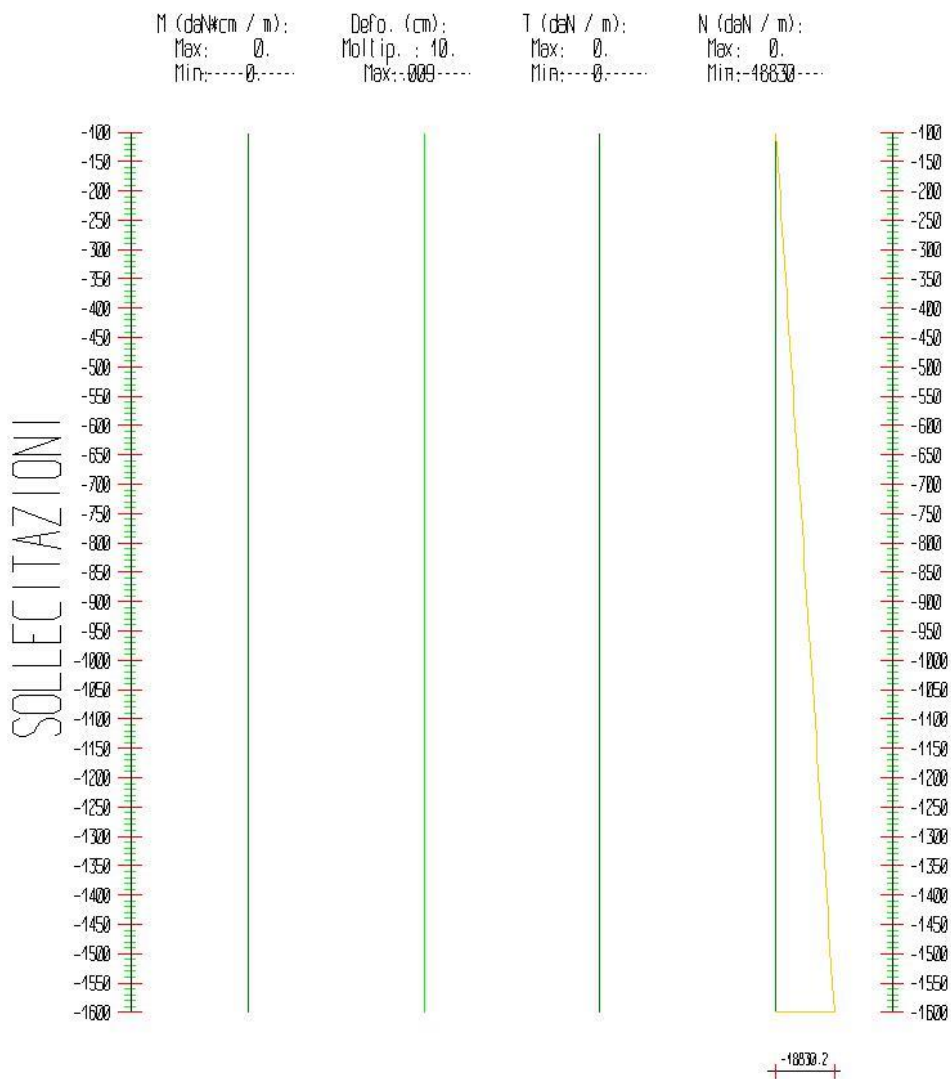
Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	0	-0.009	0	0	-348.7
-155.6	0	-0.009	0	0	-697.4
-183.3	0	-0.009	0	0	-1046.1
-211.1	0	-0.009	0	0	-1394.8
-238.9	0	-0.009	0	0	-1743.5
-266.7	0	-0.009	0	0	-2092.2
-294.4	0	-0.008	0	0	-2440.9
-322.2	0	-0.008	0	0	-2789.7
-350	0	-0.008	0	0	-3138.4
-377.8	0	-0.008	0	0	-3487.1
-405.6	0	-0.008	0	0	-3835.8
-433.3	0	-0.008	0	0	-4184.5
-461.1	0	-0.008	0	0	-4533.2
-488.9	0	-0.008	0	0	-4881.9
-516.7	0	-0.008	0	0	-5230.6

-544.4	0	-0.008	0	0	-5579.3
-572.2	0	-0.008	0	0	-5928
-600	0	-0.008	0	0	-6276.7
-625	0	-0.008	0	0	-6590.6
-654.8	0	-0.007	0	0	-6965.1
-684.7	0	-0.007	0	0	-7339.7
-714.5	0	-0.007	0	0	-7714.3
-744.4	0	-0.007	0	0	-8088.9
-774.2	0	-0.007	0	0	-8463.5
-804	0	-0.007	0	0	-8838
-833.9	0	-0.007	0	0	-9212.6
-863.7	0	-0.006	0	0	-9587.2
-893.5	0	-0.006	0	0	-9961.8
-923.4	0	-0.006	0	0	-10336.4
-953.2	0	-0.006	0	0	-10710.9
-983.1	0	-0.006	0	0	-11085.5
-1012.9	0	-0.005	0	0	-11460.1
-1042.7	0	-0.005	0	0	-11834.7
-1072.6	0	-0.005	0	0	-12209.2
-1102.4	0	-0.005	0	0	-12583.8
-1132.3	0	-0.005	0	0	-12958.4
-1162.1	0	-0.004	0	0	-13333
-1191.9	0	-0.004	0	0	-13707.6
-1221.8	0	-0.004	0	0	-14082.1
-1251.6	0	-0.004	0	0	-14456.7
-1281.5	0	-0.003	0	0	-14831.3
-1311.3	0	-0.003	0	0	-15205.9
-1341.1	0	-0.003	0	0	-15580.5
-1371	0	-0.002	0	0	-15955
-1400.8	0	-0.002	0	0	-16329.6
-1430.6	0	-0.002	0	0	-16704.2
-1460.5	0	-0.002	0	0	-17078.8
-1490.3	0	-0.001	0	0	-17453.4
-1520.2	0	-0.001	0	0	-17827.9
-1550	0	-0.001	0	0	-18202.5
-1575	0	0	0	0	-18516.3
-1600	0	0	0	0	-18830.2

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	18830.	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t
-100	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0



-127.78	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0
-155.56	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0
-183.33	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0
-211.11	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0
-238.89	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0
-266.67	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0
-294.44	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0
-322.22	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0
-350	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0
-377.78	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0
-405.56	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0
-433.33	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0
-461.11	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0
-488.89	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0
-516.67	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0
-544.44	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0
-572.22	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0
-600	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0
-625	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0
-654.84	1.249	0.55	0	1.249	0.55	0	1.249	0.55	0	1.249	0.55	0
-684.68	1.304	0.574	0	1.304	0.574	0	1.304	0.574	0	1.304	0.574	0
-714.52	1.359	0.598	0	1.359	0.598	0	1.359	0.598	0	1.359	0.598	0
-744.35	1.414	0.622	0	1.414	0.622	0	1.414	0.622	0	1.414	0.622	0
-774.19	1.469	0.646	0	1.469	0.646	0	1.469	0.646	0	1.469	0.646	0
-804.03	1.524	0.671	0	1.524	0.671	0	1.524	0.671	0	1.524	0.671	0
-833.87	1.579	0.695	0	1.579	0.695	0	1.579	0.695	0	1.579	0.695	0
-863.71	1.634	0.719	0	1.634	0.719	0	1.634	0.719	0	1.634	0.719	0
-893.55	1.689	0.743	0	1.689	0.743	0	1.689	0.743	0	1.689	0.743	0
-923.39	1.744	0.767	0	1.744	0.767	0	1.744	0.767	0	1.744	0.767	0
-953.23	1.799	0.791	0	1.799	0.791	0	1.799	0.791	0	1.799	0.791	0
-983.06	1.853	0.816	0	1.853	0.816	0	1.853	0.816	0	1.853	0.816	0
-1012.9	1.908	0.84	0	1.908	0.84	0	1.908	0.84	0	1.908	0.84	0
-1042.74	1.963	0.864	0	1.963	0.864	0	1.963	0.864	0	1.963	0.864	0
-1072.58	2.018	0.888	0	2.018	0.888	0	2.018	0.888	0	2.018	0.888	0
-1102.42	2.073	0.912	0	2.073	0.912	0	2.073	0.912	0	2.073	0.912	0
-1132.26	2.128	0.936	0	2.128	0.936	0	2.128	0.936	0	2.128	0.936	0
-1162.1	2.183	0.96	0	2.183	0.96	0	2.183	0.96	0	2.183	0.96	0
-1191.94	2.238	0.985	0	2.238	0.985	0	2.238	0.985	0	2.238	0.985	0
-1221.77	2.292	1.009	0	2.292	1.009	0	2.292	1.009	0	2.292	1.009	0
-1251.61	2.347	1.033	0	2.347	1.033	0	2.347	1.033	0	2.347	1.033	0
-1281.45	2.402	1.057	0	2.402	1.057	0	2.402	1.057	0	2.402	1.057	0
-1311.29	2.457	1.081	0	2.457	1.081	0	2.457	1.081	0	2.457	1.081	0
-1341.13	2.512	1.105	0	2.512	1.105	0	2.512	1.105	0	2.512	1.105	0
-1370.97	2.567	1.129	0	2.567	1.129	0	2.567	1.129	0	2.567	1.129	0
-1400.81	2.622	1.154	0	2.622	1.154	0	2.622	1.154	0	2.622	1.154	0
-1430.65	2.676	1.178	0	2.676	1.178	0	2.676	1.178	0	2.676	1.178	0

-1460.48	2.731	1.202	0	2.731	1.202	0	2.731	1.202	0	2.731	1.202	0
-1490.32	2.786	1.226	0	2.786	1.226	0	2.786	1.226	0	2.786	1.226	0
-1520.16	2.841	1.25	0	2.841	1.25	0	2.841	1.25	0	2.841	1.25	0
-1550	2.894	1.273	0	2.894	1.273	0	2.894	1.273	0	2.894	1.273	0
-1575	2.946	1.296	0	2.946	1.296	0	2.946	1.296	0	2.946	1.296	0
-1600	2.983	1.313	0	2.983	1.313	0	2.983	1.313	0	2.983	1.313	0

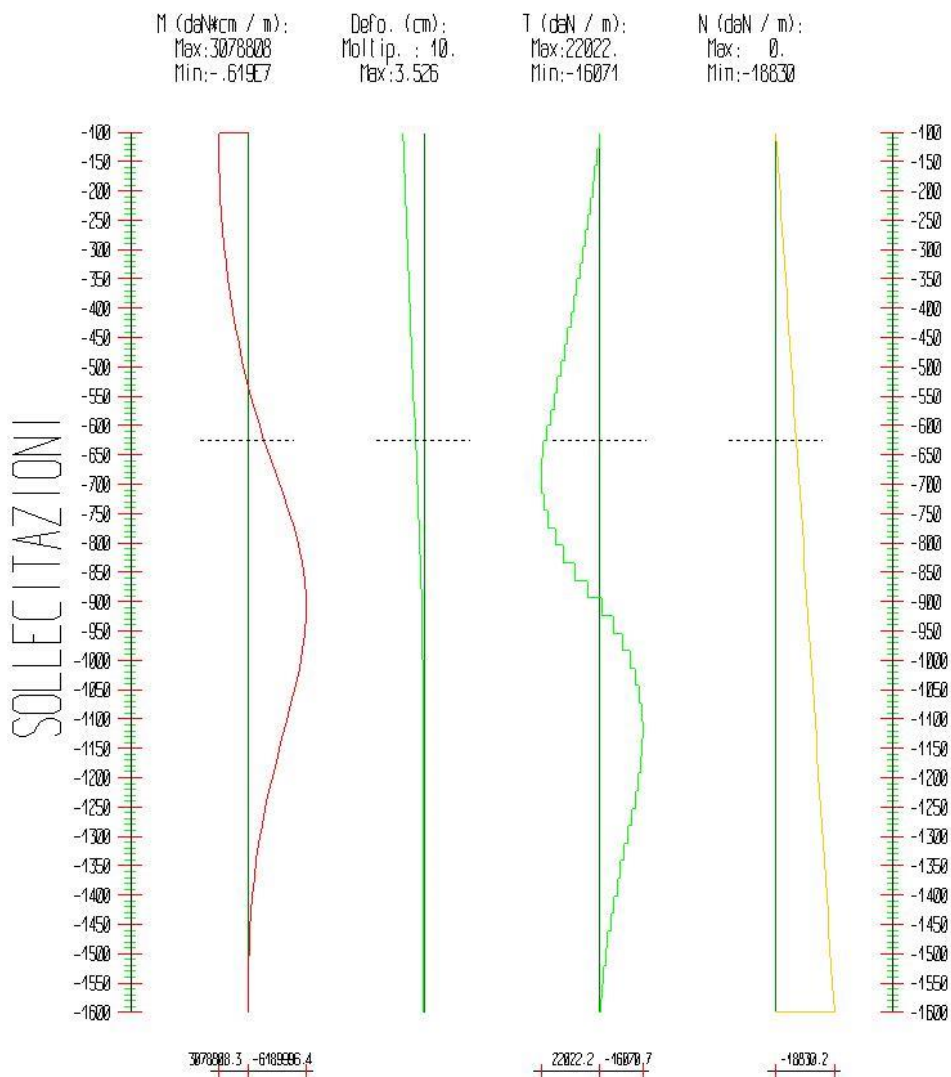
s_v = tensione verticale totale
 s_h = tensione orizzontale totale
 u = pressione neutra
 s'_v = tensione verticale efficace
 s'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-106015.2	b_h	965.7	R_h	106015.2	b_h	965.7
R'_h	-106015.2	b'_h	965.7	R'_h	106015.2	b'_h	965.7
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice h' = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



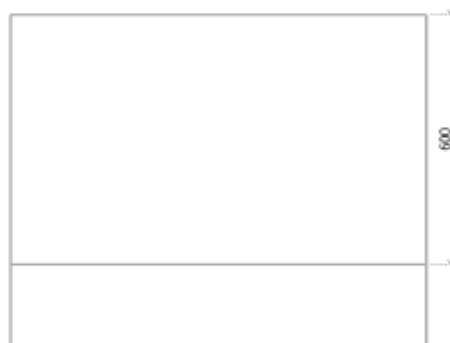
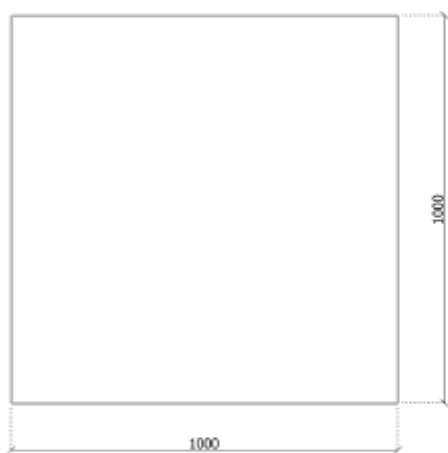
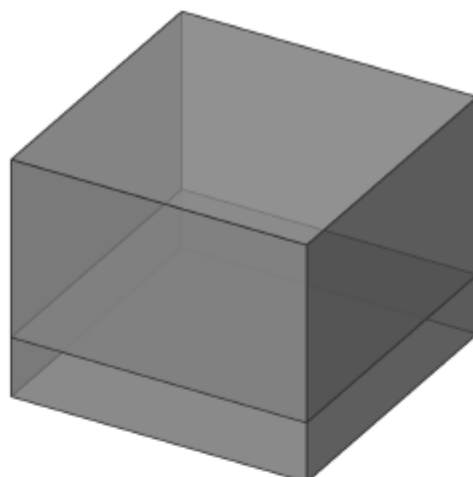
Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	-3.4386	-0.009	3068582.676	368.1	-348.7
-155.6	-3.3476	-0.009	3037070.796	1134.4	-697.4
-183.3	-3.2531	-0.009	2983179.525	1940.1	-1046.1
-211.1	-3.1551	-0.009	2905831.904	2784.5	-1394.8
-238.9	-3.0536	-0.009	2803962.133	3667.3	-1743.5
-266.7	-2.9488	-0.009	2676512.351	4588.2	-2092.2
-294.4	-2.8409	-0.008	2522430.537	5546.9	-2440.9
-322.2	-2.73	-0.008	2340669.11	6543.4	-2789.7
-350	-2.6163	-0.008	2130183.954	7577.5	-3138.4
-377.8	-2.5002	-0.008	1889933.729	8649	-3487.1
-405.6	-2.3818	-0.008	1618879.37	9758	-3835.8
-433.3	-2.2615	-0.008	1315983.7	10904.2	-4184.5
-461.1	-2.1396	-0.008	980211.148	12087.8	-4533.2
-488.9	-2.0166	-0.008	610527.51	13308.6	-4881.9
-516.7	-1.8929	-0.008	205899.764	14566.6	-5230.6

-544.4	-1.769	-0.008	-234704.085	15861.7	-5579.3
-572.2	-1.6453	-0.008	-712315.135	17194	-5928
-600	-1.5225	-0.008	-1227963.701	18563.3	-6276.7
-625	-1.4132	-0.008	-1725427.813	19898.6	-6590.6
-654.8	-1.285	-0.007	-2360676.941	21289.4	-6965.1
-684.7	-1.16	-0.007	-3017791.581	22022.2	-7339.7
-714.5	-1.039	-0.007	-3672488.698	21941.2	-7714.3
-744.4	-0.9231	-0.007	-4300484.737	21046.4	-8088.9
-774.2	-0.813	-0.007	-4877495.698	19337.7	-8463.5
-804	-0.7096	-0.007	-5379237.197	16815.1	-8838
-833.9	-0.6134	-0.007	-5781424.525	13478.7	-9212.6
-863.7	-0.5251	-0.006	-6059772.686	9328.4	-9587.2
-893.5	-0.445	-0.006	-6189996.433	4364.3	-9961.8
-923.4	-0.3733	-0.006	-6160251.318	-996.9	-10336.4
-953.2	-0.31	-0.006	-6001564.695	-5318.1	-10710.9
-983.1	-0.2548	-0.006	-5741242.579	-8724.3	-11085.5
-1012.9	-0.2074	-0.005	-5402963.102	-11336.9	-11460.1
-1042.7	-0.1674	-0.005	-5006931.945	-13272.4	-11834.7
-1072.6	-0.1341	-0.005	-4570085.369	-14640.3	-12209.2
-1102.4	-0.1071	-0.005	-4106328.592	-15542.1	-12583.8
-1132.3	-0.0857	-0.005	-3626799.2	-16070.7	-12958.4
-1162.1	-0.0692	-0.004	-3148935.841	-16014.9	-13333
-1191.9	-0.057	-0.004	-2687412.329	-15467.3	-13707.6
-1221.8	-0.0484	-0.004	-2253081.552	-14556	-14082.1
-1251.6	-0.043	-0.004	-1853532.83	-13390.3	-14456.7
-1281.5	-0.04	-0.003	-1493616.962	-12062	-14831.3
-1311.3	-0.0391	-0.003	-1175929.651	-10646.8	-15205.9
-1341.1	-0.0399	-0.003	-901247.347	-9205.6	-15580.5
-1371	-0.0418	-0.002	-668912.245	-7786.4	-15955
-1400.8	-0.0447	-0.002	-477165.442	-6426.1	-16329.6
-1430.6	-0.0482	-0.002	-323428.981	-5152.2	-16704.2
-1460.5	-0.0522	-0.002	-204538.838	-3984.4	-17078.8
-1490.3	-0.0565	-0.001	-116931.956	-2936	-17453.4
-1520.2	-0.0609	-0.001	-56791.11	-2015.5	-17827.9
-1550	-0.0655	-0.001	-20151.894	-1227.9	-18202.5
-1575	-0.0693	0	-4439.808	-628.5	-18516.3
-1600	-0.0731	0	0	-177.6	-18830.2

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	18830.	-
Vincolo Utente	CIM_1	-	-	.308E7

DATE LE CONDIZIONI VINCOLARI, SI VERIFICA LA TRAVE TESTA PALO A LIVELLO STRUTTURALE.

1 Geometria



Tipologia di fondazione : FONDAZIONE ISOLATA

Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
1000	1000	600	-1000	-1600	-1000

Elemento sotto la fondazione

Tipologia di elemento sotto la fondazione	Magrone
Spessore dell'elemento	200 mm Non bloccati
Fck	12 MPa
Densità	2300 kg/m ³
Proiezione a sinistra	0 mm
Proiezione a destra	0 mm
Proiezione dietro	0 mm
Proiezione frontale	0 mm

2 Input terreno

Nessun livello superiore per la falda.

Nessun livello inferiore per la falda.

Il calcolo non viene eseguito in condizioni non drenate

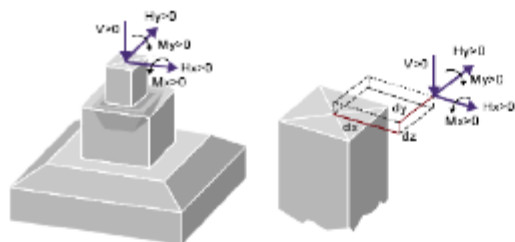
Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Profondità min/max	Condizione	Peso	Angolo di attrito	Coesione	Tipo
	(mm)		(kN/m ³)		(MPa)	
1 - STRATO 1	0 / -3500	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
		Non drenata	18.5	0 °	0	
2 - STARTO 2	-3500 / -6000	Drenato	18.5	28 °	0.05	Coesivo
		Non drenata	18.5	0 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000 / -15500	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
		Non drenata	18.5	0 °	0	
4 - STRATO 4	-15500 / -	Drenato	20	38 °	0	Non-coesivo
		Non drenata	20	0 °	0	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	σ_{Menard}
1 - STRATO 1	0.3	34	25.26	15	0.5
2 - STARTO 2	0.3	40.38	30	15	0.5
3 - STRATO 3	0.3	40.38	30	15	0.5
4 - STRATO 4	0.25	73	60.83	9.9	0.33

3 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
Id	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$
1	Carichi permanenti 1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	Carichi variabili 1	1	0.9	0.8	1.5	1.5	1.3	0	0	0

Carichi						
Carico	Nome del caso di carico	V	M_x	M_y	H_x	H_y
		(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
1	1 - Carichi permanenti 1	188	0	0	0	0
2	2 - Carichi variabili 1	0	0	308	0	0
Carico sul terreno G	1 - Carichi permanenti 1	0	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	2 - Carichi variabili 1	0	-	-	-	-



Posizione delle componenti della forza:

dx = 0 mm
 dy = 0 mm
 dz = 0 mm / livello superiore della fondazione

Per generare le combinazioni nella tabella che segue, tutte le forze sono state ridotte in relazione alla superficie inferiore della fondazione.

V è il valore di progetto del carico verticale efficace che agisce ortogonale alla base della fondazione (peso proprio fondazione + carico verticale definito).

Combinazioni di carico (senza falda)							
ID	Combinazione	Tipo	V	M _x	M _y	H _x	H _y
			(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
101	0.9x[1 G]	SLU	203.15	0	0	0	0
102	1.1x[1 G]	SLU	248.3	0	0	0	0
103	0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]	SLU	203.15	0	462	0	0
104	1.1x[1 G]+1.5x[2 Q]	SLU	248.3	0	462	0	0
105	1x[1 G]	SLU	225.73	0	0	0	0
106	1.3x[1 G]	SLU	293.45	0	0	0	0
107	1x[1 G]+1.5x[2 Q]	SLU	225.73	0	462	0	0
108	1.3x[1 G]+1.5x[2 Q]	SLU	293.45	0	462	0	0
109	1x[1 G]	SLU	225.73	0	0	0	0
110	1x[1 G]+1.3x[2 Q]	SLU	225.73	0	400.4	0	0
111	1x[1 G]+1.3x[2 Q]	SLU	225.73	0	400.4	0	0
112	1x[1 G]	SLE-CQ	225.73	0	0	0	0
113	1x[1 G]+1x[2 Q]	SLE-CQ	225.73	0	308	0	0
114	1x[1 G]	SLE-FQ	225.73	0	0	0	0
115	1x[1 G]+0.9x[2 Q]	SLE-FQ	225.73	0	277.2	0	0
116	1x[1 G]	SLE-QP	225.73	0	0	0	0
117	1x[1 G]+0.8x[2 Q]	SLE-QP	225.73	0	246.4	0	0

4 Ipotesi globali

Calcolo secondo le NTC 2018

4.1 Localizzazione

Localizzazione	Italia
Tipo elemento	Fondazione Isolata
ID elemento	60
Posizione	Fondazione 1, Livello 1
Disegno	S
Livello	-1000 mm
Coordinate	X = 0 mm; Y = 0 mm; Z = 0 mm

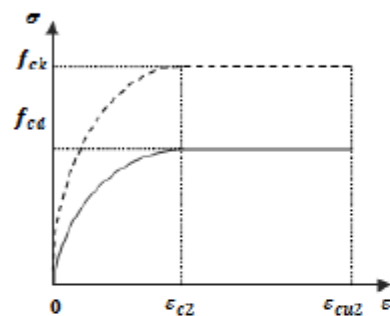
4.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN·m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²
Ampiezza Fessura	mm

4.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37_IT



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{1.1}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{1.1}$$

$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500$$

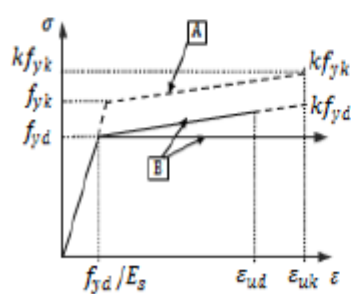
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{uk} = 75\text{‰}$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9 \varepsilon_{uk} = 0.9 \times 75 = 67.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

$$k = 1.15$$

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1$

SLU-S: $\gamma_s = 1$

4.4 Copriferriferri

Classe d'esposizione	XC2	(UNI EN 206 – 2006)
Classe di consistenza	S3	(UNI EN 206 – 2006)
Copriferri		(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferro nominale (mm)			Valori minimi (mm)	
Superiore	Inferiore	Laterale	c_{nom}	$c_{min,b}$
50	50	50	30	10

Valore minimo del copriferro per la durabilità	$c_{min,dur} = 20$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{dev,s} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dur,si} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dur,add} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

5 Ipotesi di verifica

Ipotesi di verifica globali

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

Il peso proprio della fondazione viene considerato per il calcolo dell'armatura.

Metodo di progettazione dell'armatura longitudinale in assenza di momento flettente: Metodo doppia mensola.

Normative sismiche non prese in considerazione.

Il passo d'iterazione per il calcolo dell'area della sezione è 0.1 cm²

Peso proprio del piedistallo non preso in considerazione.

Approccio di verifica 1

Ipotesi per la capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione del carico vengono presi in considerazione.

Comportamento terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Inclinazione fondazione: 0 °

Ipotesi per lo scorrimento

Tipologia: Elemento in-sito

L'angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \varphi'$

Ipotesi per l'eccentricità del carico

L'area a compressione della fondazione deve essere almeno uguale a:

7 % dell'area di base totale allo SLU fondamentale/eccezionale/sismico.

50 % dell'area di base totale allo SLE caratteristico.

67 % dell'area di base totale allo SLE quasi-permanente/frequente.

Fattori parziali per i parametri del terreno

Parametro del terreno	Simbolo	Comb. 1 (M1)	Comb. 2 (M2)
Angolo di resistenza al taglio *	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1	1.4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1	1.4
Densità	γ_{γ}	1	1
Resistenza ad attrito (sismica)	γ_M	1.25	1.25

* Questo fattore viene applicato alla $\tan \varphi'$

Fattori parziali della resistenza

Resistenza	Simbolo	Comb. 1 (R1)	Comb. 2 (R2)
Portanza (SLU)	γ_{Rv}	1	1.8
Portanza (SLE)	$\gamma_{Rv;SLS}$	3	3
Scorrimento (SLU)	γ_{Rb}	1	1.1

6 Verifica della capacità portante

6.1 Ipotesi capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione vengono presi in considerazione.

Inclinazione fondazione: 0°.

Comportamento del terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Distribuzione pressione di contatto: Rettangolare (EC7 Annesso D)

6.2 Verifica portanza

In questo capitolo vengono salvati i dati per la combinazione più sfavorevole, nello stato di compressione, ma presta attenzione che la fondazione è interamente sollevata allo SLU (combinazione 117)

Drenato SLU

Combinazione: 109: 1x[1 G]

Carico verticale $V_d = 225.73 \text{ kN}$

Pressione di sovraccarico: $q' = 0.03 \text{ MPa}$

Valore di progetto della resistenza del terreno
6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018
 $R_d = \frac{A' \cdot q_{ult,k}}{\gamma_{R,v}} = \frac{1 \text{ m}^2 \times 0.68 \text{ MPa}}{1.8} = 378.67 \text{ kN}$

Superficie portante totale della fondazione
(D.1) della EN 1997-1
 $A' = (A - 2 \cdot |c_x|) \cdot (B - 2 \cdot |c_y|)$
 $A' = (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm}) \times (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm})$
 $A' = 1 \text{ m}^2$

Eccentricità lungo x
 $e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN}\cdot\text{m}}{225.73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$

Eccentricità lungo y
 $e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN}\cdot\text{m}}{225.73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace	$\varphi' = 26.56^\circ$
Coesione efficace	$c' = 0 \text{ MPa}$
Densità efficace	$\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (12.59 - 1) \times \cot(26.56^\circ) = 23.18$

Fattore di correzione della forma $s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.45 \times 12.59 - 1}{12.59 - 1} = 1.49$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante $N_q = e^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$
 $N_q = e^{\tan(26.56^\circ)} \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{26.56^\circ}{2}\right) = 12.59$

Fattore di correzione della forma $s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \times \sin(26.56^\circ) = 1.45$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$
 $i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{225.73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^0 = 1$

Termini di superficie

Fattore di capacità portante $N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(12.59 - 1) \times \tan(26.56^\circ) = 11.59$

Fattore di correzione della forma $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \times \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} = 0.7$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_\gamma = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$
 $i_\gamma = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{225.73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^{0+1}$
 $i_\gamma = 1$

Capacità portante ammissibile

$$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \times 23.18 \times 1 \times 1.49 \times 1 +$$

$$+ 0.03 \text{ MPa} \times 12.59 \times 1 \times 1.45 \times 1 +$$

$$+ 0.5 \times 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 1000 \text{ mm} \times 11.59 \times 1 \times 0.7 \times 1$$

$$q_{ult,k} = 0.68 \text{ MPa}$$

Resistenza terreno $V_d \leq R_d: 225.73 \text{ kN} \leq 378.67 \text{ kN}$

6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018 **(59.61%) Verificato**

Non drenato SLU

Nessuna SLU combinazione in non drenate condizioni.

Drenato SLE

Combinazione:	116: 1x[1 G]
Carico verticale	$V_d = 225.73 \text{ kN}$
Pressione di sovraccarico:	$q' = 0.03 \text{ MPa}$

Valore di progetto della resistenza del terreno
 6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{ultik}}{\gamma_{R,s}} = \frac{1 \text{ m}^2 \times 1.36 \text{ MPa}}{3} = 453.41 \text{ kN}$$

Superficie portante totale della fondazione
 (D.1) della EN 1997-1

$$A' = (A - 2 \cdot |c_x|) \cdot (B - 2 \cdot |c_y|)$$

$$A' = (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm}) \times (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm})$$

$$A' = 1 \text{ m}^2$$

Eccentricità lungo x

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{225.73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Eccentricità lungo y

$$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{225.73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace

$$\varphi' = 32^\circ$$

Coesione efficace

$$c' = 0 \text{ MPa}$$

Densità efficace

$$\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (23.18 - 1) \times \cot(32^\circ) = 35.49$$

Fattore di correzione della forma

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.53 \times 23.18 - 1}{23.18 - 1} = 1.55$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35.49 \times \tan(32^\circ)} = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35.49 \times \tan(32^\circ)} = 1$$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante

$$N_q = e^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_q = e^{\tan(32^\circ)} \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2}\right) = 23.18$$

Fattore di correzione della forma

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \times \sin(32^\circ) = 1.53$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{225.73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right)^0 = 1$$

Termini di superficie

Fattore di capacità portante

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(23.18 - 1) \times \tan(32^\circ) = 27.72$$

Fattore di correzione della forma

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \times \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} = 0.7$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_\gamma = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right]^{m+1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{225.73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right)^{0+1}$$

$$i_\gamma = 1$$

Capacità portante ammissibile	$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$ $q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \times 35.49 \times 1 \times 1.55 \times 1 +$ $+ 0.03 \text{ MPa} \times 23.18 \times 1 \times 1.53 \times 1 +$ $+ 0.5 \times 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 1000 \text{ mm} \times 27.72 \times 1 \times 0.7 \times 1$ $q_{ult,k} = 1.36 \text{ MPa}$
Resistenza terreno	$V_d \leq R_d: 225.73 \text{ kN} \leq 453.41 \text{ kN}$

6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018 **(49.78%) Verificato**

10 Verifica cedimento

La verifica dei cedimenti viene eseguita secondo il metodo semplificato elastico definito nell'appendice F della NF EN1997-1.

Combinazione di carico	114: 1x[1 G]
Cedimento consentito	$s_{max} = 50 \text{ mm}$
Carico verticale caratteristico	$V = 225.73 \text{ kN}$
Capacità portante	$P = \frac{V}{L \times B} = \frac{225.73 \text{ kN}}{1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}} = 0.23 \text{ MPa}$
Valore di progetto del modulo di elasticità	$E_m = \frac{\sum_i (E_i \times h_i)}{\sum_i (h_i)} = 26.77 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = \frac{\sum_i (\nu_i)}{i} = 0.3$
Fattore di forma e rigidità	$\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(L; B)}{\text{Min}(L; B)} \right) + 0.88$ $\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(1000 \text{ mm}; 1000 \text{ mm})}{\text{Min}(1000 \text{ mm}; 1000 \text{ mm})} \right) + 0.88 = 0.88$
Coefficiente cedimento	$f = (1 - \nu^2) \times \omega = (1 - 0.3^2) \times 0.88 = 0.8$
Cedimento totale	$s = \frac{P \cdot B \cdot f}{E_m} = \frac{0.23 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 0.8}{26.77 \text{ MPa}} = 6.8 \text{ mm}$
Verifica cedimento	$s = 6.8 \text{ mm} < S_{max} = 50 \text{ mm}$
	13.5 % (Verificato)

11 Armatura longitudinale

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

11.1 Calcolo dell'armatura della fondazione

Lungo X direzione, Inferiore lato

Armatura minima	$A_{min} = 1.67 ‰ \cdot L_x \cdot d = 1.67 ‰ \times 1000 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ $A_{min} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura necessaria	$A_{req} = \max\{A_{req}; A_{min}\} = \max\{1.23 \text{ cm}^2; 9.2 \text{ cm}^2\} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura fornita	$A_{prov} = 11.31 \text{ cm}^2$	10 × ø12 (Interasse = 102.2 mm)

Lungo X direzione, Superiore lato

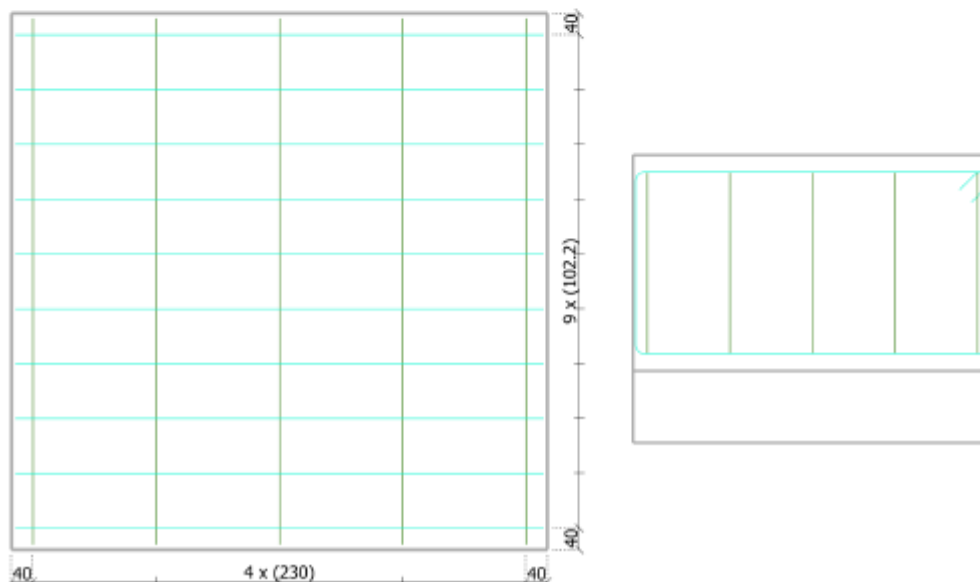
Armatura fornita	$A_{prov} = 11.31 \text{ cm}^2$	10 × ø12 (Interasse = 102.2 mm)
------------------	---------------------------------	--

Lungo Y direzione, Inferiore lato

Armatura minima	$A_{min} = 1.67 ‰ \cdot L_y \cdot d = 1.67 ‰ \times 1000 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ $A_{min} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura necessaria	$A_{req} = \max\{A_{req}; A_{min}\} = \max\{1.23 \text{ cm}^2; 9.2 \text{ cm}^2\} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura fornita	$A_{prov} = 10.05 \text{ cm}^2$	5 × ø16 (Interasse = 230 mm)

Lungo Y direzione, Superiore lato

Armatura fornita	$A_{prov} = 10.05 \text{ cm}^2$	5 × ø16 (Interasse = 230 mm)
------------------	---------------------------------	-------------------------------------



12 Tensioni

Inferiore lato, X direzione

Combinazione di carico	112: 1x[1 G]
Momento flettente	$M_x = 23.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tensione del calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 0.59 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$ 3.28 % (Verificato)
Tensione armatura tesa	$\sigma_s = 40.04 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$ 11.12 % (Verificato)
Apertura della fessura	$w_k = 0.04 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$ 14.03 % (Verificato)

Inferiore lato, Y direzione

Combinazione di carico	112: 1x[1 G]
Momento flettente	$M_y = 23.5 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tensione del calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 0.63 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$ 3.48 % (Verificato)
Tensione armatura tesa	$\sigma_s = 44.91 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$ 12.48 % (Verificato)
Apertura della fessura	$w_k = 0.06 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$ 19.78 % (Verificato)

Superiore lato, X direzione

Non è disponibile alcun momento flettente allo SLE.

Superiore lato, Y direzione

Non è disponibile alcun momento flettente allo SLE.

13 Verifica ampiezza fessure

Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	$S_{r,max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_c$	w_k	w_{lim}	WR
			(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	116	350.4	0.12	0.04	0.3	14.03 %
Lungo Y	Inferiore	116	440.5	0.13	0.06	0.3	19.78 %

Il calcolo dell'apertura delle fessure viene effettuato secondo il capitolo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

Fessurazione in direzione X(inferiore)

Combinazione	116: 1x[1 G]
Posizione dell'asse neutro	$x_1 = 123.9 \text{ mm}$
Area di trazione efficace, che circonda l'armatura tesa (4.1.2.2.4, NTC 2018)	$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 1000 \text{ cm}^2$

$$h_{c,eff} = \min \left[\frac{2.5(h-d)}{3}, \frac{h-x}{2} \right] = \min \left[\frac{2.5 \times (600 \text{ mm} - 560 \text{ mm})}{600 \text{ mm} - 123.9 \text{ mm}}, \frac{600 \text{ mm}}{2} \right] = 100 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{11.31 \text{ cm}^2}{1000 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Distanza massima delle fessure
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 50 \text{ mm} + 0.8 \times 0.5 \times 0.42 \times \frac{12 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 350.4 \text{ mm}$$

Modulo secante di Young

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 32836.57 \text{ MPa}$$

Coefficiente d'equivalenza a breve termine

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{32836.57 \text{ MPa}} = 6.09$$

Differenza tra le deformazioni medie
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \max \left[\frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right] =$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \max \left[\frac{40.04 \text{ MPa} - 0.4 \times \frac{2.9 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.09 \times 0.01)}{200000 \text{ MPa}}, 0.6 \times \frac{40.04 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \right]$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 0.12 \text{ ‰}$$

Ampiezza Fessura
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 350.4 \text{ mm} \times 0.12 \text{ ‰} = 0.04 \text{ mm}$$

Verifica di fessurazione

$$w_k \leq w_{lim}: 0.04 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

(14.03 %) Verificato

Fessurazione in direzione Y(inferiore)

Combinazione

II6: Ix[1 G]

Posizione dell'asse neutro

$x_1 = 118.6 \text{ mm}$

Area di trazione efficace, che circonda l'armatura tesa

$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 1000 \text{ cm}^2$

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$h_{c,eff} = \min \left[\frac{2.5(h-d)}{3}, \frac{h-x}{2} \right] = \min \left[\frac{2.5 \times (600 \text{ mm} - 560 \text{ mm})}{600 \text{ mm} - 118.6 \text{ mm}}, \frac{600 \text{ mm}}{2} \right] = 100 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{10.06 \text{ cm}^2}{1000 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Distanza massima delle fessure

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 50 \text{ mm} + 0.8 \times 0.5 \times 0.42 \times \frac{16 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 440.5 \text{ mm}$$

Modulo secante di Young

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10}\right)^{0.3} = 32836.57 \text{ MPa}$$

Coefficiente d'equivalenza a breve termine

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{32836.57 \text{ MPa}} = 6.09$$

Differenza tra le deformazioni medie
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right\}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \frac{44.91 \text{ MPa} - 0.4 \times \frac{2.9 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.09 \times 0.01)}{200000 \text{ MPa}}, 0.6 \times \frac{44.91 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \right\}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 0.13 \text{ ‰}$$

Ampiezza Fessura

$$w_k = S_{l,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 440.5 \text{ mm} \times 0.13 \text{ ‰} = 0.06 \text{ mm}$$

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

Verifica di fessurazione

$$w_k \leq w_{lim}; 0.06 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

(19.78 %) Verificato

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
z	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t
-100	1.019	0.265	0	1.019	0.265	0	0	0	0	0	0	0
-127.78	1.061	0.276	0	1.061	0.276	0	0	0	0	0	0	0
-155.56	1.115	0.29	0	1.115	0.29	0	0	0	0	0	0	0
-183.33	1.169	0.304	0	1.169	0.304	0	0	0	0	0	0	0
-211.11	1.222	0.318	0	1.222	0.318	0	0	0	0	0	0	0
-238.89	1.275	0.332	0	1.275	0.332	0	0	0	0	0	0	0
-266.67	1.328	0.345	0	1.328	0.345	0	0	0	0	0	0	0
-294.44	1.38	0.359	0	1.38	0.359	0	0	0	0	0	0	0
-322.22	1.432	0.372	0	1.432	0.372	0	0	0	0	0	0	0
-350	1.484	0.386	0	1.484	0.386	0	0	0	0	0	0	0
-377.78	1.536	0.399	0	1.536	0.399	0	0	0	0	0	0	0
-405.56	1.587	0.413	0	1.587	0.413	0	0	0	0	0	0	0
-433.33	1.639	0.426	0	1.639	0.426	0	0	0	0	0	0	0
-461.11	1.691	0.44	0	1.691	0.44	0	0	0	0	0	0	0
-488.89	1.742	0.453	0	1.742	0.453	0	0	0	0	0	0	0
-516.67	1.794	0.466	0	1.794	0.466	0	0	0	0	0	0	0
-544.44	1.845	0.48	0	1.845	0.48	0	0	0	0	0	0	0
-572.22	1.896	0.493	0	1.896	0.493	0	0	0	0	0	0	0
-600	1.946	0.506	0	1.946	0.506	0	0	0	0	0	0	0
-625	1.996	0.519	0	1.996	0.519	0	0.002	0.012	0	0.002	0.012	0
-654.84	2.049	0.533	0	2.049	0.533	0	0.055	0.287	0	0.055	0.287	0
-684.68	2.104	0.547	0	2.104	0.547	0	0.11	0.574	0	0.11	0.574	0
-714.52	2.159	0.561	0	2.159	0.561	0	0.166	0.861	0	0.166	0.861	0

-744.35	2.214	0.576	0	2.214	0.576	0	0.221	1.148	0	0.221	1.148	0
-774.19	2.269	0.59	0	2.269	0.59	0	0.276	1.435	0	0.276	1.435	0
-804.03	2.324	0.604	0	2.324	0.604	0	0.331	1.722	0	0.331	1.722	0
-833.87	2.379	0.619	0	2.379	0.619	0	0.386	2.009	0	0.386	2.009	0
-863.71	2.434	0.633	0	2.434	0.633	0	0.442	2.296	0	0.442	2.296	0
-893.55	2.489	0.647	0	2.489	0.647	0	0.497	2.444	0	0.497	2.444	0
-923.39	2.544	0.661	0	2.544	0.661	0	0.552	2.11	0	0.552	2.11	0
-953.23	2.599	0.676	0	2.599	0.676	0	0.607	1.817	0	0.607	1.817	0
-983.06	2.653	0.69	0	2.653	0.69	0	0.662	1.565	0	0.662	1.565	0
-1012.9	2.708	0.704	0	2.708	0.704	0	0.718	1.353	0	0.718	1.353	0
-1042.74	2.763	0.718	0	2.763	0.718	0	0.773	1.177	0	0.773	1.177	0
-1072.58	2.818	0.733	0	2.818	0.733	0	0.828	1.035	0	0.828	1.035	0
-1102.42	2.873	0.747	0	2.873	0.747	0	0.883	0.924	0	0.883	0.924	0
-1132.26	2.928	0.86	0	2.928	0.86	0	0.938	0.841	0	0.938	0.841	0
-1162.1	2.983	0.967	0	2.983	0.967	0	0.994	0.783	0	0.994	0.783	0
-1191.94	3.038	1.052	0	3.038	1.052	0	1.049	0.746	0	1.049	0.746	0
-1221.77	3.092	1.119	0	3.092	1.119	0	1.104	0.728	0	1.104	0.728	0
-1251.61	3.147	1.17	0	3.147	1.17	0	1.159	0.725	0	1.159	0.725	0
-1281.45	3.202	1.209	0	3.202	1.209	0	1.214	0.735	0	1.214	0.735	0
-1311.29	3.257	1.237	0	3.257	1.237	0	1.27	0.754	0	1.27	0.754	0
-1341.13	3.312	1.258	0	3.312	1.258	0	1.325	0.782	0	1.325	0.782	0
-1370.97	3.367	1.272	0	3.367	1.272	0	1.38	0.816	0	1.38	0.816	0
-1400.81	3.422	1.282	0	3.422	1.282	0	1.435	0.855	0	1.435	0.855	0
-1430.65	3.476	1.288	0	3.476	1.288	0	1.49	0.897	0	1.49	0.897	0
-1460.48	3.531	1.293	0	3.531	1.293	0	1.546	0.941	0	1.546	0.941	0
-1490.32	3.586	1.295	0	3.586	1.295	0	1.601	0.987	0	1.601	0.987	0
-1520.16	3.641	1.297	0	3.641	1.297	0	1.656	1.033	0	1.656	1.033	0
-1550	3.694	1.298	0	3.694	1.298	0	1.709	1.079	0	1.709	1.079	0
-1575	3.746	1.302	0	3.746	1.302	0	1.761	1.121	0	1.761	1.121	0
-1600	3.783	1.299	0	3.783	1.299	0	1.799	1.157	0	1.799	1.157	0

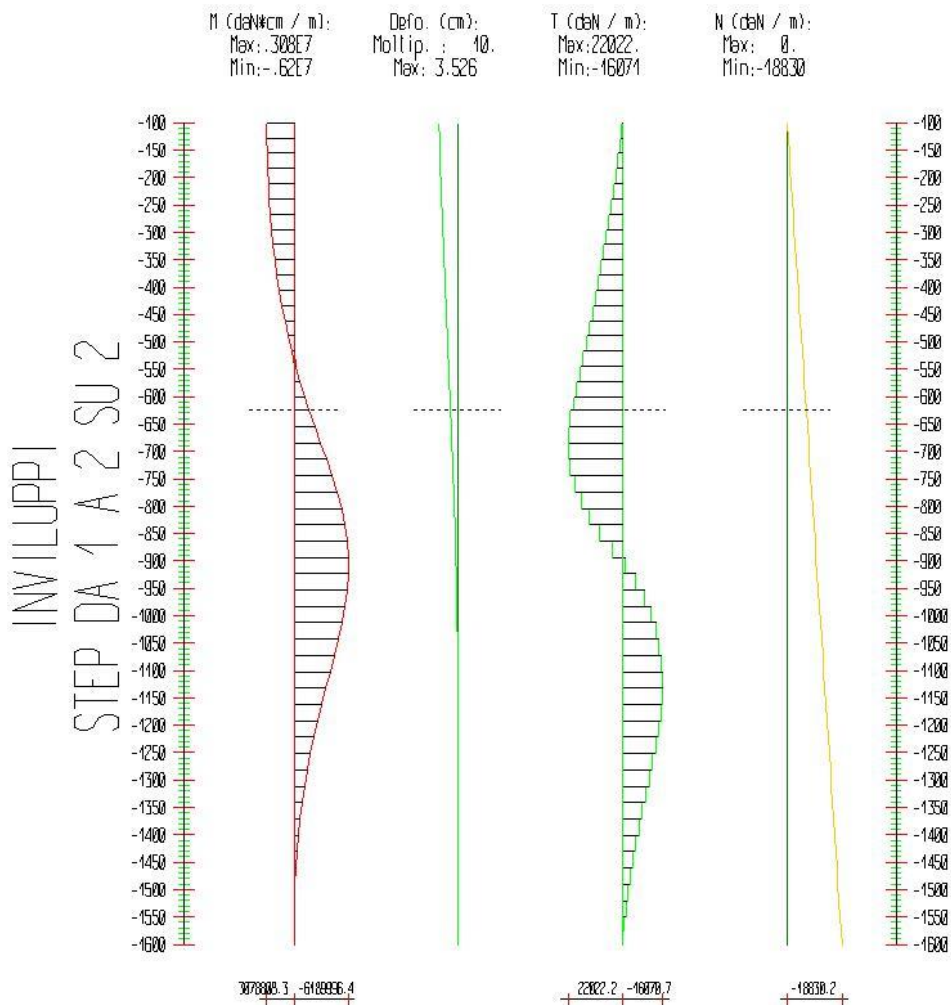
s_v = tensione verticale totale
 s_h = tensione orizzontale totale
 u = pressione neutra
 s'_v = tensione verticale efficace
 s'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-109839.9	b_h	949.9	R_h	109834.7	b_h	977.9
R'_h	-109839.9	b'_h	949.9	R'_h	109834.7	b'_h	977.9
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice h' = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Inviluppo delle sollecitazioni

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva z	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
-127.8	0.	.307E7	0.	368.1	-348.7	-348.7
-155.6	0.	.304E7	0.	1134.4	-697.4	-697.4
-183.3	0.	.298E7	0.	1940.1	-1046.	-1046.
-211.1	0.	.291E7	0.	2784.5	-1395.	-1395.
-238.9	0.	.28E7	0.	3667.3	-1744.	-1744.
-266.7	0.	.268E7	0.	4588.2	-2092.	-2092.
-294.4	0.	.252E7	0.	5546.9	-2441.	-2441.
-322.2	0.	.234E7	0.	6543.4	-2790.	-2790.
-350.	0.	.213E7	0.	7577.5	-3138.	-3138.
-377.8	0.	.189E7	0.	8649.	-3487.	-3487.
-405.6	0.	.162E7	0.	9758.	-3836.	-3836.
-433.3	0.	.132E7	0.	10904.	-4185.	-4185.
-461.1	0.	980211	0.	12088.	-4533.	-4533.
-488.9	0.	610528	0.	13309.	-4882.	-4882.
-516.7	0.	205900	0.	14567.	-5231.	-5231.

-544.4	-.23E6	0.	0.	15862.	-5579.	-5579.
-572.2	-.71E6	0.	0.	17194.	-5928.	-5928.
-600.	-.12E7	0.	0.	18563.	-6277.	-6277.
-625.	-.17E7	0.	0.	19899.	-6591.	-6591.
-654.8	-.24E7	0.	0.	21289.	-6965.	-6965.
-684.7	-.3E7	0.	0.	22022.	-7340.	-7340.
-714.5	-.37E7	0.	0.	21941.	-7714.	-7714.
-744.4	-.43E7	0.	0.	21046.	-8089.	-8089.
-774.2	-.49E7	0.	0.	19338.	-8464.	-8464.
-804.	-.54E7	0.	0.	16815.	-8838.	-8838.
-833.9	-.58E7	0.	0.	13479.	-9213.	-9213.
-863.7	-.61E7	0.	0.	9328.4	-9587.	-9587.
-893.5	-.62E7	0.	0.	4364.3	-9962.	-9962.
-923.4	-.62E7	0.	-996.9	0.	-10336	-10336
-953.2	-.6E7	0.	-5318.	0.	-10711	-10711
-983.1	-.57E7	0.	-8724.	0.	-11086	-11086
-1013.	-.54E7	0.	-11337	0.	-11460	-11460
-1043.	-.5E7	0.	-13272	0.	-11835	-11835
-1073.	-.46E7	0.	-14640	0.	-12209	-12209
-1102.	-.41E7	0.	-15542	0.	-12584	-12584
-1132.	-.36E7	0.	-16071	0.	-12958	-12958
-1162.	-.31E7	0.	-16015	0.	-13333	-13333
-1192.	-.27E7	0.	-15467	0.	-13708	-13708
-1222.	-.23E7	0.	-14556	0.	-14082	-14082
-1252.	-.19E7	0.	-13390	0.	-14457	-14457
-1282.	-.15E7	0.	-12062	0.	-14831	-14831
-1311.	-.12E7	0.	-10647	0.	-15206	-15206
-1341.	-.9E6	0.	-9206.	0.	-15581	-15581
-1371.	-.67E6	0.	-7786.	0.	-15955	-15955
-1401.	-.48E6	0.	-6426.	0.	-16330	-16330
-1431.	-.32E6	0.	-5152.	0.	-16704	-16704
-1461.	-.2E6	0.	-3984.	0.	-17079	-17079
-1490.	-.12E6	0.	-2936.	0.	-17453	-17453
-1520.	-56791	0.	-2016.	0.	-17828	-17828
-1550.	-20152	0.	-1228.	0.	-18203	-18203
-1575.	-4440.	0.	-628.5	0.	-18516	-18516
-1600.	0.	0.	-177.6	0.	-18830	-18830

Verifiche

Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Verifiche delle sezioni

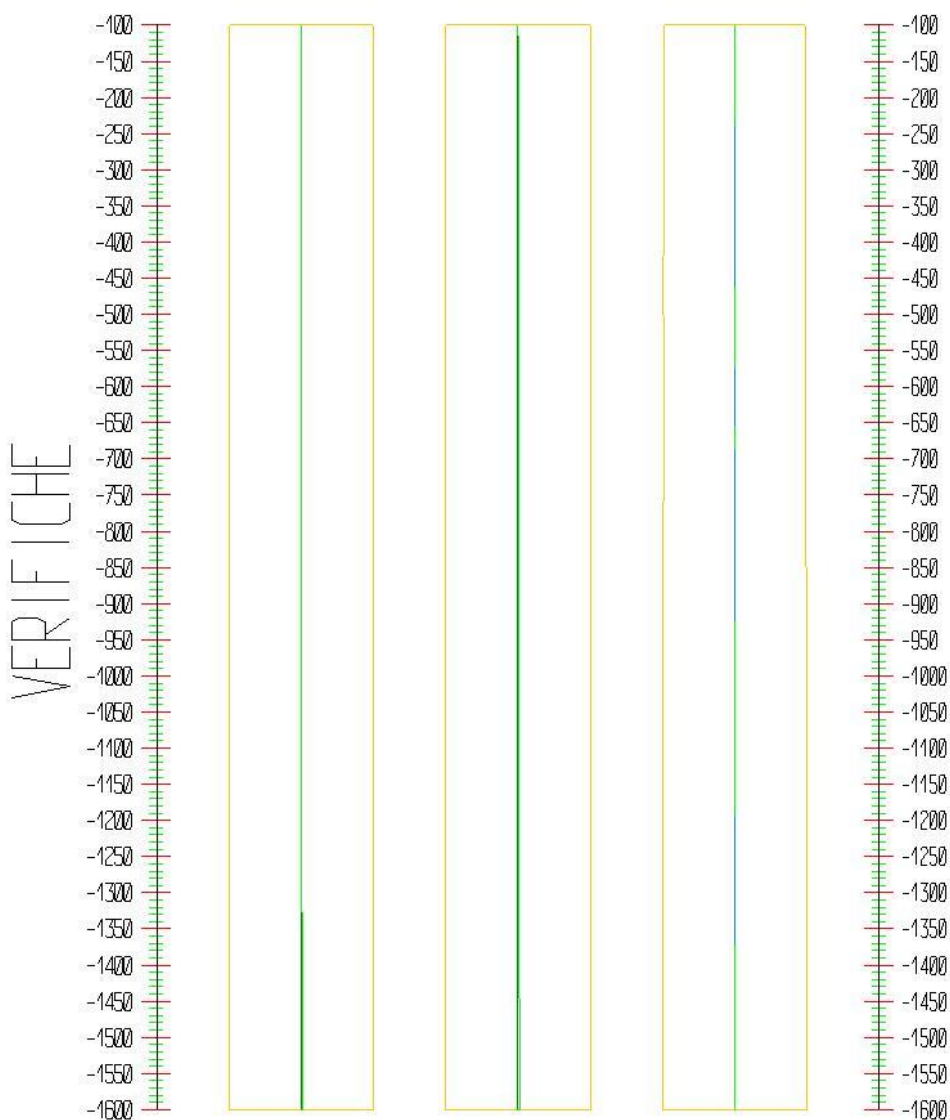
Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Arnature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max:-42.3 (3913.) Max:-3.3 (164.6) Max:0. (102889)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)								Taglio		
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.								Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
-100	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-127.8	0	-348.7	-0.1	-0.8	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-155.6	0	-697.4	-0.1	-1.6	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-183.3	0	-1046.1	-0.2	-2.3	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-211.1	0	-1394.8	-0.2	-3.1	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-238.9	0	-1743.5	-0.3	-3.9	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-266.7	0	-2092.2	-0.4	-4.7	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta



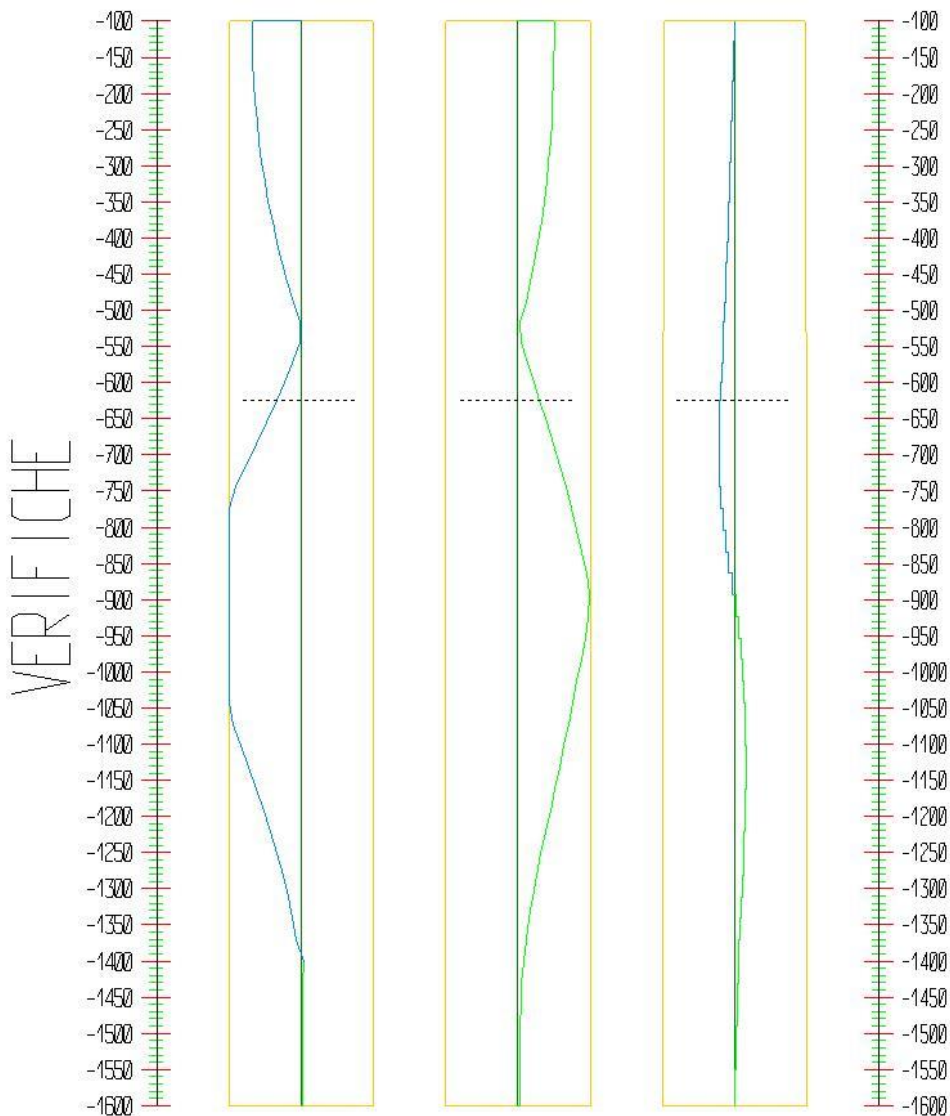
-294.4	0	-2440.9	-0.4	-5.5	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-322.2	0	-2789.7	-0.5	-6.2	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-350	0	-3138.4	-0.6	-7	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-377.8	0	-3487.1	-0.6	-7.8	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-405.6	0	-3835.8	-0.7	-8.6	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-433.3	0	-4184.5	-0.7	-9.4	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-461.1	0	-4533.2	-0.8	-10.1	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-488.9	0	-4881.9	-0.9	-10.9	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-516.7	0	-5230.6	-0.9	-11.7	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-544.4	0	-5579.3	-1	-12.5	0	0	Soddisfatta	0	101282.9	Soddisfatta
-572.2	0	-5928	-1	-13.3	0	0	Soddisfatta	0	101325.4	Soddisfatta
-600	0	-6276.7	-1.1	-14.1	0	0	Soddisfatta	0	101367.8	Soddisfatta
-625	0	-6590.6	-1.2	-14.8	0	0	Soddisfatta	0	101406	Soddisfatta
-654.8	0	-6965.1	-1.2	-15.6	0	0	Soddisfatta	0	101451.6	Soddisfatta
-684.7	0	-7339.7	-1.3	-16.4	0	0	Soddisfatta	0	101497.2	Soddisfatta
-714.5	0	-7714.3	-1.4	-17.3	0	0	Soddisfatta	0	101542.8	Soddisfatta
-744.4	0	-8088.9	-1.4	-18.1	0	0	Soddisfatta	0	101588.4	Soddisfatta
-774.2	0	-8463.5	-1.5	-19	0	0	Soddisfatta	0	101633.9	Soddisfatta
-804	0	-8838	-1.5	-19.8	0	0	Soddisfatta	0	101679.5	Soddisfatta
-833.9	0	-9212.6	-1.6	-20.6	0	0	Soddisfatta	0	101725.1	Soddisfatta
-863.7	0	-9587.2	-1.7	-21.5	0	0	Soddisfatta	0	102266.9	Soddisfatta
-893.5	0	-9961.8	-1.7	-22.3	0	0	Soddisfatta	0	102312.7	Soddisfatta
-923.4	0	-	-1.8	-23.2	0	0	Soddisfatta	0	102358.5	Soddisfatta
		10336.4								
-953.2	0	-	-1.9	-24	0	0	Soddisfatta	0	102404.3	Soddisfatta
		10710.9								
-983.1	0	-	-1.9	-24.9	0	0	Soddisfatta	0	102450.1	Soddisfatta
		11085.5								
-1012.9	0	-	-2	-25.7	0	0	Soddisfatta	0	102495.9	Soddisfatta
		11460.1								
-1042.7	0	-	-2.1	-26.5	0	0	Soddisfatta	0	102541.7	Soddisfatta
		11834.7								
-1072.6	0	-	-2.1	-27.4	0	0	Soddisfatta	0	102089.8	Soddisfatta
		12209.2								
-1102.4	0	-	-2.2	-28.2	0	0	Soddisfatta	0	102135.4	Soddisfatta
		12583.8								
-1132.3	0	-	-2.3	-29.1	0	0	Soddisfatta	0	102181	Soddisfatta
		12958.4								
-1162.1	0	-13333	-2.3	-29.9	0	0	Soddisfatta	0	102226.6	Soddisfatta
-1191.9	0	-	-2.4	-30.8	0	0	Soddisfatta	0	102272.2	Soddisfatta
		13707.6								
-1221.8	0	-	-2.5	-31.6	0	0	Soddisfatta	0	102317.8	Soddisfatta
		14082.1								
-1251.6	0	-	-2.5	-32.4	0	0	Soddisfatta	0	102363.4	Soddisfatta
		14456.7								
-1281.5	0	-	-2.6	-33.3	0	0	Soddisfatta	0	102389.6	Soddisfatta
		14831.3								

-1311.3	0	-15205.9	-2.7	-34.1	0	0	Soddisfatta	0	102389.6	Soddisfatta
-1341.1	0	-15580.5	-2.7	-35	0	0	Soddisfatta	0	102389.6	Soddisfatta
-1371	0	-15955	-2.8	-35.8	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1400.8	0	-16329.6	-2.9	-36.7	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1430.6	0	-16704.2	-2.9	-37.5	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1460.5	0	-17078.8	-3	-38.3	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1490.3	0	-17453.4	-3.1	-39.2	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1520.2	0	-17827.9	-3.1	-40	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1550	0	-18202.5	-3.2	-40.9	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1575	0	-18516.3	-3.2	-41.6	0	0	Soddisfatta	0	102888.7	Soddisfatta
-1600	0	-18830.2	-3.3	-42.3	0	0	Soddisfatta	0	102389.6	Soddisfatta

Step 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max: 3913. (3913.) Max: -161.4 (164.6) Max: 22022. (102889)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)								Taglio		
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.								Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
-100	3078808.3	0	-83	2682.1	-0.06	0.13	Soddisfatta	368.1	101246.4	Soddisfatta
-127.8	3068582.7	-348.7	-82.7	2665.8	-0.06	0.13	Soddisfatta	368.1	101246.4	Soddisfatta
-155.6	3037070.8	-697.4	-82	2630.7	-0.06	0.13	Soddisfatta	1134.4	101246.4	Soddisfatta



-183.3	2983179.5	-1046.1	-80.7	2576	-0.06	0.12	Soddisfatta	1940.1	101246.4	Soddisfatta
-211.1	2905831.9	-1394.8	-78.9	2500.5	-0.06	0.12	Soddisfatta	2784.5	101246.4	Soddisfatta
-238.9	2803962.1	-1743.5	-76.5	2403.6	-0.05	0.11	Soddisfatta	3667.3	101246.4	Soddisfatta
-266.7	2676512.4	-2092.2	-73.4	2284.3	-0.05	0.11	Soddisfatta	4588.2	101246.4	Soddisfatta
-294.4	2522430.5	-2440.9	-69.6	2141.7	-0.05	0.1	Soddisfatta	5546.9	101246.4	Soddisfatta
-322.2	2340669.1	-2789.7	-65.1	1975	-0.04	0.09	Soddisfatta	6543.4	101246.4	Soddisfatta
-350	2130184	-3138.4	-59.8	1783.4	-0.04	0.08	Soddisfatta	7577.5	101246.4	Soddisfatta
-377.8	1889933.7	-3487.1	-53.5	1566.1	-0.04	0.07	Soddisfatta	8649	101246.4	Soddisfatta
-405.6	1618879.4	-3835.8	-46.3	1322.4	-0.03	0.06	Soddisfatta	9758	101246.4	Soddisfatta
-433.3	1315983.7	-4184.5	-38.1	1051.5	-0.02	0.05	Soddisfatta	10904.2	101246.4	Soddisfatta
-461.1	980211.1	-4533.2	-28.7	752.9	-0.02	0.04	Soddisfatta	12087.8	101246.4	Soddisfatta
-488.9	610527.5	-4881.9	-18	426.3	-0.01	0.02	Soddisfatta	13308.6	101246.4	Soddisfatta
-516.7	205899.8	-5230.6	-5.9	78.6	0	0	Soddisfatta	14566.6	101246.4	Soddisfatta
-544.4	-234704.1	-5579.3	-6.7	94.8	0	0	Soddisfatta	15861.7	101776.7	Soddisfatta
-572.2	-712315.1	-5928	-20.9	487.3	-0.01	0.02	Soddisfatta	17194	101819.3	Soddisfatta
-600	-1227963.7	-6276.7	-35.5	920.8	-0.02	0.04	Soddisfatta	18563.3	101862	Soddisfatta
-625	-1725427.8	-6590.6	-49	1341.8	-0.03	0.06	Soddisfatta	19898.6	101900.4	Soddisfatta
-654.8	-2360676.9	-6965.1	-65.4	1882.7	-0.04	0.09	Soddisfatta	21289.4	101946.2	Soddisfatta
-684.7	-3017791.6	-7339.7	-81.4	2445.5	-0.06	0.12	Soddisfatta	22022.2	101992	Soddisfatta
-714.5	-3672488.7	-7714.3	-96.2	3009.5	-0.07	0.14	Soddisfatta	21941.2	102037.8	Soddisfatta
-744.4	-4300484.7	-8088.9	-109.4	3553.7	-0.08	0.17	Soddisfatta	21046.4	102083.6	Soddisfatta
-774.2	-4877495.7	-8463.5	-121	3913	-0.1	0.2	Soddisfatta	19337.7	102129.4	Soddisfatta
-804	-5379237.2	-8838	-134.4	3913	-0.11	0.24	Soddisfatta	16815.1	102175.2	Soddisfatta
-833.9	-5781424.5	-9212.6	-146.2	3913	-0.13	0.29	Soddisfatta	13478.7	102221	Soddisfatta



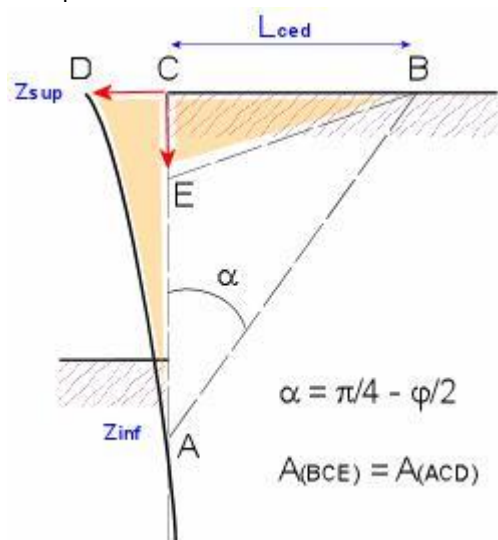
-863.7	- 6059772.7	-9587.2	-157.9	3913	- 0.16	0.38	Soddisfatta	9328.4	102266.9	Soddisfatta
-893.5	- 6189996.4	-9961.8	-161.4	3913	- 0.17	0.42	Soddisfatta	4364.3	102312.7	Soddisfatta
-923.4	- 6160251.3	- 10336.4	-160.5	3913	- 0.17	0.41	Soddisfatta	-996.9	102358.5	Soddisfatta
-953.2	- 6001564.7	- 10710.9	-155	3913	- 0.15	0.35	Soddisfatta	-5318.1	102404.3	Soddisfatta
-983.1	- 5741242.6	- 11085.5	-143.8	3913	- 0.13	0.27	Soddisfatta	-8724.3	102450.1	Soddisfatta
-1012.9	- 5402963.1	- 11460.1	-134.3	3913	- 0.11	0.23	Soddisfatta	- 11336.9	102495.9	Soddisfatta
-1042.7	- 5006931.9	- 11834.7	-123.5	3913	-0.1	0.2	Soddisfatta	- 13272.4	102541.7	Soddisfatta
-1072.6	- 4570085.4	- 12209.2	-114.7	3708.2	- 0.09	0.18	Soddisfatta	- 14640.3	102587.5	Soddisfatta
-1102.4	- 4106328.6	- 12583.8	-105.5	3291.7	- 0.08	0.16	Soddisfatta	- 15542.1	102633.3	Soddisfatta
-1132.3	- 3626799.2	- 12958.4	-95.3	2863.3	- 0.07	0.14	Soddisfatta	- 16070.7	102679.2	Soddisfatta
-1162.1	- 3148935.8	-13333	-84.5	2438.3	- 0.06	0.12	Soddisfatta	- 16014.9	102725	Soddisfatta
-1191.9	- 2687412.3	- 13707.6	-73.5	2029.5	- 0.05	0.1	Soddisfatta	- 15467.3	102770.8	Soddisfatta
-1221.8	- 2253081.6	- 14082.1	-62.7	1646.1	- 0.04	0.08	Soddisfatta	-14556	102816.6	Soddisfatta
-1251.6	- 1853532.8	- 14456.7	-52.3	1294.6	- 0.03	0.06	Soddisfatta	- 13390.3	102862.4	Soddisfatta
-1281.5	-1493617	- 14831.3	-42.6	979	- 0.03	0.05	Soddisfatta	-12062	102888.7	Soddisfatta
-1311.3	- 1175929.7	- 15205.9	-33.7	701.9	- 0.02	0.03	Soddisfatta	- 10646.8	102888.7	Soddisfatta
-1341.1	-901247.3	- 15580.5	-25.8	465	- 0.02	0.02	Soddisfatta	-9205.6	102888.7	Soddisfatta
-1371	-668912.2	-15955	-18.9	270.6	- 0.01	0.01	Soddisfatta	-7786.4	102888.7	Soddisfatta
-1400.8	-477165.4	- 16329.6	-13.1	-150.7	- 0.01	- 0.01	Soddisfatta	-6426.1	102888.7	Soddisfatta
-1430.6	-323429	- 16704.2	-8.8	-103.8	- 0.01	0	Soddisfatta	-5152.2	102888.7	Soddisfatta
-1460.5	-204538.8	- 17078.8	-6.4	-76.4	0	0	Soddisfatta	-3984.4	102888.7	Soddisfatta
-1490.3	-116932	- 17453.4	-5	-60.9	0	0	Soddisfatta	-2936	102888.7	Soddisfatta
-1520.2	-56791.1	- 17827.9	-4.1	-50.6	0	0	Soddisfatta	-2015.5	102888.7	Soddisfatta

-1550	-20151.9	-18202.5	-3.5	-44.6	0	0	Soddisfatta	-1227.9	102888.7	Soddisfatta
-1575	-4439.8	-18516.3	-3.3	-42.4	0	0	Soddisfatta	-628.5	102888.7	Soddisfatta
-1600	0	-18830.2	-3.3	-42.3	0	0	Soddisfatta	-177.6	102389.6	Soddisfatta

Calcolo dei cedimenti a monte della paratia

Metodo *Volume* per il calcolo dei cedimenti a monte della paratia.

Si ipotizza che la variazione di volume complessiva del terreno coinvolto nel processo deformativo sia nulla (deformandosi, i terreni tendono a dilatare). In questo caso, definito il cuneo di spinta, si ha uguaglianza tra il volume che il terreno occupa in seguito allo spostamento della paratia e quello che il terreno libera per i cedimenti verticali a monte dell'opera.



Segue il calcolo per tutti gli Step (Da Step 1 a Step 2).

Paratia PAR_1 Step 1		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -1520.2[\text{cm}]$ $L_{ced} = 877.7[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	0
50	-50	0
100	0	0
150	50	0
200	100	0
250	150	0
300	200	0
350	250	0
400	300	0
450	350	0
500	400	0
550	450	0
600	500	0
650	550	0
700	600	0
750	650	0

800	700	0
850	750	0
877.7	777.7	0

Paratia PAR_1 Step 2		
$z_{sup} = 0[cm]$ $z_{inf} = -1600[cm]$ $L_{ced} = 923.8[cm]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	0.89
50	-50	0.84
100	0	0.79
150	50	0.75
200	100	0.7
250	150	0.65
300	200	0.6
350	250	0.55
400	300	0.51
450	350	0.46
500	400	0.41
550	450	0.36
600	500	0.31
650	550	0.26
700	600	0.22
750	650	0.17
800	700	0.12
850	750	0.07
900	800	0.02
923.8	823.8	0

9.36 Verifica Berlinese – PALO TIPO 3 – $\phi 800\text{mm}/L9000\text{mm}$

Modello Strutturale

Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 24" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.**

Il programma "IS Paratie 24" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2018, punto 7.11.1, SLV (A=1+M=1+R1).**

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $g_{G1} = 1$, $g_{G2} = 1$, $g_{Qi} = 1$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $g_j = 1$, $g_c = 1$, $g_{su} = 1$, $g_g = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm^2 ; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

Cemento Armato: Conglomerato Cementizio Rck 370, Barre d'armatura B450C (cls: $f_{cd} = 164.62$; barre: $f_{yd} = 3913.04$).

Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5
Descrizione	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3	STRATO 4	STRATO 4
Quota iniziale [cm]	0	-350	-600	-1550	-3600
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1	1	1	1
Angolo d'attrito (j') [°]	32	28	32	38	38
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0	0.05	0	0	0
Resistenza non drenata (s _u) [daN/cm ²]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Permeabilità (m) [cm/s]	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Peso di unità di volume fuori falda (g _d) [daN/cm ³]	0.00185	0.00185	0.00185	0.002	0.002
Peso di unità di volume sotto falda (g _s) [daN/cm ³]	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215

Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_3

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_4

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_5

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

Pressione limite attiva e passiva

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 900 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_3.

Sezioni

Segua la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_3
Tipo	CIRCOLARE
Descrizione	Sezione 4
Materiale	C.A.
Modulo di Young [daN/cm ²]	325881.
Numero di sezioni per metro	1.
Area [cm ²]	5021.38
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	2006489.
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	2006489.
Ferri superiori	5d24
Ferri inferiori	7d24
Staffe - numero bracci	7
Staffe - diametro [mm]	8
Staffe - passo [cm]	15

Carichi nastriformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastriformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	50
Larghezza [cm]	1000
Carico distribuito [daN/cm]	-9
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.09
Tipologia	variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensità definita dalla propria sezione trasversale.

Vincoli

Segue la descrizione dei vincoli posticipati applicati agli elementi del modello.

	CIM_1
Tipo	Rotazione
Carattere	Relativo
Applicato a	Paratia
Quota di applicazione [cm]	-100
Rigidità della molla [daN/cm]	1000000000
Step di attivazione	2
Step di rimozione	-

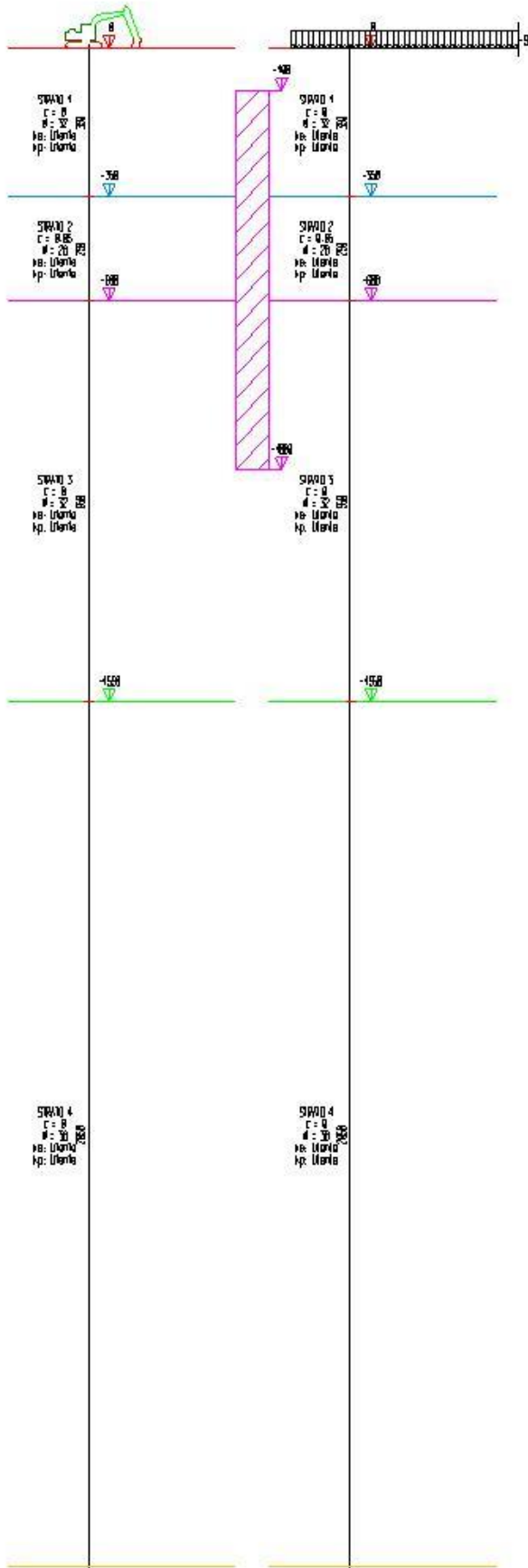
Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico nastriforme su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento vincolo posticipato: CIM_1

Scavo portato a quota: -625

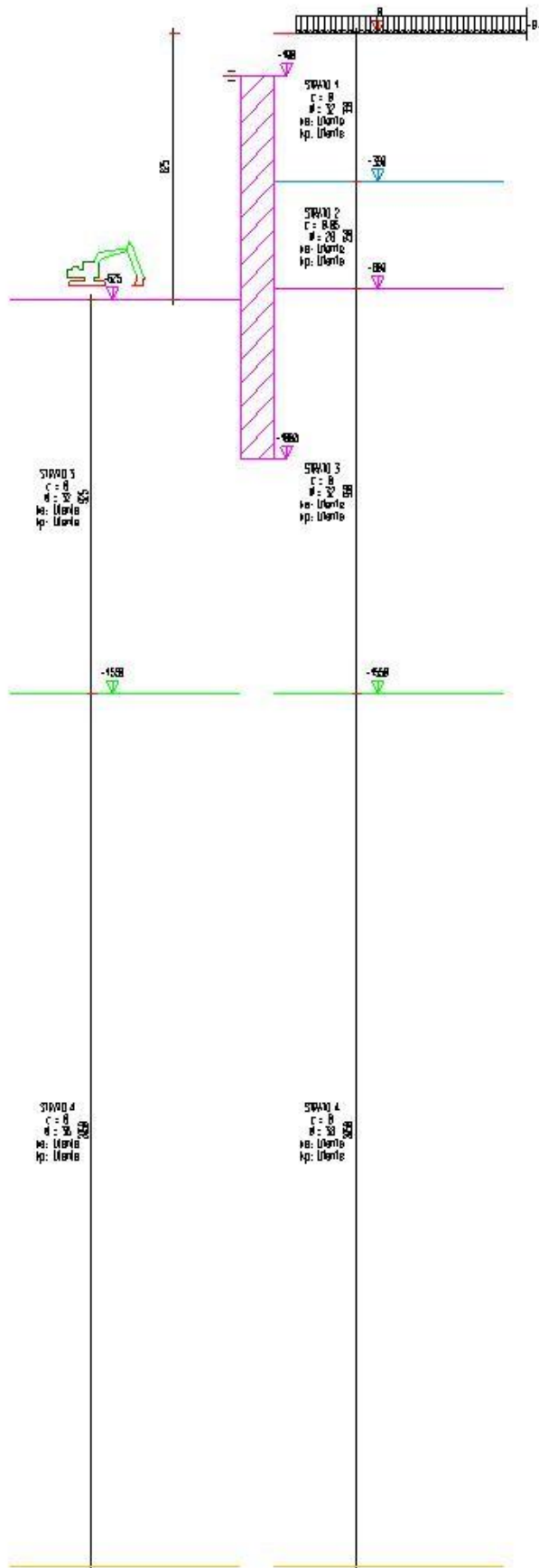


Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati					Carichi terreno	Vincoli	
1	0	STR_1	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5	CUD_1_1	
2	-625	STR_1	STR_1					CUD_1_1	CIM_1

Modello FEM

Segue la descrizione dello schema ad elementi finiti utilizzato per la risoluzione del modello strutturale e la valutazione di spostamenti e sollecitazioni, aggiornato all'ultimo step di calcolo effettuato.

Nodi

Indice	Coord. X	Coord. Z
1.	-100.	-100.
2.	-100.	-127.78
3.	-100.	-155.56
4.	-100.	-183.33
5.	-100.	-211.11
6.	-100.	-238.89
7.	-100.	-266.67
8.	-100.	-294.44
9.	-100.	-322.22
10.	-100.	-350.
11.	-100.	-377.78
12.	-100.	-405.56
13.	-100.	-433.33
14.	-100.	-461.11
15.	-100.	-488.89
16.	-100.	-516.67
17.	-100.	-544.44
18.	-100.	-572.22
19.	-100.	-600.
20.	-100.	-625.
21.	-100.	-653.85
22.	-100.	-682.69
23.	-100.	-711.54
24.	-100.	-740.38
25.	-100.	-769.23
26.	-100.	-798.08
27.	-100.	-826.92
28.	-100.	-855.77
29.	-100.	-884.62
30.	-100.	-913.46
31.	-100.	-942.31
32.	-100.	-971.15
33.	-100.	-1000.

Aste

Indice	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza	Incognite
1.	2.	1.	27.78	4 5 6 1 2 3
2.	3.	2.	27.78	7 8 9 4 5 6
3.	4.	3.	27.78	10 11 12 7 8 9

4.	5.	4.	27.78	13 14 15 10 11 12
5.	6.	5.	27.78	16 17 18 13 14 15
6.	7.	6.	27.78	19 20 21 16 17 18
7.	8.	7.	27.78	22 23 24 19 20 21
8.	9.	8.	27.78	25 26 27 22 23 24
9.	10.	9.	27.78	28 29 30 25 26 27
10.	11.	10.	27.78	31 32 33 28 29 30
11.	12.	11.	27.78	34 35 36 31 32 33
12.	13.	12.	27.78	37 38 39 34 35 36
13.	14.	13.	27.78	40 41 42 37 38 39
14.	15.	14.	27.78	43 44 45 40 41 42
15.	16.	15.	27.78	46 47 48 43 44 45
16.	17.	16.	27.78	49 50 51 46 47 48
17.	18.	17.	27.78	52 53 54 49 50 51
18.	19.	18.	27.78	55 56 57 52 53 54
19.	20.	19.	25.	58 59 60 55 56 57
20.	21.	20.	28.85	61 62 63 58 59 60
21.	22.	21.	28.85	64 65 66 61 62 63
22.	23.	22.	28.85	67 68 69 64 65 66
23.	24.	23.	28.85	70 71 72 67 68 69
24.	25.	24.	28.85	73 74 75 70 71 72
25.	26.	25.	28.85	76 77 78 73 74 75
26.	27.	26.	28.85	79 80 81 76 77 78
27.	28.	27.	28.85	82 83 84 79 80 81
28.	29.	28.	28.85	85 86 87 82 83 84
29.	30.	29.	28.85	88 89 90 85 86 87
30.	31.	30.	28.85	91 92 93 88 89 90
31.	32.	31.	28.85	94 95 96 91 92 93
32.	33.	32.	28.85	97 0 98 94 95 96

Risultati

Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.

M (daN*cm / m): Defo. (cm): T (daN / m): N (daN / m):
 Max: 0. Multip. : 10. Max: 0. Max: 0.
 Min: 0. Min: 0.03 Min: 0. Min: -11238.1



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	0	-0.003	0	0	-348.7
-155.6	0	-0.003	0	0	-697.4
-183.3	0	-0.003	0	0	-1046.1
-211.1	0	-0.003	0	0	-1394.8
-238.9	0	-0.003	0	0	-1743.5
-266.7	0	-0.003	0	0	-2092.2
-294.4	0	-0.003	0	0	-2440.9
-322.2	0	-0.003	0	0	-2789.7
-350	0	-0.003	0	0	-3138.4
-377.8	0	-0.003	0	0	-3487.1
-405.6	0	-0.003	0	0	-3835.8
-433.3	0	-0.003	0	0	-4184.5
-461.1	0	-0.003	0	0	-4533.2
-488.9	0	-0.003	0	0	-4881.9
-516.7	0	-0.002	0	0	-5230.6
-544.4	0	-0.002	0	0	-5579.3
-572.2	0	-0.002	0	0	-5928
-600	0	-0.002	0	0	-6276.7
-625	0	-0.002	0	0	-6590.6
-653.8	0	-0.002	0	0	-6952.7
-682.7	0	-0.002	0	0	-7314.8
-711.5	0	-0.002	0	0	-7676.9
-740.4	0	-0.002	0	0	-8039
-769.2	0	-0.001	0	0	-8401.2
-798.1	0	-0.001	0	0	-8763.3

-826.9	0	-0.001	0	0	-9125.4
-855.8	0	-0.001	0	0	-9487.5
-884.6	0	-0.001	0	0	-9849.6
-913.5	0	-0.001	0	0	-10211.8
-942.3	0	0	0	0	-10573.9
-971.2	0	0	0	0	-10936
-1000	0	0	0	0	-11298.1

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	11298.	-

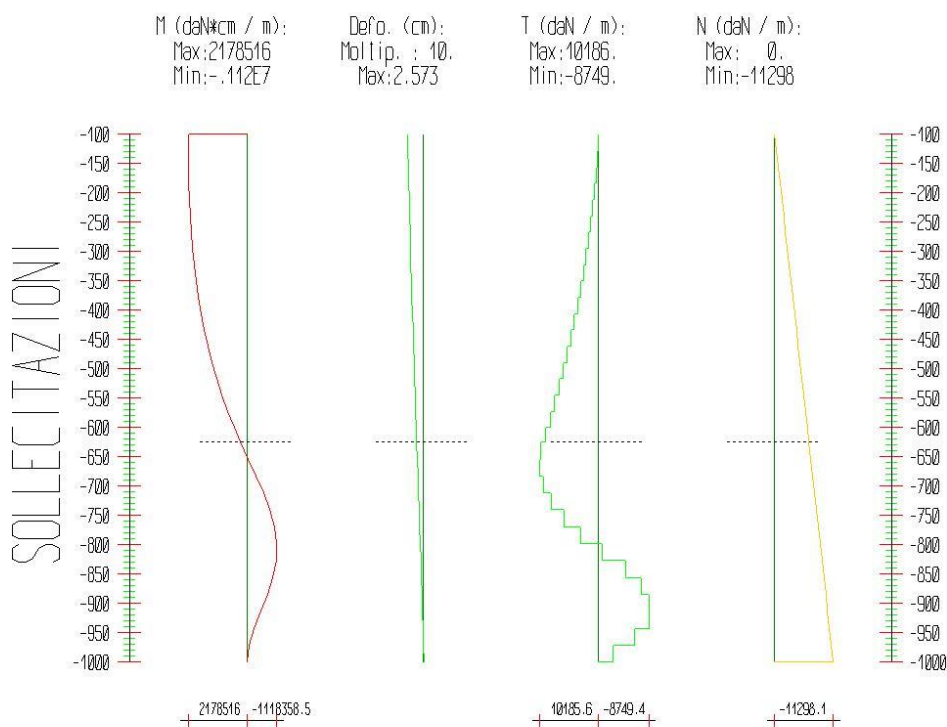
Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
Z	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t
-100	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0
-127.78	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0
-155.56	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0
-183.33	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0
-211.11	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0
-238.89	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0
-266.67	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0
-294.44	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0
-322.22	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0
-350	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0
-377.78	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0
-405.56	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0
-433.33	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0
-461.11	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0
-488.89	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0
-516.67	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0
-544.44	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0
-572.22	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0
-600	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0
-625	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0
-653.85	1.247	0.549	0	1.247	0.549	0	1.247	0.549	0	1.247	0.549	0
-682.69	1.3	0.572	0	1.3	0.572	0	1.3	0.572	0	1.3	0.572	0
-711.54	1.354	0.596	0	1.354	0.596	0	1.354	0.596	0	1.354	0.596	0
-740.38	1.407	0.619	0	1.407	0.619	0	1.407	0.619	0	1.407	0.619	0
-769.23	1.46	0.642	0	1.46	0.642	0	1.46	0.642	0	1.46	0.642	0
-798.08	1.513	0.666	0	1.513	0.666	0	1.513	0.666	0	1.513	0.666	0
-826.92	1.566	0.689	0	1.566	0.689	0	1.566	0.689	0	1.566	0.689	0
-855.77	1.619	0.712	0	1.619	0.712	0	1.619	0.712	0	1.619	0.712	0
-884.62	1.672	0.736	0	1.672	0.736	0	1.672	0.736	0	1.672	0.736	0
-913.46	1.725	0.759	0	1.725	0.759	0	1.725	0.759	0	1.725	0.759	0
-942.31	1.779	0.783	0	1.779	0.783	0	1.779	0.783	0	1.779	0.783	0

-971.15	1.832	0.806	0	1.832	0.806	0	1.832	0.806	0	1.832	0.806	0
-1000	1.871	0.823	0	1.871	0.823	0	1.871	0.823	0	1.871	0.823	0
s_v = tensione verticale totale s_h = tensione orizzontale totale u = pressione neutra s'_v = tensione verticale efficace s'_h = tensione orizzontale efficace												

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-41689.5	b_h	569.1	R_h	41689.5	b_h	569.1
R'_h	-41689.5	b'_h	569.1	R'_h	41689.5	b'_h	569.1
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0
R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia. pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia. pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia. pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.							

Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



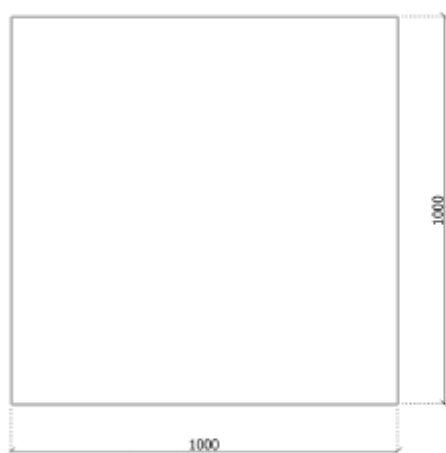
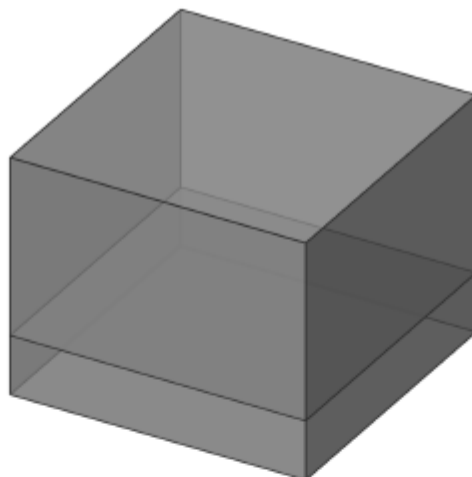
Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	-2.5114	-0.003	2176315.419	79.2	-348.7
-155.6	-2.447	-0.003	2168878.407	267.7	-697.4
-183.3	-2.3801	-0.003	2155111.617	495.6	-1046.1
-211.1	-2.3106	-0.003	2133937.853	762.3	-1394.8

-238.9	-2.2386	-0.003	2104291.079	1067.3	-1743.5
-266.7	-2.1642	-0.003	2065113.195	1410.4	-2092.2
-294.4	-2.0873	-0.003	2015351.949	1791.4	-2440.9
-322.2	-2.008	-0.003	1953959.539	2210.1	-2789.7
-350	-1.9264	-0.003	1879891.644	2666.4	-3138.4
-377.8	-1.8426	-0.003	1792106.746	3160.3	-3487.1
-405.6	-1.7567	-0.003	1689565.629	3691.5	-3835.8
-433.3	-1.6688	-0.003	1571231.011	4260	-4184.5
-461.1	-1.5791	-0.003	1436067.252	4865.9	-4533.2
-488.9	-1.4876	-0.003	1283040.136	5509	-4881.9
-516.7	-1.3947	-0.002	1111116.68	6189.2	-5230.6
-544.4	-1.3004	-0.002	919264.988	6906.7	-5579.3
-572.2	-1.2051	-0.002	706454.113	7661.2	-5928
-600	-1.1089	-0.002	471653.943	8452.8	-6276.7
-625	-1.0219	-0.002	240674.827	9239.2	-6590.6
-653.8	-0.9212	-0.002	-49257.459	10051	-6952.7
-682.7	-0.8206	-0.002	-343072.407	10185.6	-7314.8
-711.5	-0.7204	-0.002	-618830.27	9559.6	-7676.9
-740.4	-0.621	-0.002	-854590.908	8173	-8039
-769.2	-0.5227	-0.001	-1028413.88	6025.9	-8401.2
-798.1	-0.4256	-0.001	-1118358.494	3118.1	-8763.3
-826.9	-0.33	-0.001	-1102483.846	-550.3	-9125.4
-855.8	-0.2357	-0.001	-969526.036	-4609.2	-9487.5
-884.6	-0.1427	-0.001	-757899.953	-7336.4	-9849.6
-913.5	-0.0506	-0.001	-505513.873	-8749.4	-10211.8
-942.3	0.0409	0	-254687.364	-8695.3	-10573.9
-971.2	0.132	0	-73284.285	-6288.6	-10936
-1000	0.223	0	0	-2540.5	-11298.1

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	11298.	-
Vincolo Utente	CIM_1	-	-	.218E7

Si calcola un elemento di trave unitaria con le sollecitazioni sopra definite.

1 Geometria



Tipologia di fondazione : FONDAZIONE ISOLATA

Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
1000	1000	600	-1000	-1600	-1000

Elemento sotto la fondazione

Tipologia di elemento sotto la fondazione	Magrone
Spessore dell'elemento	200 mm Non bloccati
Fck	12 MPa
Densità	2300 kg/m ³
Proiezione a sinistra	0 mm
Proiezione a destra	0 mm
Proiezione dietro	0 mm
Proiezione frontale	0 mm

2 Input terreno

Nessun livello superiore per la falda.

Nessun livello inferiore per la falda.

Il calcolo non viene eseguito in condizioni non drenate

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Profondità min/max	Condizione	Peso (kN/m ³)	Angolo di attrito	Coesione (MPa)	Tipo
	(mm)					
1 - STRATO 1	0 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-3500	Non drenata	18.5	0 °	0	
2 - STARTO 2	-3500 /	Drenato	18.5	28 °	0.05	Coesivo
	-6000	Non drenata	18.5	0 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-15500	Non drenata	18.5	0 °	0	
4 - STRATO 4	-15500 /	Drenato	20	38 °	0	Non-coesivo
	-	Non drenata	20	0 °	0	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.3	34	25.26	15	0.5
2 - STARTO 2	0.3	40.38	30	15	0.5
3 - STRATO 3	0.3	40.38	30	15	0.5
4 - STRATO 4	0.25	73	60.83	9.9	0.33

3 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
Id	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU,Fav}$	$\gamma_{STR,Fav}$	$\gamma_{GEO,Fav}$
1	Carichi permanenti 1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	Carichi variabili 1	1	0.9	0.8	1.5	1.5	1.3	0	0	0

Carichi						
Carico	Nome del caso di carico	V	M_x	M_y	H_x	H_y
		(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
1	1 - Carichi permanenti 1	113	0	0	0	0
2	2 - Carichi variabili 1	0	0	218	0	0
Carico sul terreno G	1 - Carichi permanenti 1	0	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	2 - Carichi variabili 1	0	-	-	-	-

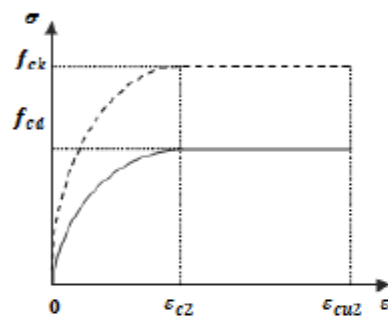
4.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN·m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²
Ampiezza Fessura	mm

4.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37_IT



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{10.3}$$

$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500$$

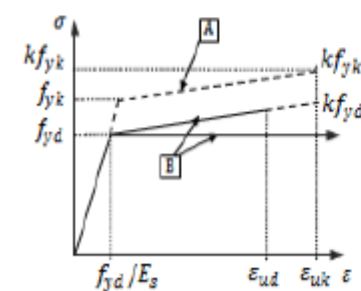
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{uk} = 75\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 0.9 \times 75 = 67.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

k = 1.15

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1$

SLU-S: $\gamma_s = 1$

4.4 Copriferrì

Classe d'esposizione	XC2	(UNI EN 206 – 2006)
Classe di consistenza	S3	(UNI EN 206 – 2006)
Copriferri		(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferro nominale (mm)			Valori minimi (mm)	
Superiore	Inferiore	Laterale	c_{nom}	$c_{min,s}$
50	50	50	30	10

Valore minimo del copriferro per la durabilità	$c_{min,dur} = 20$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{b/s} = 10$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{s/s} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{dir,si} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{dir,add} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

5 Ipotesi di verifica

Ipotesi di verifica globali

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

Il peso proprio della fondazione viene considerato per il calcolo dell'armatura.

Metodo di progettazione dell'armatura longitudinale in assenza di momento flettente: Metodo doppia mensola.

Normative sismiche non prese in considerazione.

Il passo d'iterazione per il calcolo dell'area della sezione è 0.1 cm²

Peso proprio del piedistallo non preso in considerazione.

Approccio di verifica 1

Ipotesi per la capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione del carico vengono presi in considerazione.

Comportamento terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Inclinazione fondazione: 0 °

Ipotesi per lo scorrimento

Tipologia: Elemento in-sito

L'angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \varphi'$

Ipotesi per l'eccentricità del carico

L'area a compressione della fondazione deve essere almeno uguale a:

7 % dell'area di base totale allo SLU fondamentale/eccezionale/sismico.

50 % dell'area di base totale allo SLE caratteristico.

67 % dell'area di base totale allo SLE quasi-permanente/frequente.

Fattori parziali per i parametri del terreno

Parametro del terreno	Simbolo	Comb. 1 (M1)	Comb. 2 (M2)
Angolo di resistenza al taglio *	γ_{φ}	1	1.25
Coesione efficace	γ_c	1	1.25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1	1.4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1	1.4
Densità	γ_y	1	1
Resistenza ad attrito (sismica)	γ_M	1.25	1.25

* Questo fattore viene applicato alla $\tan \varphi$

Fattori parziali della resistenza

Resistenza	Simbolo	Comb. 1 (R1)	Comb. 2 (R2)
Portanza (SLU)	γ_{Rv}	1	1.8
Portanza (SLE)	$\gamma_{Rv;SLS}$	3	3
Scorrimento (SLU)	γ_{Rb}	1	1.1

6 Verifica della capacità portante

6.1 Ipotesi capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione vengono presi in considerazione.

Inclinazione fondazione: 0°.

Comportamento del terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Distribuzione pressione di contatto: Rettangolare (EC7 Annesso D)

6.2 Verifica portanza

In questo capitolo vengono salvati i dati per la combinazione più sfavorevole, nello stato di compressione, ma presta attenzione che la fondazione è interamente sollevata allo SLU (combinazione 117)

Drenato SLU

Combinazione: 109: 1x[1 G]

Carico verticale $V_d = 150.73 \text{ kN}$

Pressione di sovraccarico: $q' = 0.03 \text{ MPa}$

Valore di progetto della resistenza del terreno
6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018
 $R_d = \frac{A' \cdot q_{ultk}}{\gamma_{R,v}} = \frac{1 \text{ m}^2 \times 0.68 \text{ MPa}}{1.8} = 378.67 \text{ kN}$

Superficie portante totale della fondazione
(D.1) della EN 1997-1
 $A' = (A - 2 \cdot |c_x|) \cdot (B - 2 \cdot |c_y|)$
 $A' = (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm}) \times (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm})$
 $A' = 1 \text{ m}^2$

Eccentricità lungo x
 $e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{150.73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$

Eccentricità lungo y
 $e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{150.73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace $\varphi' = 26.56^\circ$

Coesione efficace $c' = 0 \text{ MPa}$

Densità efficace $\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (12.59 - 1) \times \cot(26.56^\circ) = 23.18$

Fattore di correzione della forma $s_q = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.45 \times 12.59 - 1}{12.59 - 1} = 1.49$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante $N_q = e^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$

$$N_q = e^{\tan(26.56^\circ)} \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{26.56^\circ}{2}\right) = 12.59$$

Fattore di correzione della forma $s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \times \sin(26.56^\circ) = 1.45$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$

$$i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{150.73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^0 = 1$$

Termini di superficie

Fattore di capacità portante $N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(12.59 - 1) \times \tan(26.56^\circ) = 11.59$

Fattore di correzione della forma $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \times \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} = 0.7$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_\gamma = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{150.73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^{0+1}$$

$$i_\gamma = 1$$

Capacità portante ammissibile

$$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \times 23.18 \times 1 \times 1.49 \times 1 + 0.03 \text{ MPa} \times 12.59 \times 1 \times 1.45 \times 1 + 0.5 \times 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 1000 \text{ mm} \times 11.59 \times 1 \times 0.7 \times 1$$

$$q_{ult,k} = 0.68 \text{ MPa}$$

Resistenza terreno $V_d \leq R_d: 150.73 \text{ kN} \leq 378.67 \text{ kN}$

6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018 **(39.80%) Verificato**

Non drenato SLU

Nessuna SLU combinazione in non drenate condizioni.

Drenato SLE

Combinazione: **116: 1x[1 G]**

Carico verticale $V_d = 150.73 \text{ kN}$

Pressione di sovraccarico: $q' = 0.03 \text{ MPa}$

Valore di progetto della resistenza del terreno
 6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{ultk}}{\gamma_{R,s}} = \frac{1 \text{ m}^2 \times 1,36 \text{ MPa}}{3} = 453,41 \text{ kN}$$

Superficie portante totale della fondazione
 (D.1) della EN 1997-1

$$A' = (A - 2 \cdot |c_x|) \cdot (B - 2 \cdot |c_y|)$$

$$A' = (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm}) \times (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm})$$

$$A' = 1 \text{ m}^2$$

Eccentricità lungo x

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{150,73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Eccentricità lungo y

$$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{150,73 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace

$$\varphi' = 32^\circ$$

Coesione efficace

$$c' = 0 \text{ MPa}$$

Densità efficace

$$\gamma' = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (23,18 - 1) \times \cot(32^\circ) = 35,49$$

Fattore di correzione della forma

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1,53 \times 23,18 - 1}{23,18 - 1} = 1,55$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35,49 \times \tan(32^\circ)} = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35,49 \times \tan(32^\circ)} = 1$$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante

$$N_q = e^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_q = e^{\tan(32^\circ)} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2}\right) = 23,18$$

Fattore di correzione della forma

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} \times \sin(32^\circ) = 1,53$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{150,73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right)^0 = 1$$

Termini di superficie

Fattore di capacità portante

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(23,18 - 1) \times \tan(32^\circ) = 27,72$$

Fattore di correzione della forma

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L} = 1 - 0,3 \times \frac{1000 \text{ mm}}{1000 \text{ mm}} = 0,7$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_\gamma = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{150,73 \text{ kN} + 1 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right)^{0+1}$$

$$i_\gamma = 1$$

Capacità portante ammissibile	$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$ $q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \times 35.49 \times 1 \times 1.55 \times 1 +$ $+ 0.03 \text{ MPa} \times 23.18 \times 1 \times 1.53 \times 1 +$ $+ 0.5 \times 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 1000 \text{ mm} \times 27.72 \times 1 \times 0.7 \times 1$ $q_{ult,k} = 1.36 \text{ MPa}$
Resistenza terreno	$V_d \leq R_d \leq 150.73 \text{ kN} \leq 453.41 \text{ kN}$
<i>6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018</i>	(33.24%) Verificato

10 Verifica cedimento

La verifica dei cedimenti viene eseguita secondo il metodo semplificato elastico definito nell'appendice F della NF EN1997-1.

Combinazione di carico	114: 1x[1 G]
Cedimento consentito	$s_{max} = 50 \text{ mm}$
Carico verticale caratteristico	$V = 150.73 \text{ kN}$
Capacità portante	$P = \frac{V}{L \times B} = \frac{150.73 \text{ kN}}{1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}} = 0.15 \text{ MPa}$
Valore di progetto del modulo di elasticità	$E_m = \frac{\sum_i (E_i \times h_i)}{\sum_i (h_i)} = 26.77 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = \frac{\sum_i (\nu_i)}{i} = 0.3$
Fattore di forma e rigidezza	$\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(L; B)}{\text{Min}(L; B)} \right) + 0.88$ $\omega = 0.5 \times \ln \left(\frac{\text{Max}(1000 \text{ mm}; 1000 \text{ mm})}{\text{Min}(1000 \text{ mm}; 1000 \text{ mm})} \right) + 0.88 = 0.88$

11 Armatura longitudinale

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

11.1 Calcolo dell'armatura della fondazione

Lungo X direzione, Inferiore lato

Armatura minima	$A_{min} = 1.67 ‰ \cdot L_2 \cdot d = 1.67 ‰ \times 1000 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ $A_{min} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura necessaria	$A_{reqd} = \max\{A_{reqd}; A_{min}\} = \max\{0.74 \text{ cm}^2; 9.2 \text{ cm}^2\} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura fornita	$A_{prov} = 11.31 \text{ cm}^2$	10 × ø12 (Interasse = 102.2 mm)

Lungo X direzione, Superiore lato

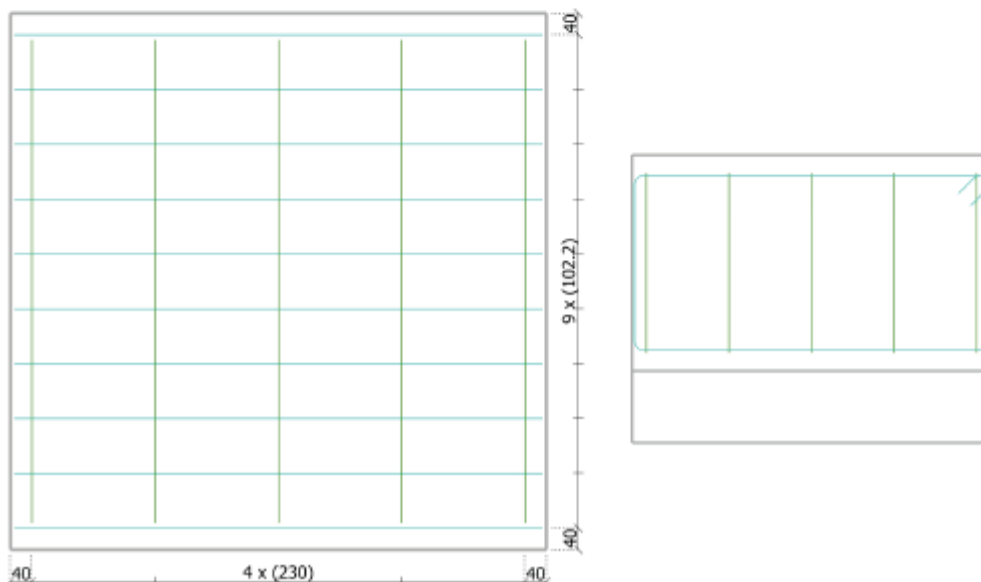
Armatura fornita	$A_{prov} = 11.31 \text{ cm}^2$	10 × ø12 (Interasse = 102.2 mm)
------------------	---------------------------------	---------------------------------

Lungo Y direzione, Inferiore lato

Armatura minima	$A_{min} = 1.67 ‰ \cdot L_2 \cdot d = 1.67 ‰ \times 1000 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ $A_{min} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura necessaria	$A_{reqd} = \max\{A_{reqd}; A_{min}\} = \max\{0.74 \text{ cm}^2; 9.2 \text{ cm}^2\} = 9.2 \text{ cm}^2$	
Armatura fornita	$A_{prov} = 10.05 \text{ cm}^2$	5 × ø16 (Interasse = 230 mm)

Lungo Y direzione, Superiore lato

Armatura fornita	$A_{prov} = 10.05 \text{ cm}^2$	5 × ø16 (Interasse = 230 mm)
------------------	---------------------------------	------------------------------



12 Tensioni

Inferiore lato, X direzione

Combinazione di carico	112: 1x[1 G]
Momento flettente	$M_x = 14.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tensione del calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 0.37 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$ 2.06 % (Verificato)
Tensione armatura tesa	$\sigma_s = 24.62 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$ 6.84 % (Verificato)
Apertura della fessura	$w_k = 0.03 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$ 9.74 % (Verificato)

Inferiore lato, Y direzione

Combinazione di carico	112: 1x[1 G]
Momento flettente	$M_y = 14.12 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tensione del calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 0.38 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 18 \text{ MPa}$ 2.09 % (Verificato)
Tensione armatura tesa	$\sigma_s = 27 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$ 7.5 % (Verificato)
Apertura della fessura	$w_k = 0.04 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$ 11.89 % (Verificato)

Superiore lato, X direzione

Non è disponibile alcun momento flettente allo SLE.

Superiore lato, Y direzione

Non è disponibile alcun momento flettente allo SLE.

13 Verifica ampiezza fessure

Verifica di fessurazione							
Direzione	Posizione	Comb	$S_{r,max}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_c$	w_k	w_{lim}	WR
			(mm)	(%)	(mm)	(mm)	
Lungo X	Inferiore	116	395.5	0.07	0.03	0.3	9.74 %
Lungo Y	Inferiore	116	440.5	0.08	0.04	0.3	11.89 %

Il calcolo dell'apertura delle fessure viene effettuato secondo il capitolo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018.

Fessurazione in direzione X(inferiore)

Combinazione	116: 1x[1 G]
Posizione dell'asse neutro	$x_1 = 123.9 \text{ mm}$
Area di trazione efficace, che circonda l'armatura tesa (4.1.2.2.4, NTC 2018)	$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 125 \text{ mm} = 1250 \text{ cm}^2$

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \frac{2.5(h-d)}{3}, \frac{h-x}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{2.5 \times (600 \text{ mm} - 550 \text{ mm})}{3}, \frac{600 \text{ mm} - 123.9 \text{ mm}}{2} \right\} = 125 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{11.31 \text{ cm}^2}{1250 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Distanza massima delle fessure
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 50 \text{ mm} + 0.8 \times 0.5 \times 0.42 \times \frac{12 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 395.5 \text{ mm}$$

Modulo secante di Young

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 32836.57 \text{ MPa}$$

Coefficiente d'equivalenza a breve termine

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{32836.57 \text{ MPa}} = 6.09$$

Differenza tra le deformazioni medie
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$\epsilon_{cm} - \epsilon_c = \max \left\{ \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right\}$$

$$\epsilon_{cm} - \epsilon_c = \max \left\{ \frac{24.62 \text{ MPa} - 0.4 \times \frac{2.9 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.09 \times 0.01)}{200000 \text{ MPa}}, 0.6 \times \frac{24.62 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \right\}$$

$$\epsilon_{cm} - \epsilon_c = 0.07 \text{ ‰}$$

Ampiezza Fessura

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_c) = 395.5 \text{ mm} \times 0.07 \text{ ‰} = 0.03 \text{ mm}$$

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

Verifica di fessurazione

$$w_k \leq w_{lim}; 0.03 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

(9.74 %) Verificato

Fessurazione in direzione Y(inferiore)

Combinazione

116: 1x[1 G]

Posizione dell'asse neutro

$$x_1 = 118.6 \text{ mm}$$

Area di trazione efficace, che circonda l'armatura tesa

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1000 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 1000 \text{ cm}^2$$

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$h_{c,eff} = \min \left\{ \frac{2.5(h-d)}{3}, \frac{h-x}{2} \right\} = \min \left\{ \frac{2.5 \times (600 \text{ mm} - 560 \text{ mm})}{3}, \frac{600 \text{ mm} - 118.6 \text{ mm}}{2} \right\} = 100 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{10.06 \text{ cm}^2}{1000 \text{ cm}^2} = 0.01$$

Distanza massima delle fessure
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 50 \text{ mm} + 0.8 \times 0.5 \times 0.42 \times \frac{16 \text{ mm}}{0.01}$$

$$S_{r,max} = 440.5 \text{ mm}$$

Modulo secante di Young

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{38 \text{ MPa}}{10}\right)^{0.3} = 32836.57 \text{ MPa}$$

Coefficiente d'equivalenza a breve termine

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{32836.57 \text{ MPa}} = 6.09$$

Differenza tra le deformazioni medie
 (4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{cm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \right. \\ \left. 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \right. =$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = \text{Max} \left\{ \frac{27 \text{ MPa} - 0.4 \times \frac{2.9 \text{ MPa}}{0.01} \times (1 + 6.09 \times 0.01)}{200000 \text{ MPa}} \right. \\ \left. 0.6 \times \frac{27 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \right.$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c = 0.08 \text{ ‰}$$

Ampiezza Fessura

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c) = 440.5 \text{ mm} \times 0.08 \text{ ‰} = 0.04 \text{ mm}$$

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

Verifica di fessurazione

$$w_k \leq w_{lim}; 0.04 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

(11.89 %) Verificato

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
z	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t
-100	0.219	0.057	0	0.219	0.057	0	0	0	0	0	0	0
-127.78	0.261	0.068	0	0.261	0.068	0	0	0	0	0	0	0
-155.56	0.315	0.082	0	0.315	0.082	0	0	0	0	0	0	0
-183.33	0.369	0.096	0	0.369	0.096	0	0	0	0	0	0	0
-211.11	0.422	0.11	0	0.422	0.11	0	0	0	0	0	0	0
-238.89	0.475	0.124	0	0.475	0.124	0	0	0	0	0	0	0
-266.67	0.528	0.137	0	0.528	0.137	0	0	0	0	0	0	0
-294.44	0.58	0.151	0	0.58	0.151	0	0	0	0	0	0	0
-322.22	0.632	0.164	0	0.632	0.164	0	0	0	0	0	0	0
-350	0.684	0.178	0	0.684	0.178	0	0	0	0	0	0	0
-377.78	0.736	0.191	0	0.736	0.191	0	0	0	0	0	0	0
-405.56	0.787	0.205	0	0.787	0.205	0	0	0	0	0	0	0
-433.33	0.839	0.218	0	0.839	0.218	0	0	0	0	0	0	0
-461.11	0.891	0.232	0	0.891	0.232	0	0	0	0	0	0	0
-488.89	0.942	0.245	0	0.942	0.245	0	0	0	0	0	0	0
-516.67	0.994	0.258	0	0.994	0.258	0	0	0	0	0	0	0
-544.44	1.045	0.272	0	1.045	0.272	0	0	0	0	0	0	0
-572.22	1.096	0.285	0	1.096	0.285	0	0	0	0	0	0	0
-600	1.146	0.298	0	1.146	0.298	0	0	0	0	0	0	0
-625	1.196	0.311	0	1.196	0.311	0	0.002	0.009	0	0.002	0.009	0
-653.85	1.247	0.324	0	1.247	0.324	0	0.053	0.277	0	0.053	0.277	0
-682.69	1.3	0.338	0	1.3	0.338	0	0.107	0.555	0	0.107	0.555	0
-711.54	1.354	0.352	0	1.354	0.352	0	0.16	0.833	0	0.16	0.833	0

-740.38	1.407	0.366	0	1.407	0.366	0	0.213	1.11	0	0.213	1.11	0
-769.23	1.46	0.38	0	1.46	0.38	0	0.267	1.388	0	0.267	1.388	0
-798.08	1.513	0.393	0	1.513	0.393	0	0.32	1.665	0	0.32	1.665	0
-826.92	1.566	0.407	0	1.566	0.407	0	0.374	1.814	0	0.374	1.814	0
-855.77	1.619	0.421	0	1.619	0.421	0	0.427	1.366	0	0.427	1.366	0
-884.62	1.672	0.435	0	1.672	0.435	0	0.48	0.925	0	0.48	0.925	0
-913.46	1.725	0.506	0	1.725	0.506	0	0.534	0.488	0	0.534	0.488	0
-942.31	1.779	0.987	0	1.779	0.987	0	0.587	0.153	0	0.587	0.153	0
-971.15	1.832	1.466	0	1.832	1.466	0	0.64	0.166	0	0.64	0.166	0
-1000	1.871	1.938	0	1.871	1.938	0	0.68	0.177	0	0.68	0.177	0

s_v = tensione verticale totale
 s_h = tensione orizzontale totale
 u = pressione neutra
 s'_v = tensione verticale efficace
 s'_h = tensione orizzontale efficace

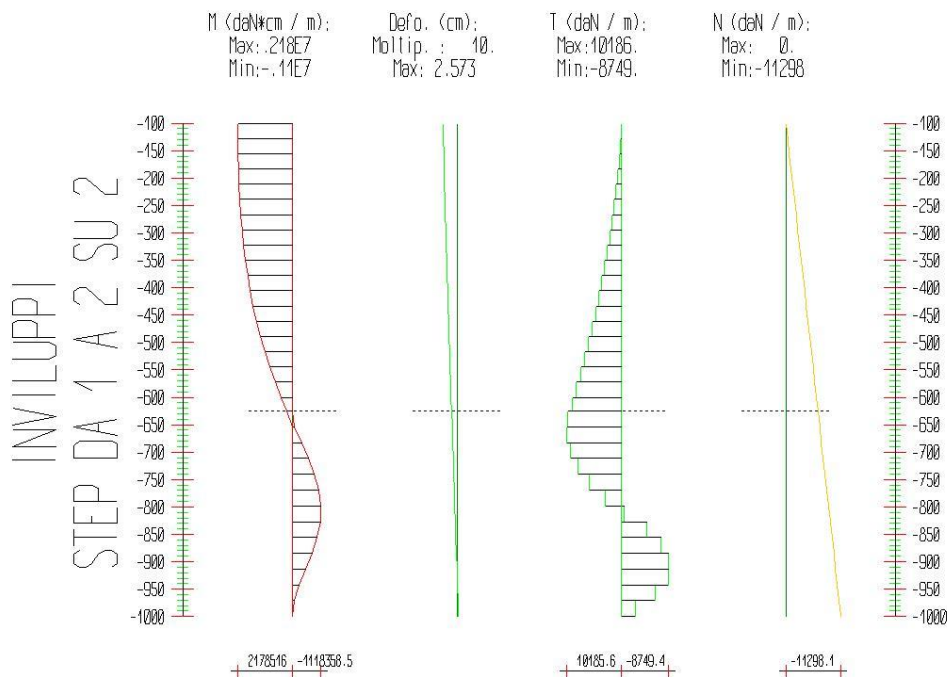
Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R_h	-31263.2	b_h	633.4	R_h	31259.4	b_h	703.1
R'_h	-31263.2	b'_h	633.4	R'_h	31259.4	b'_h	703.1
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice $'h$ = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Inviluppo delle sollecitazioni

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1

Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
z						
-127.8	0.	.218E7	0.	79.2	-348.7	-348.7
-155.6	0.	.217E7	0.	267.7	-697.4	-697.4
-183.3	0.	.216E7	0.	495.6	-1046.	-1046.
-211.1	0.	.213E7	0.	762.3	-1395.	-1395.
-238.9	0.	.21E7	0.	1067.3	-1744.	-1744.
-266.7	0.	.207E7	0.	1410.4	-2092.	-2092.
-294.4	0.	.202E7	0.	1791.4	-2441.	-2441.
-322.2	0.	.195E7	0.	2210.1	-2790.	-2790.
-350.	0.	.188E7	0.	2666.4	-3138.	-3138.
-377.8	0.	.179E7	0.	3160.3	-3487.	-3487.
-405.6	0.	.169E7	0.	3691.5	-3836.	-3836.
-433.3	0.	.157E7	0.	4260.	-4185.	-4185.
-461.1	0.	.144E7	0.	4865.9	-4533.	-4533.
-488.9	0.	.128E7	0.	5509.	-4882.	-4882.
-516.7	0.	.111E7	0.	6189.2	-5231.	-5231.
-544.4	0.	919265	0.	6906.7	-5579.	-5579.
-572.2	0.	706454	0.	7661.2	-5928.	-5928.
-600.	0.	471654	0.	8452.8	-6277.	-6277.
-625.	0.	240675	0.	9239.2	-6591.	-6591.
-653.8	-49258	0.	0.	10051.	-6953.	-6953.
-682.7	-.34E6	0.	0.	10186.	-7315.	-7315.
-711.5	-.62E6	0.	0.	9559.6	-7677.	-7677.
-740.4	-.85E6	0.	0.	8173.	-8039.	-8039.
-769.2	-.1E7	0.	0.	6025.9	-8401.	-8401.
-798.1	-.11E7	0.	0.	3118.1	-8763.	-8763.
-826.9	-.11E7	0.	-550.3	0.	-9125.	-9125.
-855.8	-.97E6	0.	-4609.	0.	-9488.	-9488.
-884.6	-.76E6	0.	-7336.	0.	-9850.	-9850.
-913.5	-.51E6	0.	-8749.	0.	-10212	-10212
-942.3	-.25E6	0.	-8695.	0.	-10574	-10574
-971.2	-73284	0.	-6289.	0.	-10936	-10936
-1000.	0.	0.	-2541.	0.	-11298	-11298

Verifiche

Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Verifiche delle sezioni

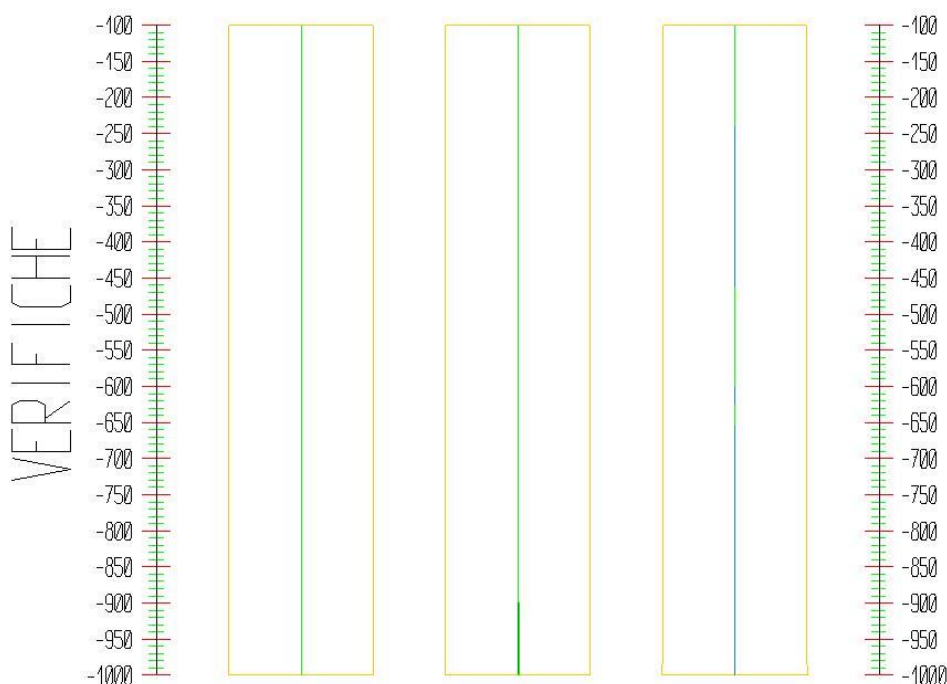
Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max: -25.3 (3913.) Max: -2. (164.6) Max: 0. (101935)



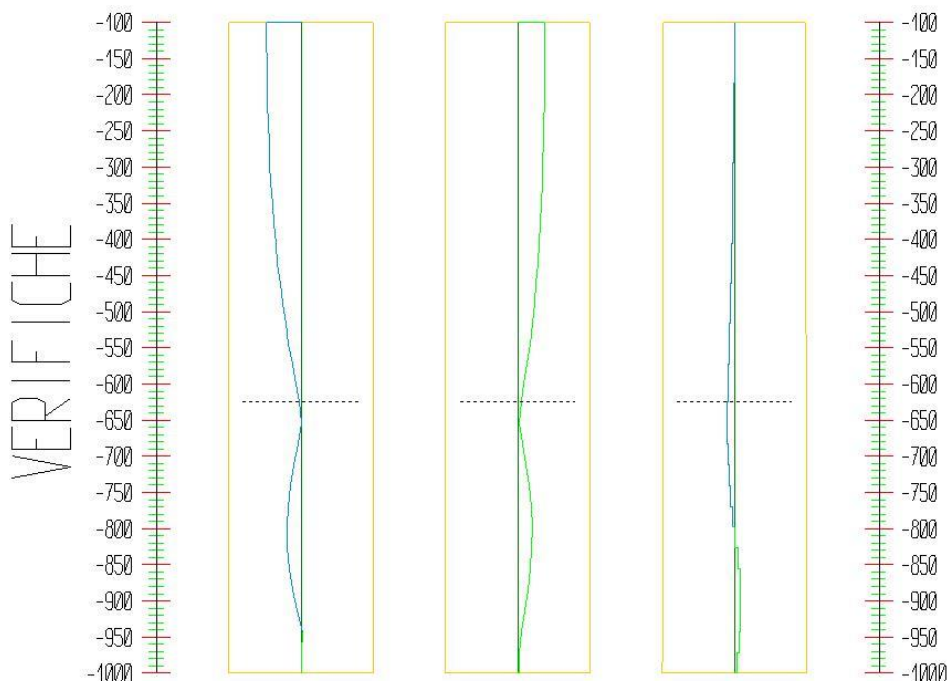
Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)								Taglio		
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.								Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
-100	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-127.8	0	-348.7	-0.1	-0.8	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-155.6	0	-697.4	-0.1	-1.6	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-183.3	0	-1046.1	-0.2	-2.3	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-211.1	0	-1394.8	-0.2	-3.1	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-238.9	0	-1743.5	-0.3	-3.9	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-266.7	0	-2092.2	-0.4	-4.7	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-294.4	0	-2440.9	-0.4	-5.5	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-322.2	0	-2789.7	-0.5	-6.2	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-350	0	-3138.4	-0.6	-7	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-377.8	0	-3487.1	-0.6	-7.8	0	0	Soddisfatta	0	101246.4	Soddisfatta
-405.6	0	-3835.8	-0.7	-8.6	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-433.3	0	-4184.5	-0.7	-9.4	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-461.1	0	-4533.2	-0.8	-10.1	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-488.9	0	-4881.9	-0.9	-10.9	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-516.7	0	-5230.6	-0.9	-11.7	0	0	Soddisfatta	0	101739.9	Soddisfatta
-544.4	0	-5579.3	-1	-12.5	0	0	Soddisfatta	0	101282.9	Soddisfatta
-572.2	0	-5928	-1	-13.3	0	0	Soddisfatta	0	101325.4	Soddisfatta
-600	0	-6276.7	-1.1	-14.1	0	0	Soddisfatta	0	101367.8	Soddisfatta

-625	0	-6590.6	-1.2	-14.8	0	0	Soddisfatta	0	101406	Soddisfatta
-653.8	0	-6952.7	-1.2	-15.6	0	0	Soddisfatta	0	101450.1	Soddisfatta
-682.7	0	-7314.8	-1.3	-16.4	0	0	Soddisfatta	0	101494.1	Soddisfatta
-711.5	0	-7676.9	-1.3	-17.2	0	0	Soddisfatta	0	101538.2	Soddisfatta
-740.4	0	-8039	-1.4	-18	0	0	Soddisfatta	0	101582.3	Soddisfatta
-769.2	0	-8401.2	-1.5	-18.8	0	0	Soddisfatta	0	101626.4	Soddisfatta
-798.1	0	-8763.3	-1.5	-19.6	0	0	Soddisfatta	0	101670.4	Soddisfatta
-826.9	0	-9125.4	-1.6	-20.5	0	0	Soddisfatta	0	101714.5	Soddisfatta
-855.8	0	-9487.5	-1.7	-21.3	0	0	Soddisfatta	0	101758.6	Soddisfatta
-884.6	0	-9849.6	-1.7	-22.1	0	0	Soddisfatta	0	101802.7	Soddisfatta
-913.5	0	-	-1.8	-22.9	0	0	Soddisfatta	0	101846.7	Soddisfatta
		10211.8								
-942.3	0	-	-1.9	-23.7	0	0	Soddisfatta	0	101890.8	Soddisfatta
		10573.9								
-971.2	0	-10936	-1.9	-24.5	0	0	Soddisfatta	0	101934.9	Soddisfatta
-1000	0	-	-2	-25.3	0	0	Soddisfatta	0	102476.1	Soddisfatta
		11298.1								

Step 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max: 1891.5 (3913.) Max: -60.9 (164.6) Max: 10186. (102432)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)	Taglio
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.	Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente



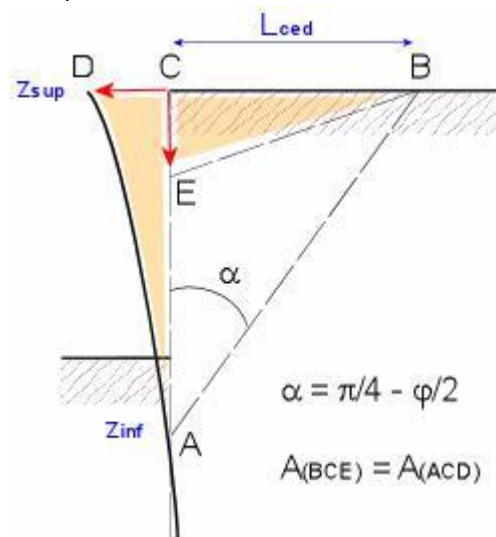
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
-100	2178516	0	-60.9	1891.5	- 0.04	0.09	Soddisfatta	79.2	101246.4	Soddisfatta
-127.8	2176315.4	-348.7	-60.9	1882.2	- 0.04	0.09	Soddisfatta	79.2	101246.4	Soddisfatta
-155.6	2168878.4	-697.4	-60.7	1868.4	- 0.04	0.09	Soddisfatta	267.7	101246.4	Soddisfatta
-183.3	2155111.6	-1046.1	-60.4	1849	- 0.04	0.09	Soddisfatta	495.6	101246.4	Soddisfatta
-211.1	2133937.9	-1394.8	-59.8	1823.1	- 0.04	0.09	Soddisfatta	762.3	101246.4	Soddisfatta
-238.9	2104291.1	-1743.5	-59.1	1789.9	- 0.04	0.09	Soddisfatta	1067.3	101246.4	Soddisfatta
-266.7	2065113.2	-2092.2	-58.1	1748.3	- 0.04	0.08	Soddisfatta	1410.4	101246.4	Soddisfatta
-294.4	2015351.9	-2440.9	-56.8	1697.5	- 0.04	0.08	Soddisfatta	1791.4	101246.4	Soddisfatta
-322.2	1953959.5	-2789.7	-55.2	1636.6	- 0.04	0.08	Soddisfatta	2210.1	101246.4	Soddisfatta
-350	1879891.6	-3138.4	-53.2	1564.6	- 0.04	0.07	Soddisfatta	2666.4	101246.4	Soddisfatta
-377.8	1792106.7	-3487.1	-50.9	1480.7	- 0.03	0.07	Soddisfatta	3160.3	101246.4	Soddisfatta
-405.6	1689565.6	-3835.8	-48.2	1384	- 0.03	0.07	Soddisfatta	3691.5	101246.4	Soddisfatta
-433.3	1571231	-4184.5	-45	1273.6	- 0.03	0.06	Soddisfatta	4260	101246.4	Soddisfatta
-461.1	1436067.3	-4533.2	-41.4	1148.7	- 0.03	0.05	Soddisfatta	4865.9	101246.4	Soddisfatta
-488.9	1283040.1	-4881.9	-37.2	1008.5	- 0.02	0.05	Soddisfatta	5509	101246.4	Soddisfatta
-516.7	1111116.7	-5230.6	-32.4	852	- 0.02	0.04	Soddisfatta	6189.2	101246.4	Soddisfatta
-544.4	919265	-5579.3	-26.9	678.7	- 0.02	0.03	Soddisfatta	6906.7	101282.9	Soddisfatta
-572.2	706454.1	-5928	-20.8	488	- 0.01	0.02	Soddisfatta	7661.2	101325.4	Soddisfatta
-600	471653.9	-6276.7	-13.9	280	- 0.01	0.01	Soddisfatta	8452.8	101367.8	Soddisfatta
-625	240674.8	-6590.6	-6.8	84.7	0	0	Soddisfatta	9239.2	101406	Soddisfatta
-653.8	-49257.5	-6952.7	-2	-24.7	0	0	Soddisfatta	10051	101944.6	Soddisfatta
-682.7	-343072.4	-7314.8	-9.9	152.4	- 0.01	0.01	Soddisfatta	10185.6	101988.9	Soddisfatta
-711.5	-618830.3	-7676.9	-18.1	374.2	- 0.01	0.02	Soddisfatta	9559.6	102033.2	Soddisfatta

-740.4	-854590.9	-8039	-24.9	566.8	-0.02	0.03	Soddisfatta	8173	102077.5	Soddisfatta
-769.2	-1028413.9	-8401.2	-29.9	707.7	-0.02	0.03	Soddisfatta	6025.9	102121.8	Soddisfatta
-798.1	-1118358.5	-8763.3	-32.4	777.3	-0.02	0.04	Soddisfatta	3118.1	102166.1	Soddisfatta
-826.9	-1102483.8	-9125.4	-31.9	756.6	-0.02	0.04	Soddisfatta	-550.3	102210.4	Soddisfatta
-855.8	-969526	-9487.5	-28.2	636.3	-0.02	0.03	Soddisfatta	-4609.2	102254.7	Soddisfatta
-884.6	-757900	-9849.6	-22	450.2	-0.01	0.02	Soddisfatta	-7336.4	102298.9	Soddisfatta
-913.5	-505513.9	-10211.8	-14.5	234.4	-0.01	0.01	Soddisfatta	-8749.4	102343.2	Soddisfatta
-942.3	-254687.4	-10573.9	-6.9	-80.1	0	0	Soddisfatta	-8695.3	102387.5	Soddisfatta
-971.2	-73284.3	-10936	-3.1	-38.1	0	0	Soddisfatta	-6288.6	102431.8	Soddisfatta
-1000	0	-11298.1	-2	-25.3	0	0	Soddisfatta	-2540.5	102476.1	Soddisfatta

Calcolo dei cedimenti a monte della paratia

Metodo *Volume* per il calcolo dei cedimenti a monte della paratia.

Si ipotizza che la variazione di volume complessiva del terreno coinvolto nel processo deformativo sia nulla (deformandosi, i terreni tendono a dilatare). In questo caso, definito il cuneo di spinta, si ha uguaglianza tra il volume che il terreno occupa in seguito allo spostamento della paratia e quello che il terreno libera per i cedimenti verticali a monte dell'opera.



Segue il calcolo per tutti gli Step (Da Step 1 a Step 2).

Paratia PAR_1 Step 1		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -600[\text{cm}]$ $L_{ced} = 346.4[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	0
50	-50	0
100	0	0
150	50	0

200	100	0
250	150	0
300	200	0
346.4	246.4	0

Paratia PAR_1 Step 2		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -942.3[\text{cm}]$ $L_{ced} = 544[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	1.04
50	-50	0.94
100	0	0.85
150	50	0.75
200	100	0.66
250	150	0.56
300	200	0.46
350	250	0.37
400	300	0.27
450	350	0.18
500	400	0.08
544	444	0

9.37 Verifica Berlinese - PALO TIPO 4 - ø600mm/ L7000mm

Modello Strutturale

Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 24" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.**

Il programma "IS Paratie 24" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla

situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2018, punto 7.11.1, SLV (A=1+M=1+R1)**.

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $g_{G1} = 1$, $g_{G2} = 1$, $g_{Qi} = 1$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $g_j = 1$, $g_c = 1$, $g_{su} = 1$, $g_g = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm²; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

Cemento Armato: Conglomerato Cementizio Rck 370, Barre d'armatura B450C (cls: $f_{cd} = 164.62$; barre: $f_{yd} = 3913.04$).

Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5
Descrizione	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3	STRATO 4	STRATO 4
Quota iniziale [cm]	0	-350	-600	-1550	-3600
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1	1	1	1
Angolo d'attrito (j') [°]	32	28	32	38	38
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0	0.05	0	0	0
Resistenza non drenata (s_u) [daN/cm ²]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Permeabilità (m) [cm/s]	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Peso di unità di volume fuori falda (g_d) [daN/cm ³]	0.00185	0.00185	0.00185	0.002	0.002
Peso di unità di volume sotto falda (g_t) [daN/cm ³]	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215

Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_3

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_4

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_5

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

Pressione limite attiva e passiva

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_{v} - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_{v} + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h}s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h}s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h}s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h}s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h}s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h}s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h}s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h}s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 700 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_4.

Sezioni

Segue la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_4
Tipo	CIRCOLARE
Descrizione	Sezione 4
Materiale	C.A.
Modulo di Young [daN/cm ²]	325881.
Numero di sezioni per metro	2.
Area [cm ²]	2824.53
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	634866.
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	634866.
Ferri superiori	5d24
Ferri inferiori	7d24
Staffe - numero bracci	7
Staffe - diametro [mm]	8
Staffe - passo [cm]	15

Carichi nastriformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastriformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	50
Larghezza [cm]	1000

Carico distribuito [daN/cm]	-9
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.09
Tipologia	variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensità definita dalla propria sezione trasversale.

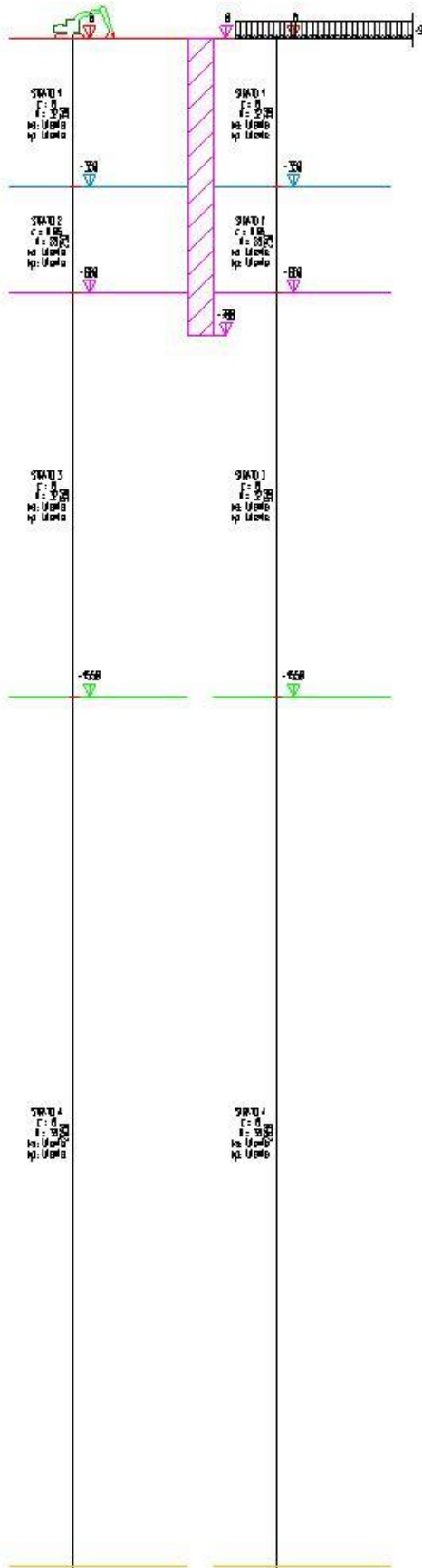
Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico nastroforme su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:
Scavo portato a quota: -420

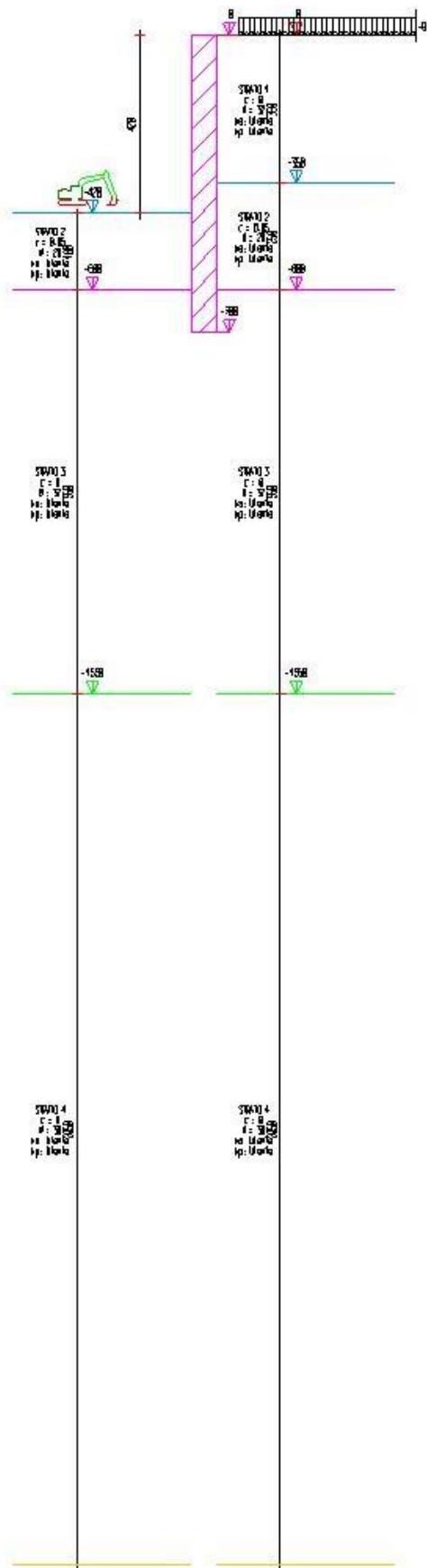


Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati					Carichi terreno	
1	0	STR_1	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5	CUD_1_1
2	-420	STR_1	STR_1					CUD_1_1

Modello FEM

Segue la descrizione dello schema ad elementi finiti utilizzato per la risoluzione del modello strutturale e la valutazione di spostamenti e sollecitazioni, aggiornato all'ultimo step di calcolo effettuato.

Nodi

Indice	Coord. X	Coord. Z
1.	0.	0.
2.	0.	-29.17
3.	0.	-58.33
4.	0.	-87.5
5.	0.	-116.67
6.	0.	-145.83
7.	0.	-175.
8.	0.	-204.17
9.	0.	-233.33
10.	0.	-262.5
11.	0.	-291.67
12.	0.	-320.83
13.	0.	-350.
14.	0.	-373.33
15.	0.	-396.67
16.	0.	-420.
17.	0.	-450.
18.	0.	-480.
19.	0.	-510.
20.	0.	-540.
21.	0.	-570.
22.	0.	-600.
23.	0.	-625.
24.	0.	-650.
25.	0.	-675.
26.	0.	-700.

Aste

Indice	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza	Incognite
1.	2.	1.	29.17	4 5 6 1 2 3
2.	3.	2.	29.17	7 8 9 4 5 6
3.	4.	3.	29.17	10 11 12 7 8 9
4.	5.	4.	29.17	13 14 15 10 11 12
5.	6.	5.	29.17	16 17 18 13 14 15
6.	7.	6.	29.17	19 20 21 16 17 18
7.	8.	7.	29.17	22 23 24 19 20 21
8.	9.	8.	29.17	25 26 27 22 23 24
9.	10.	9.	29.17	28 29 30 25 26 27
10.	11.	10.	29.17	31 32 33 28 29 30

11.	12.	11.	29.17	34 35 36 31 32 33
12.	13.	12.	29.17	37 38 39 34 35 36
13.	14.	13.	23.33	40 41 42 37 38 39
14.	15.	14.	23.33	43 44 45 40 41 42
15.	16.	15.	23.33	46 47 48 43 44 45
16.	17.	16.	30.	49 50 51 46 47 48
17.	18.	17.	30.	52 53 54 49 50 51
18.	19.	18.	30.	55 56 57 52 53 54
19.	20.	19.	30.	58 59 60 55 56 57
20.	21.	20.	30.	61 62 63 58 59 60
21.	22.	21.	30.	64 65 66 61 62 63
22.	23.	22.	25.	67 68 69 64 65 66
23.	24.	23.	25.	70 71 72 67 68 69
24.	25.	24.	25.	73 74 75 70 71 72
25.	26.	25.	25.	76 0 77 73 74 75

Risultati

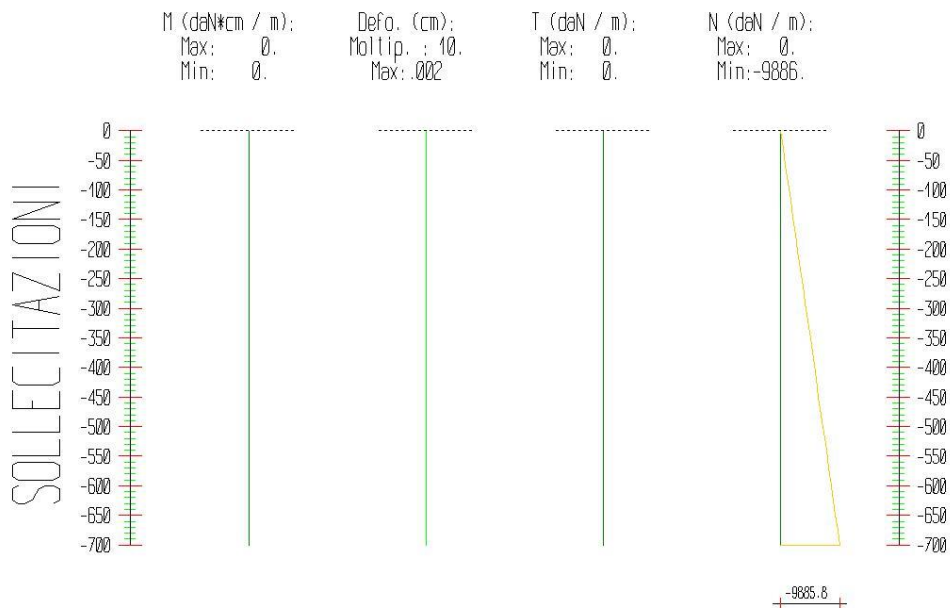
Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-29.2	0	-0.002	0	0	-411.9
-58.3	0	-0.002	0	0	-823.8
-87.5	0	-0.002	0	0	-1235.7
-116.7	0	-0.002	0	0	-1647.6
-145.8	0	-0.002	0	0	-2059.6
-175	0	-0.002	0	0	-2471.5
-204.2	0	-0.002	0	0	-2883.4



-233.3	0	-0.002	0	0	-3295.3
-262.5	0	-0.002	0	0	-3707.2
-291.7	0	-0.002	0	0	-4119.1
-320.8	0	-0.001	0	0	-4531
-350	0	-0.001	0	0	-4942.9
-373.3	0	-0.001	0	0	-5272.5
-396.7	0	-0.001	0	0	-5602
-420	0	-0.001	0	0	-5931.5
-450	0	-0.001	0	0	-6355.2
-480	0	-0.001	0	0	-6778.9
-510	0	-0.001	0	0	-7202.5
-540	0	-0.001	0	0	-7626.2
-570	0	-0.001	0	0	-8049.9
-600	0	0	0	0	-8473.6
-625	0	0	0	0	-8826.6
-650	0	0	0	0	-9179.7
-675	0	0	0	0	-9532.8
-700	0	0	0	0	-9885.8

Reazioni vincolari

Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	9885.8	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1

Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t
0	0.014	0.006	0	0.014	0.006	0	0.014	0.006	0	0.014	0.006	0
-29.17	0.057	0.025	0	0.057	0.025	0	0.057	0.025	0	0.057	0.025	0
-58.33	0.118	0.052	0	0.118	0.052	0	0.118	0.052	0	0.118	0.052	0
-87.5	0.18	0.079	0	0.18	0.079	0	0.18	0.079	0	0.18	0.079	0
-116.67	0.239	0.105	0	0.239	0.105	0	0.239	0.105	0	0.239	0.105	0
-145.83	0.296	0.13	0	0.296	0.13	0	0.296	0.13	0	0.296	0.13	0
-175	0.353	0.155	0	0.353	0.155	0	0.353	0.155	0	0.353	0.155	0
-204.17	0.409	0.18	0	0.409	0.18	0	0.409	0.18	0	0.409	0.18	0
-233.33	0.465	0.204	0	0.465	0.204	0	0.465	0.204	0	0.465	0.204	0
-262.5	0.52	0.229	0	0.52	0.229	0	0.52	0.229	0	0.52	0.229	0
-291.67	0.575	0.253	0	0.575	0.253	0	0.575	0.253	0	0.575	0.253	0
-320.83	0.629	0.277	0	0.629	0.277	0	0.629	0.277	0	0.629	0.277	0
-350	0.681	0.3	0	0.681	0.3	0	0.681	0.3	0	0.681	0.3	0
-373.33	0.727	0.32	0	0.727	0.32	0	0.727	0.32	0	0.727	0.32	0
-396.67	0.771	0.339	0	0.771	0.339	0	0.771	0.339	0	0.771	0.339	0
-420	0.817	0.36	0	0.817	0.36	0	0.817	0.36	0	0.817	0.36	0
-450	0.87	0.383	0	0.87	0.383	0	0.87	0.383	0	0.87	0.383	0
-480	0.926	0.407	0	0.926	0.407	0	0.926	0.407	0	0.926	0.407	0
-510	0.981	0.432	0	0.981	0.432	0	0.981	0.432	0	0.981	0.432	0
-540	1.037	0.456	0	1.037	0.456	0	1.037	0.456	0	1.037	0.456	0

-570	1.092	0.481	0	1.092	0.481	0	1.092	0.481	0	1.092	0.481	0
-600	1.145	0.504	0	1.145	0.504	0	1.145	0.504	0	1.145	0.504	0
-625	1.194	0.525	0	1.194	0.525	0	1.194	0.525	0	1.194	0.525	0
-650	1.24	0.546	0	1.24	0.546	0	1.24	0.546	0	1.24	0.546	0
-675	1.286	0.566	0	1.286	0.566	0	1.286	0.566	0	1.286	0.566	0
-700	1.321	0.581	0	1.321	0.581	0	1.321	0.581	0	1.321	0.581	0

s_v = tensione verticale totale
 s_h = tensione orizzontale totale
 u = pressione neutra
 s'_v = tensione verticale efficace
 s'_h = tensione orizzontale efficace

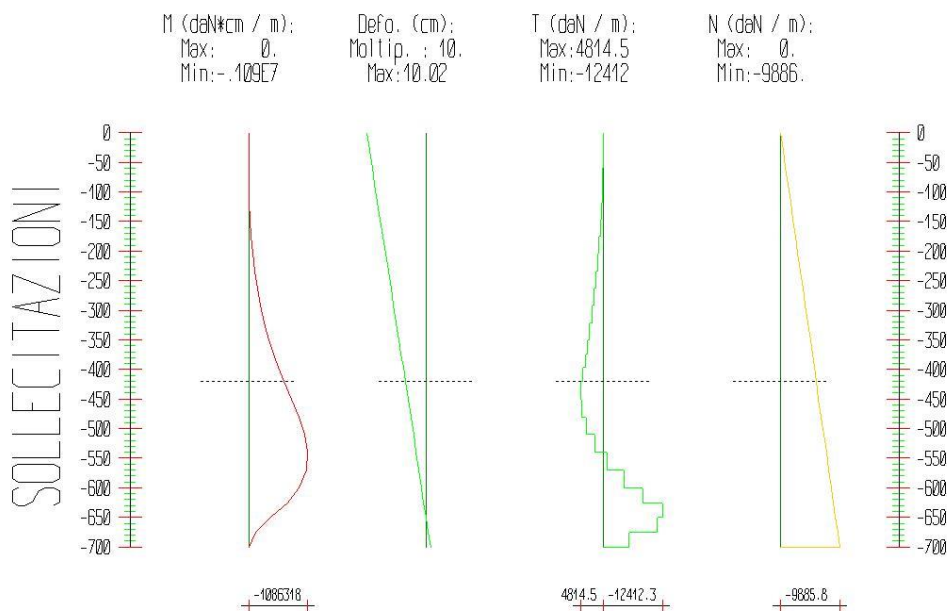
Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R_h	-20901.1	b_h	463.9	R_h	20901.1	b_h	463.9
R'_h	-20901.1	b'_h	463.9	R'_h	20901.1	b'_h	463.9
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-29.2	-9.5646	-0.002	-150.811	5.2	-411.9
-58.3	-9.1096	-0.002	-1555.591	48.2	-823.8
-87.5	-8.6546	-0.002	-5581.828	138	-1235.7



-116.7	-8.1996	-0.002	-13582.715	274.3	-1647.6
-145.8	-7.7446	-0.002	-26866.996	455.5	-2059.6
-175	-7.2897	-0.002	-46709.551	680.3	-2471.5
-204.2	-6.8348	-0.002	-74362.652	948.1	-2883.4
-233.3	-6.3802	-0.002	-111063.405	1258.3	-3295.3
-262.5	-5.9257	-0.002	-158038.399	1610.6	-3707.2
-291.7	-5.4716	-0.002	-216506.638	2004.6	-4119.1
-320.8	-5.018	-0.001	-287681.455	2440.3	-4531
-350	-4.5649	-0.001	-372771.8	2917.4	-4942.9
-373.3	-4.203	-0.001	-451687.815	3382.1	-5272.5
-396.7	-3.8417	-0.001	-540897.136	3823.3	-5602
-420	-3.4811	-0.001	-641014.632	4290.7	-5931.5
-450	-3.0188	-0.001	-785449.456	4814.5	-6355.2
-480	-2.5581	-0.001	-924260.286	4627	-6778.9
-510	-2.0995	-0.001	-1032774.505	3617.1	-7202.5
-540	-1.643	-0.001	-1086318.008	1784.8	-7626.2
-570	-1.1889	-0.001	-1060215.457	-870.1	-8049.9
-600	-0.7371	0	-929790.492	-4347.5	-8473.6
-625	-0.3621	0	-723347.065	-8257.7	-8826.6
-650	0.0118	0	-413039.34	-12412.3	-9179.7
-675	0.3851	0	-132501.278	-11221.5	-9532.8
-700	0.7581	0	0	-5300.1	-9885.8

Reazioni vincolari

Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	9885.8	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1

Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]						
	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t	S _v	S _h	u	s' _v	s' _h	t	
0	0.014	0.004	0	0.014	0.004	0	0	0	0	0	0	0	0
-29.17	0.057	0.015	0	0.057	0.015	0	0	0	0	0	0	0	0
-58.33	0.118	0.031	0	0.118	0.031	0	0	0	0	0	0	0	0
-87.5	0.18	0.047	0	0.18	0.047	0	0	0	0	0	0	0	0
-116.67	0.239	0.062	0	0.239	0.062	0	0	0	0	0	0	0	0
-145.83	0.296	0.077	0	0.296	0.077	0	0	0	0	0	0	0	0
-175	0.353	0.092	0	0.353	0.092	0	0	0	0	0	0	0	0
-204.17	0.409	0.106	0	0.409	0.106	0	0	0	0	0	0	0	0
-233.33	0.465	0.121	0	0.465	0.121	0	0	0	0	0	0	0	0
-262.5	0.52	0.135	0	0.52	0.135	0	0	0	0	0	0	0	0
-291.67	0.575	0.149	0	0.575	0.149	0	0	0	0	0	0	0	0
-320.83	0.629	0.164	0	0.629	0.164	0	0	0	0	0	0	0	0
-350	0.681	0.177	0	0.681	0.177	0	0	0	0	0	0	0	0
-373.33	0.727	0.189	0	0.727	0.189	0	0	0	0	0	0	0	0
-396.67	0.771	0.2	0	0.771	0.2	0	0	0	0	0	0	0	0
-420	0.817	0.213	0	0.817	0.213	0	0.003	0.016	0	0.003	0.016	0	0

-450	0.87	0.226	0	0.87	0.226	0	0.056	0.289	0	0.056	0.289	0
-480	0.926	0.241	0	0.926	0.241	0	0.111	0.577	0	0.111	0.577	0
-510	0.981	0.255	0	0.981	0.255	0	0.166	0.866	0	0.166	0.866	0
-540	1.037	0.27	0	1.037	0.27	0	0.222	1.154	0	0.222	1.154	0
-570	1.092	0.284	0	1.092	0.284	0	0.278	1.443	0	0.278	1.443	0
-600	1.145	0.298	0	1.145	0.298	0	0.331	1.72	0	0.331	1.72	0
-625	1.194	0.31	0	1.194	0.31	0	0.379	1.972	0	0.379	1.972	0
-650	1.24	0.605	0	1.24	0.605	0	0.426	0.128	0	0.426	0.128	0
-675	1.286	2.491	0	1.286	2.491	0	0.472	0.123	0	0.472	0.123	0
-700	1.321	4.372	0	1.321	4.372	0	0.506	0.132	0	0.506	0.132	0

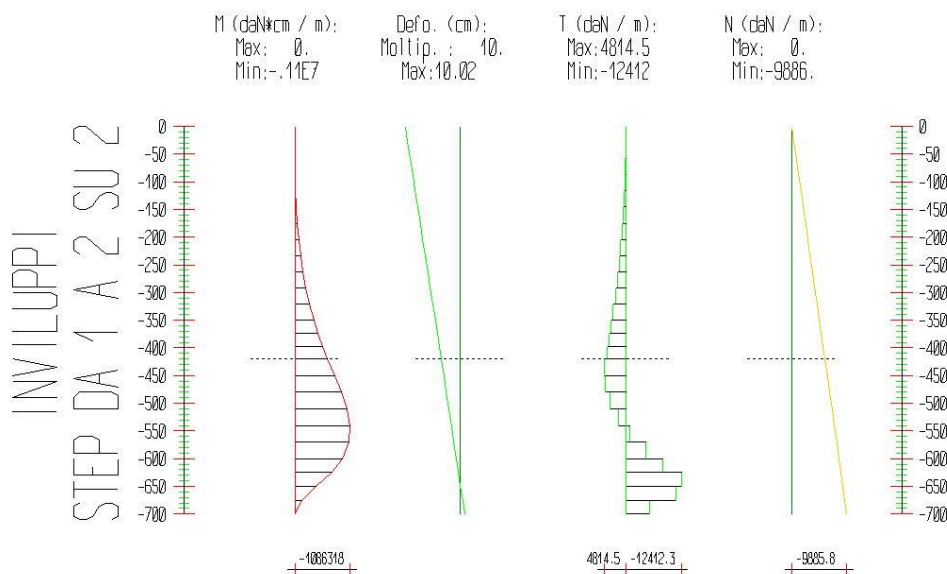
s_v = tensione verticale totale
 s_h = tensione orizzontale totale
 u = pressione neutra
 s'_v = tensione verticale efficace
 s'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-23483.8	b_h	568.6	R_h	23480.7	b_h	568.6
R'_h	-23483.8	b'_h	568.6	R'_h	23480.7	b'_h	568.6
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice $'h$ = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Inviluppo delle sollecitazioni

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
z	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max

-29.2	-150.8	0.	0.	5.2	-411.9	-411.9
-58.3	-1556.	0.	0.	48.2	-823.8	-823.8
-87.5	-5582.	0.	0.	138.	-1236.	-1236.
-116.7	-13583	0.	0.	274.3	-1648.	-1648.
-145.8	-26867	0.	0.	455.5	-2060.	-2060.
-175.	-46710	0.	0.	680.3	-2472.	-2472.
-204.2	-74363	0.	0.	948.1	-2883.	-2883.
-233.3	-.11E6	0.	0.	1258.3	-3295.	-3295.
-262.5	-.16E6	0.	0.	1610.6	-3707.	-3707.
-291.7	-.22E6	0.	0.	2004.6	-4119.	-4119.
-320.8	-.29E6	0.	0.	2440.3	-4531.	-4531.
-350.	-.37E6	0.	0.	2917.4	-4943.	-4943.
-373.3	-.45E6	0.	0.	3382.1	-5273.	-5273.
-396.7	-.54E6	0.	0.	3823.3	-5602.	-5602.
-420.	-.64E6	0.	0.	4290.7	-5932.	-5932.
-450.	-.79E6	0.	0.	4814.5	-6355.	-6355.
-480.	-.92E6	0.	0.	4627.	-6779.	-6779.
-510.	-.1E7	0.	0.	3617.1	-7203.	-7203.
-540.	-.11E7	0.	0.	1784.8	-7626.	-7626.
-570.	-.11E7	0.	-870.1	0.	-8050.	-8050.
-600.	-.93E6	0.	-4348.	0.	-8474.	-8474.
-625.	-.72E6	0.	-8258.	0.	-8827.	-8827.
-650.	-.41E6	0.	-12412	0.	-9180.	-9180.
-675.	-.13E6	0.	-11222	0.	-9533.	-9533.
-700.	0.	0.	-5300.	0.	-9886.	-9886.

Verifiche

Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Verifiche delle sezioni

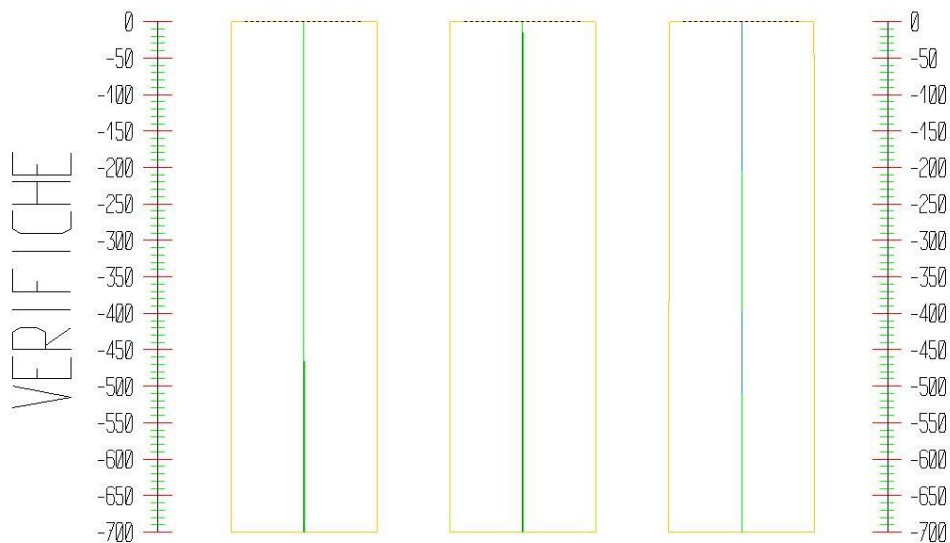
Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max:-18. (3913.) Max:-1.4 (164.6) Max:0. (63335.)



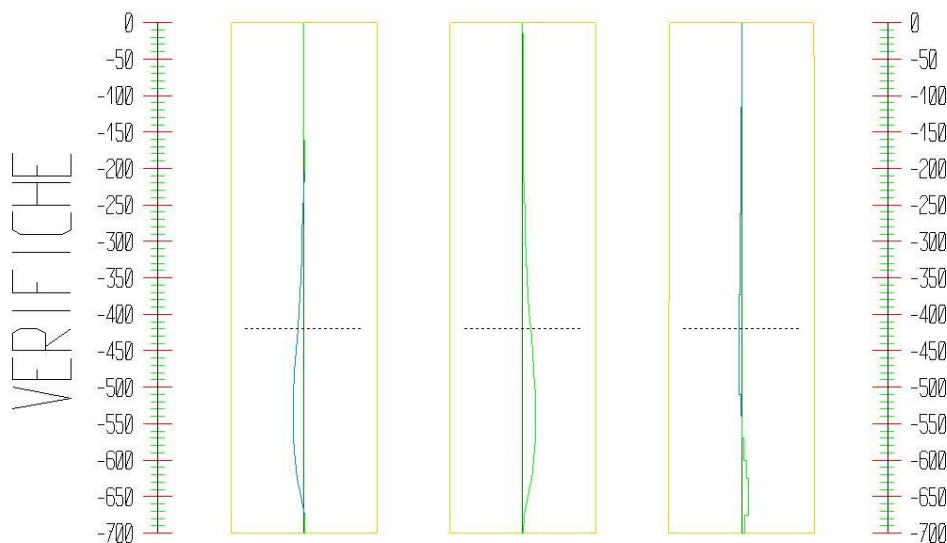
Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)								Taglio		
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.								Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	0	62799.1	Soddisfatta
-29.2	0	-206	-0.1	-0.7	0	0	Soddisfatta	0	62826.9	Soddisfatta
-58.3	0	-411.9	-0.1	-1.5	0	0	Soddisfatta	0	62854.7	Soddisfatta
-87.5	0	-617.9	-0.2	-2.2	0	0	Soddisfatta	0	62882.5	Soddisfatta
-116.7	0	-823.8	-0.2	-3	0	0	Soddisfatta	0	62910.3	Soddisfatta
-145.8	0	-1029.8	-0.3	-3.7	0	0	Soddisfatta	0	62938.1	Soddisfatta
-175	0	-1235.7	-0.4	-4.5	0	0	Soddisfatta	0	62966	Soddisfatta
-204.2	0	-1441.7	-0.4	-5.2	0	0	Soddisfatta	0	62993.8	Soddisfatta
-233.3	0	-1647.6	-0.5	-6	0	0	Soddisfatta	0	63021.6	Soddisfatta
-262.5	0	-1853.6	-0.5	-6.7	0	0	Soddisfatta	0	63049.4	Soddisfatta
-291.7	0	-2059.6	-0.6	-7.5	0	0	Soddisfatta	0	63077.2	Soddisfatta
-320.8	0	-2265.5	-0.6	-8.2	0	0	Soddisfatta	0	63105	Soddisfatta
-350	0	-2471.5	-0.7	-9	0	0	Soddisfatta	0	63132.9	Soddisfatta
-373.3	0	-2636.2	-0.7	-9.6	0	0	Soddisfatta	0	63155.1	Soddisfatta

-396.7	0	-2801	-0.8	-10.2	0	0	Soddisfatta	0	63177.4	Soddisfatta
-420	0	-2965.8	-0.8	-10.8	0	0	Soddisfatta	0	63199.6	Soddisfatta
-450	0	-3177.6	-0.9	-11.5	0	0	Soddisfatta	0	63228.2	Soddisfatta
-480	0	-3389.4	-1	-12.3	0	0	Soddisfatta	0	63256.8	Soddisfatta
-510	0	-3601.3	-1	-13.1	0	0	Soddisfatta	0	63285.4	Soddisfatta
-540	0	-3813.1	-1.1	-13.8	0	0	Soddisfatta	0	63314.1	Soddisfatta
-570	0	-4025	-1.1	-14.6	0	0	Soddisfatta	0	63334.8	Soddisfatta
-600	0	-4236.8	-1.2	-15.4	0	0	Soddisfatta	0	63334.8	Soddisfatta
-625	0	-4413.3	-1.3	-16	0	0	Soddisfatta	0	63334.8	Soddisfatta
-650	0	-4589.9	-1.3	-16.7	0	0	Soddisfatta	0	63334.8	Soddisfatta
-675	0	-4766.4	-1.4	-17.3	0	0	Soddisfatta	0	63334.8	Soddisfatta
-700	0	-4942.9	-1.4	-18	0	0	Soddisfatta	0	63334.8	Soddisfatta

Step 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max: 587.4 (3913.) Max: -29.2 (164.6) Max: -6206. (63335.)



Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)	Taglio
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.	Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente



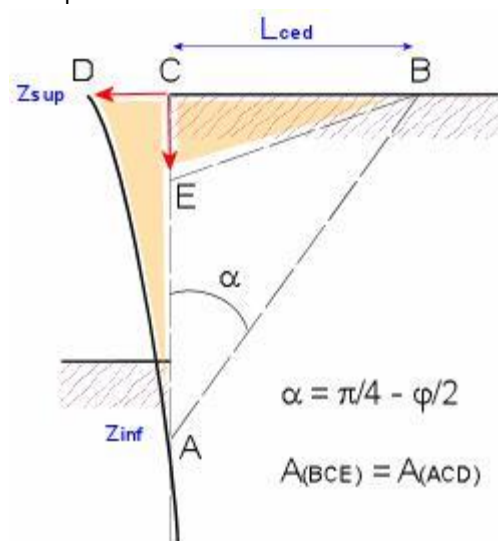
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
0	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	2.6	62799.1	Soddisfatta
-29.2	-75.4	-206	-0.1	-0.8	0	0	Soddisfatta	2.6	62826.9	Soddisfatta
-58.3	-777.8	-411.9	-0.1	-1.8	0	0	Soddisfatta	24.1	62854.7	Soddisfatta
-87.5	-2790.9	-617.9	-0.3	-3.3	0	0	Soddisfatta	69	62882.5	Soddisfatta
-116.7	-6791.4	-823.8	-0.5	-5.5	0	0	Soddisfatta	137.2	62910.3	Soddisfatta
-145.8	-13433.5	- 1029.8	-0.8	-9	0	0	Soddisfatta	227.7	62938.1	Soddisfatta
-175	-23354.8	- 1235.7	-1.3	-14.6	0	0	Soddisfatta	340.2	62966	Soddisfatta
-204.2	-37181.3	- 1441.7	-2.1	-22.5	0	0	Soddisfatta	474.1	62993.8	Soddisfatta
-233.3	-55531.7	- 1647.6	-3.1	36.7	0	0	Soddisfatta	629.2	63021.6	Soddisfatta
-262.5	-79019.2	- 1853.6	-4.4	60.6	0	0	Soddisfatta	805.3	63049.4	Soddisfatta
-291.7	- 108253.3	- 2059.6	-6	91.7	0	0	Soddisfatta	1002.3	63077.2	Soddisfatta
-320.8	- 143840.7	- 2265.5	-8	130.7	0	0.01	Soddisfatta	1220.1	63105	Soddisfatta
-350	- 186385.9	- 2471.5	-10.3	178.3	- 0.01	0.01	Soddisfatta	1458.7	63132.9	Soddisfatta
-373.3	- 225843.9	- 2636.2	-12.4	223	- 0.01	0.01	Soddisfatta	1691.1	63155.1	Soddisfatta
-396.7	- 270448.6	-2801	-14.8	274.1	- 0.01	0.01	Soddisfatta	1911.6	63177.4	Soddisfatta
-420	- 320507.3	- 2965.8	-17.5	331.9	- 0.01	0.02	Soddisfatta	2145.4	63199.6	Soddisfatta
-450	- 392724.7	- 3177.6	-21.3	415.9	- 0.01	0.02	Soddisfatta	2407.2	63228.2	Soddisfatta
-480	- 462130.1	- 3389.4	-25	496.6	- 0.02	0.02	Soddisfatta	2313.5	63256.8	Soddisfatta
-510	- 516387.3	- 3601.3	-27.8	558.8	- 0.02	0.03	Soddisfatta	1808.6	63285.4	Soddisfatta
-540	-543159	- 3813.1	-29.2	587.4	- 0.02	0.03	Soddisfatta	892.4	63314.1	Soddisfatta
-570	- 530107.7	-4025	-28.5	567.2	- 0.02	0.03	Soddisfatta	-435	63334.8	Soddisfatta
-600	- 464895.2	- 4236.8	-25.2	483.3	- 0.02	0.02	Soddisfatta	- 2173.7	63334.8	Soddisfatta
-625	- 361673.5	- 4413.3	-19.8	353.9	- 0.01	0.02	Soddisfatta	- 4128.9	63334.8	Soddisfatta
-650	- 206519.7	- 4589.9	-11.5	163.3	- 0.01	0.01	Soddisfatta	- 6206.2	63334.8	Soddisfatta

-675	-66250.6	-4766.4	-3.8	-43.8	0	0	Soddisfatta	-5610.8	63334.8	Soddisfatta
-700	0	-4942.9	-1.4	-18	0	0	Soddisfatta	-2650	63334.8	Soddisfatta

Calcolo dei cedimenti a monte della paratia

Metodo *Volume* per il calcolo dei cedimenti a monte della paratia.

Si ipotizza che la variazione di volume complessiva del terreno coinvolto nel processo deformativo sia nulla (deformandosi, i terreni tendono a dilatare). In questo caso, definito il cuneo di spinta, si ha uguaglianza tra il volume che il terreno occupa in seguito allo spostamento della paratia e quello che il terreno libera per i cedimenti verticali a monte dell'opera.



Segue il calcolo per tutti gli Step (Da Step 1 a Step 2).

Paratia PAR_1 Step 1		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -700[\text{cm}]$ $L_{ced} = 404.1[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	0	0
50	50	0
100	100	0
150	150	0
200	200	0
250	250	0
300	300	0
350	350	0
400	400	0
404.1	404.1	0

Paratia PAR_1 Step 2		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -650[\text{cm}]$ $L_{ced} = 375.3[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	0	4.3
50	50	3.73
100	100	3.16
150	150	2.58

200	200	2.01
250	250	1.44
300	300	0.86
350	350	0.29
375.3	375.3	0

9.38 Verifica Berlinese – PALO TIPO5 – $\phi 600\text{mm}/L5000\text{mm}$

Modello Strutturale

Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 24" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.**

Il programma "IS Paratie 24" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2018, punto 7.11.1, SLV (A=1+M=1+R1).**

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $g_{G1} = 1$, $g_{G2} = 1$, $g_{Qi} = 1$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $g_j = 1$, $g_c = 1$, $g_{su} = 1$, $g_g = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm^2 ; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

Cemento Armato: Conglomerato Cementizio Rck 370, Barre d'armatura B450C (cls: $f_{cd} = 164.62$; barre: $f_{yd} = 3913.04$).
Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5
Descrizione	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3	STRATO 4	STRATO 4
Quota iniziale [cm]	0	-350	-600	-1550	-3600
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1	1	1	1
Angolo d'attrito (j') [°]	32	28	32	38	38
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0	0.05	0	0	0
Resistenza non drenata (s_u) [daN/cm ²]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Permeabilità (m) [cm/s]	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Peso di unità di volume fuori falda (g_d) [daN/cm ³]	0.00185	0.00185	0.00185	0.002	0.002
Peso di unità di volume sotto falda (g_s) [daN/cm ³]	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215

Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_3

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_4

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_5

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

Pressione limite attiva e passiva

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarica/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 500 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_4.

Sezioni

Segua la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_4
Tipo	CIRCOLARE
Descrizione	Sezione 4
Materiale	C.A.
Modulo di Young [daN/cm ²]	325881.
Numero di sezioni per metro	2.
Area [cm ²]	2824.53
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	634866.
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	634866.
Ferri superiori	5d24
Ferri inferiori	7d24
Staffe - numero bracci	7
Staffe - diametro [mm]	8
Staffe - passo [cm]	15

Carichi nastriformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastriformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	60
Larghezza [cm]	1000
Carico distribuito [daN/cm]	-9
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.09
Tipologia	variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensità definita dalla propria sezione trasversale.

Vincoli

Segue la descrizione dei vincoli posticipati applicati agli elementi del modello.

	CIM_1
Tipo	Rotazione
Carattere	Relativo
Applicato a	Paratia
Quota di applicazione [cm]	-100
Step di attivazione	2
Step di rimozione	-

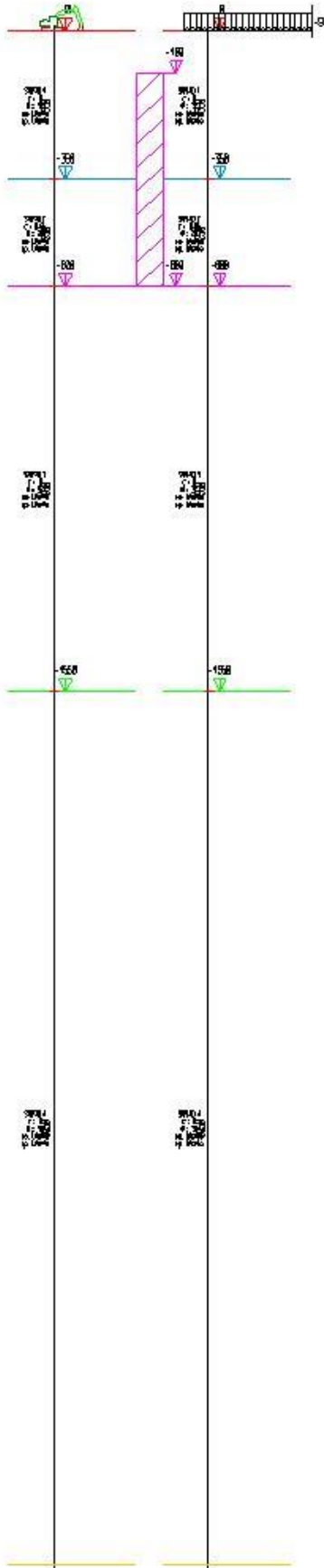
Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico nastriforme su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento vincolo posticipato: CIM_1

Scavo portato a quota: -400

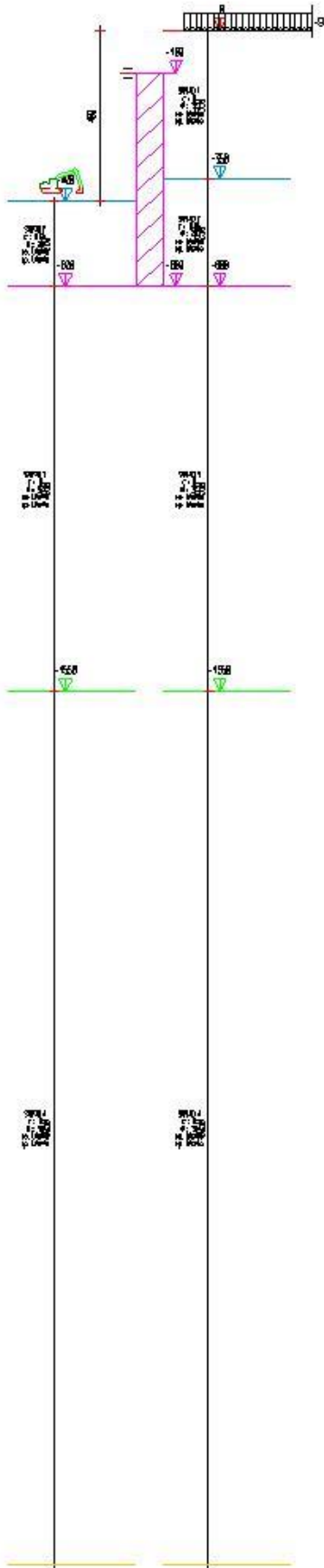


Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati					Carichi terreno	Vincoli	
1	0	STR_1	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5	CUD_1_1	
2	-400	STR_1	STR_1					CUD_1_1	CIM_1

Modello FEM

Segue la descrizione dello schema ad elementi finiti utilizzato per la risoluzione del modello strutturale e la valutazione di spostamenti e sollecitazioni, aggiornato all'ultimo step di calcolo effettuato.

Nodi

Indice	Coord. X	Coord. Z
1.	-100.	-100.
2.	-100.	-127.78
3.	-100.	-155.56
4.	-100.	-183.33
5.	-100.	-211.11
6.	-100.	-238.89
7.	-100.	-266.67
8.	-100.	-294.44
9.	-100.	-322.22
10.	-100.	-350.
11.	-100.	-375.
12.	-100.	-400.
13.	-100.	-428.57
14.	-100.	-457.14
15.	-100.	-485.71
16.	-100.	-514.29
17.	-100.	-542.86
18.	-100.	-571.43
19.	-100.	-600.

Aste

Indice	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza	Incognite
1.	2.	1.	27.78	4 5 6 1 2 3
2.	3.	2.	27.78	7 8 9 4 5 6
3.	4.	3.	27.78	10 11 12 7 8 9
4.	5.	4.	27.78	13 14 15 10 11 12
5.	6.	5.	27.78	16 17 18 13 14 15
6.	7.	6.	27.78	19 20 21 16 17 18
7.	8.	7.	27.78	22 23 24 19 20 21
8.	9.	8.	27.78	25 26 27 22 23 24
9.	10.	9.	27.78	28 29 30 25 26 27
10.	11.	10.	25.	31 32 33 28 29 30
11.	12.	11.	25.	34 35 36 31 32 33
12.	13.	12.	28.57	37 38 39 34 35 36
13.	14.	13.	28.57	40 41 42 37 38 39
14.	15.	14.	28.57	43 44 45 40 41 42
15.	16.	15.	28.57	46 47 48 43 44 45
16.	17.	16.	28.57	49 50 51 46 47 48
17.	18.	17.	28.57	52 53 54 49 50 51

18. 19. 18. 28.57 55 0 56 52 53 54

Risultati

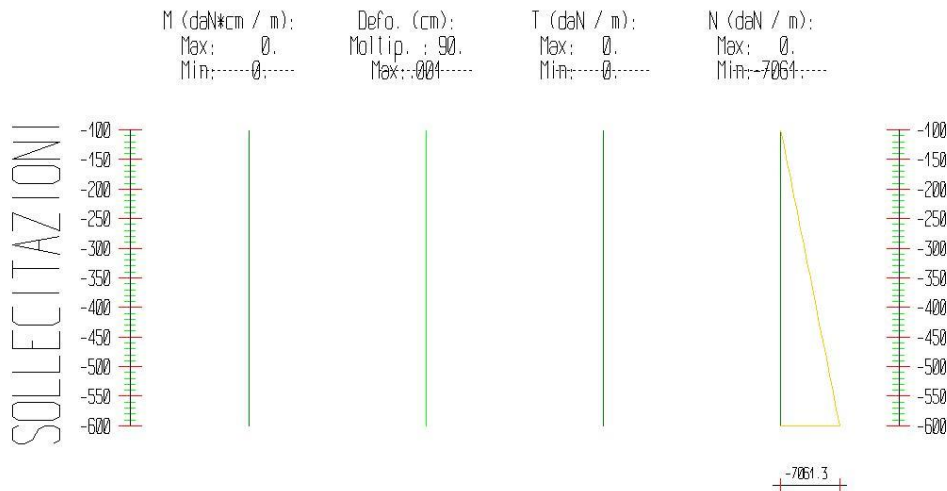
Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	0	-0.001	0	0	-392.3
-155.6	0	-0.001	0	0	-784.6
-183.3	0	-0.001	0	0	-1176.9
-211.1	0	-0.001	0	0	-1569.2
-238.9	0	-0.001	0	0	-1961.5
-266.7	0	-0.001	0	0	-2353.8
-294.4	0	-0.001	0	0	-2746.1
-322.2	0	-0.001	0	0	-3138.4
-350	0	-0.001	0	0	-3530.7
-375	0	-0.001	0	0	-3883.7
-400	0	-0.001	0	0	-4236.8
-428.6	0	-0.001	0	0	-4640.3
-457.1	0	0	0	0	-5043.8
-485.7	0	0	0	0	-5447.3
-514.3	0	0	0	0	-5850.8
-542.9	0	0	0	0	-6254.3
-571.4	0	0	0	0	-6657.8
-600	0	0	0	0	-7061.3

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	7061.3	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1



Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t	s _v	s _h	u	s' _v	s' _h	t
-100	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0
-127.78	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0
-155.56	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0
-183.33	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0
-211.11	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0
-238.89	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0
-266.67	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0
-294.44	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0
-322.22	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0
-350	0.683	0.3	0	0.683	0.3	0	0.683	0.3	0	0.683	0.3	0
-375	0.73	0.321	0	0.73	0.321	0	0.73	0.321	0	0.73	0.321	0
-400	0.779	0.343	0	0.779	0.343	0	0.779	0.343	0	0.779	0.343	0
-428.57	0.83	0.365	0	0.83	0.365	0	0.83	0.365	0	0.83	0.365	0
-457.14	0.883	0.389	0	0.883	0.389	0	0.883	0.389	0	0.883	0.389	0
-485.71	0.936	0.412	0	0.936	0.412	0	0.936	0.412	0	0.936	0.412	0
-514.29	0.989	0.435	0	0.989	0.435	0	0.989	0.435	0	0.989	0.435	0
-542.86	1.042	0.459	0	1.042	0.459	0	1.042	0.459	0	1.042	0.459	0
-571.43	1.095	0.482	0	1.095	0.482	0	1.095	0.482	0	1.095	0.482	0
-600	1.135	0.499	0	1.135	0.499	0	1.135	0.499	0	1.135	0.499	0

s_v = tensione verticale totale
s_h = tensione orizzontale totale
u = pressione neutra
s'_v = tensione verticale efficace
s'_h = tensione orizzontale efficace

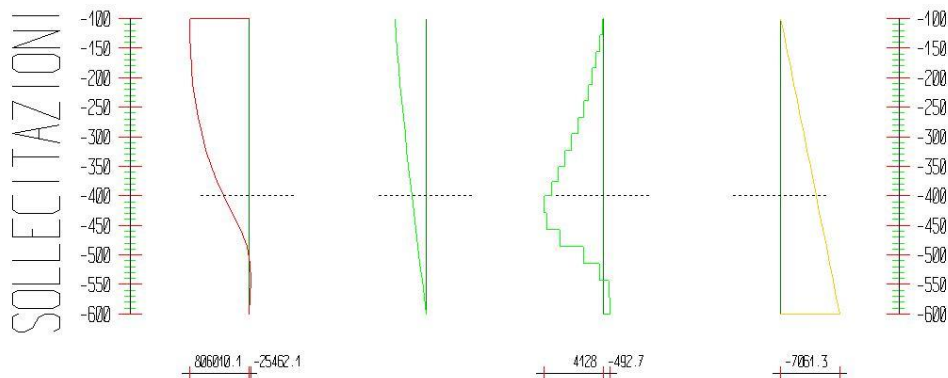
Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R _h	-14999.9	b _h	307.4	R _h	14999.9	b _h	307.4
R' _h	-14999.9	b' _h	307.4	R' _h	14999.9	b' _h	307.4
R _u	0	b _u	0	R _u	0	b _u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.

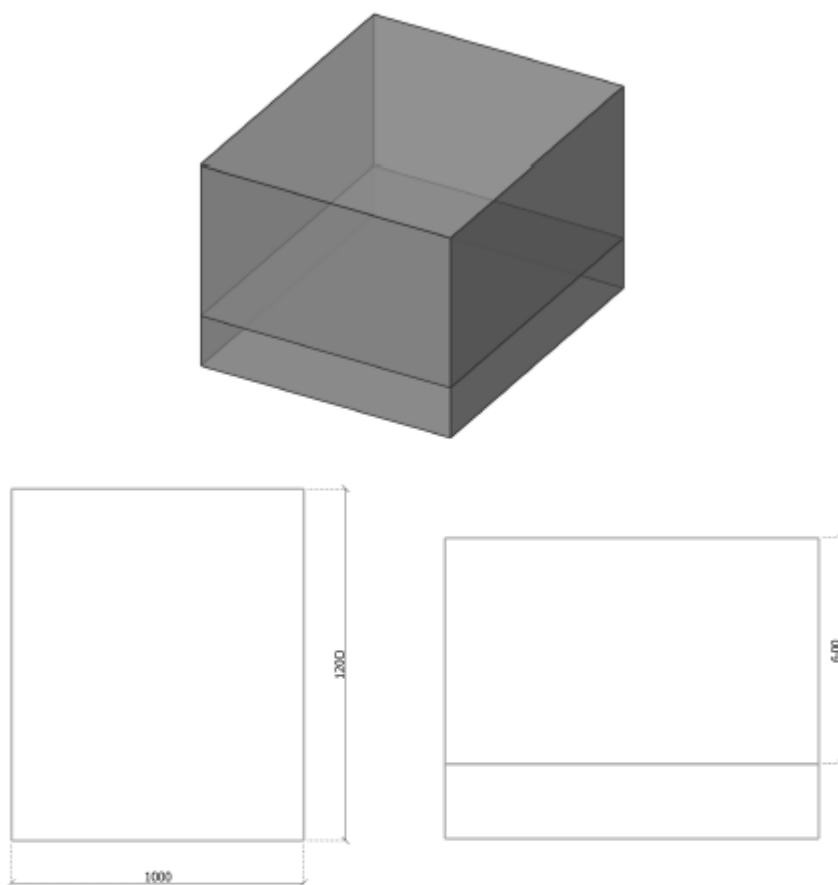
M (daN*cm / m): Max:806010. Min:-25462.
 Defo. (cm): Moltip. : 90. Max: .586
 T (daN / m): Max:4128. Min:-492.7
 N (daN / m): Max: 0. Min:-7061.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	-0.5631	-0.001	803810.028	79.2	-392.3
-155.6	-0.5384	-0.001	796374.606	267.7	-784.6
-183.3	-0.5123	-0.001	782610.603	495.5	-1176.9
-211.1	-0.4847	-0.001	761440.942	762.1	-1569.2
-238.9	-0.4557	-0.001	731799.708	1067.1	-1961.5
-266.7	-0.4254	-0.001	692628.93	1410.1	-2353.8
-294.4	-0.3937	-0.001	642876.484	1791.1	-2746.1
-322.2	-0.3609	-0.001	581494.682	2209.7	-3138.4
-350	-0.327	-0.001	507439.301	2666	-3530.7
-375	-0.2956	-0.001	429085.35	3134.2	-3883.7
-400	-0.2637	-0.001	338864.573	3608.8	-4236.8
-428.6	-0.2265	-0.001	220922.368	4128	-4640.3
-457.1	-0.1889	0	107802.575	3959.2	-5043.8
-485.7	-0.1511	0	20816.596	3044.5	-5447.3
-514.3	-0.1132	0	-18722.877	1383.9	-5850.8
-542.9	-0.0753	0	-25462.093	235.9	-6254.3
-571.4	-0.0375	0	-14076.359	-398.5	-6657.8
-600	0.0003	0	0	-492.7	-7061.3

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	7061.3	-
Vincolo Utente	CIM_1	-	-	806010

1 Geometria



Tipologia di fondazione : FONDAZIONE ISOLATA

Descrizione della geometria			Altitudine (mm)		
Fondazione (mm)			Fondazione		SE
Larghezza	Lunghezza	Altezza	Superiore	Inferiore	Superiore
1000	1200	600	-1000	-1600	-1000

Elemento sotto la fondazione

Tipologia di elemento sotto la fondazione	Magrone
Spessore dell'elemento	200 mm Non bloccati
Fck	12 MPa
Densità	2300 kg/m ³
Proiezione a sinistra	0 mm
Proiezione a destra	0 mm
Proiezione dietro	0 mm
Proiezione frontale	0 mm

2 Input terreno

Nessun livello superiore per la falda.

Nessun livello inferiore per la falda.

Il calcolo non viene eseguito in condizioni non drenate

Stratigrafia terreno						
Strato del terreno	Profondità min/max	Condizione	Peso	Angolo di attrito	Coesione	Tipo
	(mm)		(kN/m ³)			
1 - STRATO 1	0 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-3500	Non drenata	18.5	0 °	0	
2 - STARTO 2	-3500 /	Drenato	18.5	28 °	0.05	Coesivo
	-6000	Non drenata	18.5	0 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000 /	Drenato	18.5	32 °	0	Non-coesivo
	-15500	Non drenata	18.5	0 °	0	
4 - STRATO 4	-15500 /	Drenato	20	38 °	0	Non-coesivo
	-	Non drenata	20	0 °	0	

Stratigrafia terreno					
Strato del terreno	Coefficiente di Poisson	Modulo edometrico	Modulo di Young	Modulo di Menard	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.3	34	25.26	15	0.5
2 - STARTO 2	0.3	40.38	30	15	0.5
3 - STRATO 3	0.3	40.38	30	15	0.5
4 - STRATO 4	0.25	73	60.83	9.9	0.33

3 Carichi e combinazioni

Descrizione dei casi di carico										
Id	Titolo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU, Fav}$	$\gamma_{STR, Fav}$	$\gamma_{GEO, Fav}$
1	Carichi permanenti 1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	Carichi variabili 1	1	0.9	0.8	1.5	1.5	1.3	0	0	0

Carichi						
Carico	Nome del caso di carico	V	M_x	M_y	H_x	H_y
		(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
1	1 - Carichi permanenti 1	71	0	0	0	0
2	2 - Carichi variabili 1	0	0	81	0	0
Carico sul terreno G	1 - Carichi permanenti 1	0	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	2 - Carichi variabili 1	0	-	-	-	-

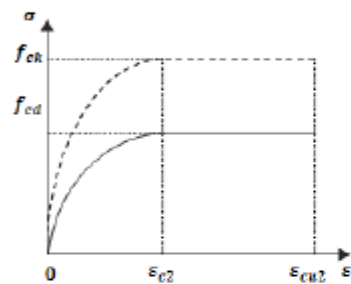
4.2 Unità

Lunghezze	mm
Forze	kN
Momenti	kN·m
Tensioni	MPa (N/mm ²)
Angoli	°
Aree d'armatura	cm ²
Ampiezza Fessura	mm

4.3 Materiali

Qualità calcestruzzo (NTC 2018/4.1.2.1.1)

Classe calcestruzzo: C30/37_IT



$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 \times \frac{30 \text{ MPa}}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{c2} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{cu2} = 3.5\text{‰}$$

$$f_{ctm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 30 \text{ MPa} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \times (30 \text{ MPa})^{2/3} = 2.9 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{f_{ctm}}{10} \right]^{1.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left[\frac{38 \text{ MPa}}{10} \right]^{1.3}$$

$$E_{cm} = 32836.57 \text{ MPa}$$

$$\rho_c = 2500$$

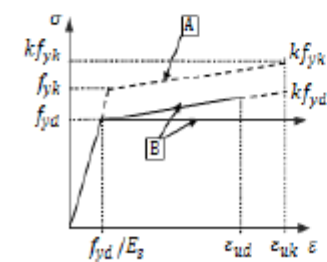
SLU: $\gamma_c = 1.5$

SLU-A: $\gamma_c = 1$

SLU-S: $\gamma_c = 1$

Tipo d'acciaio (NTC 2018/4.1.2.1.1.3)

Tipo d'acciaio: B450C



$$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ MPa}}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{yk} = 75\text{‰}$$

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{yk} = 0.9 \times 75 = 67.5\text{‰}$$

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Classe di duttilità: C

Ramo plastico orizzontale

$$k = 1.15$$

SLU: $\gamma_s = 1.15$

SLU-A: $\gamma_s = 1$

SLU-S: $\gamma_s = 1$

4.4 Copriferrì

Classe d'esposizione	XC2	(UNI EN 206 – 2006)
Classe di consistenza	S3	(UNI EN 206 – 2006)
Copriferri		(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Copriferro nominale (mm)			Valori minimi (mm)	
Superiore	Inferiore	Laterale	c_{min}	$c_{min,b}$
50	50	50	30	10

Valore minimo del copriferro per la durabilità	$c_{min,dur} = 20$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza d'esecuzione	$\Delta c_{dev} = 10$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Tolleranza di sicurezza	$\Delta c_{safety} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per acciaio inox	$\Delta c_{(st,sl)} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Riduzione per protezione supplementare	$\Delta c_{(st,add)} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

5 Ipotesi di verifica

Ipotesi di verifica globali

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

Il peso proprio della fondazione viene considerato per il calcolo dell'armatura.

Metodo di progettazione dell'armatura longitudinale in assenza di momento flettente: Metodo doppia mensola.

Normative sismiche non prese in considerazione.

Il passo d'iterazione per il calcolo dell'area della sezione è 0.1 cm²

Peso proprio del piedistallo non preso in considerazione.

Approccio di verifica 1

Ipotesi per la capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione del carico vengono presi in considerazione.

Comportamento terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Inclinazione fondazione: 0°

Ipotesi per lo scorrimento

Tipologia: Elemento in-situ

L'angolo d'attrito tra il terreno e la fondazione: $\delta = 1 \phi'$

Ipotesi per l'eccentricità del carico

L'area a compressione della fondazione deve essere almeno uguale a:

7 % dell'area di base totale allo SLU fondamentale/eccezionale/sismico.

50 % dell'area di base totale allo SLE caratteristico.

67 % dell'area di base totale allo SLE quasi-permanente/frequente.

Fattori parziali per i parametri del terreno

Parametro del terreno	Simbolo	Comb. 1 (M1)	Comb. 2 (M2)
Angolo di resistenza al taglio *	$\gamma_{\varphi'}$	1	1.25
Coesione efficace	γ_c	1	1.25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1	1.4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1	1.4
Densità	γ_γ	1	1
Resistenza ad attrito (sismica)	γ_M	1.25	1.25

* Questo fattore viene applicato alla $\tan \varphi'$

Fattori parziali della resistenza

Resistenza	Simbolo	Comb. 1 (R1)	Comb. 2 (R2)
Portanza (SLU)	γ_{Rv}	1	1.8
Portanza (SLE)	$\gamma_{Rv,SLS}$	3	3
Scorrimento (SLU)	γ_{Rh}	1	1.1

6 Verifica della capacità portante

6.1 Ipotesi capacità portante

La distribuzione della pressione di contatto è rettangolare (Meyerhof, EN 1997 - Annesso D)

Il valore caratteristico della portanza del terreno viene calcolato.

I fattori d'inclinazione vengono presi in considerazione.

Inclinazione fondazione: 0°.

Comportamento del terreno portante: Terreno ad attrito (o granulare).

Distribuzione pressione di contatto: Rettangolare (EC7 Annesso D)

6.2 Verifica portanza

In questo capitolo vengono salvati i dati per la combinazione più sfavorevole, nello stato di compressione, ma presta attenzione che la fondazione è interamente sollevata allo SLU (combinazione 117)

Drenato SLU

Combinazione: 109: 1x[1 G]

Carico verticale $V_d = 116.27$ kN

Pressione di sovraccarico: $q' = 0.03$ MPa

Valore di progetto della resistenza del terreno
6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{ult}}{\gamma_{Rv}} = \frac{1.2 \text{ m}^2 \cdot 0.66 \text{ MPa}}{1.8} = 437.15 \text{ kN}$$

Superficie portante totale della fondazione
(D.1) della EN 1997-1

$$A' = (A - 2 \cdot |c_x|) \cdot (B - 2 \cdot |c_y|)$$

$$A' = (1000 \text{ mm} - 2 \cdot |0 \text{ mm}|) \cdot (1200 \text{ mm} - 2 \cdot |0 \text{ mm}|)$$

$$A' = 1.2 \text{ m}^2$$

Eccentricità lungo x

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{116.27 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Eccentricità lungo y

$$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{116.27 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace $\varphi' = 26.56^\circ$

Coesione efficace $c' = 0$ MPa

Densità efficace $\gamma' = 18.5$ kN/m³

Termini di coesione

Fattore di capacità portante $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (12.59 - 1) \times \cot(26.56^\circ) = 23.18$

Fattore di correzione della forma $s_q = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.37 \times 12.59 - 1}{12.59 - 1} = 1.4$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante $N_q = c^{\tan(\varphi')} \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$

$$N_q = c^{\tan(26.56^\circ)} \times \tan\left(45^\circ + \frac{26.56^\circ}{2}\right) = 12.59$$

Fattore di correzione della forma $s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{1000 \text{ mm}}{1200 \text{ mm}} \times \sin(26.56^\circ) = 1.37$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^n$

$$i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{116.27 \text{ kN} + 1.2 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^0 = 1$$

Termini di superficie

Fattore di capacità portante $N_f = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(12.59 - 1) \times \tan(26.56^\circ) = 11.59$

Fattore di correzione della forma $s_f = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L} = 1 - 0.3 \times \frac{1000 \text{ mm}}{1200 \text{ mm}} = 0.75$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base $b_f = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico $i_f = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{n+1}$

$$i_f = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{116.27 \text{ kN} + 1.2 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^{0+1}$$

$$i_f = 1$$

Capacità portante ammissibile

$$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_f \cdot b_f \cdot s_f \cdot i_f$$

$$q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \times 23.18 \times 1 \times 1.4 \times 1 + 0.03 \text{ MPa} \times 12.59 \times 1 \times 1.37 \times 1 + 0.5 \times 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 1000 \text{ mm} \times 11.59 \times 1 \times 0.75 \times 1$$

$$q_{ult,k} = 0.66 \text{ MPa}$$

Resistenza terreno $V_d \leq R_d; 116.27 \text{ kN} \leq 437.15 \text{ kN}$

6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018 **(26.60%) Verificato**

Non drenato SLU

Nessuna SLU combinazione in non drenate condizioni.

Drenato SLE

Combinazione: **116: 1x[1 G]**

Carico verticale $V_d = 116.27 \text{ kN}$

Pressione di sovraccarico: $q' = 0.03 \text{ MPa}$

Valore di progetto della resistenza del terreno
 6.2.3 of §6.2.4.1 della NTC 2018

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{dtk}}{\gamma_{R,d}} = \frac{1,2 \text{ m}^2 \times 1,3 \text{ MPa}}{3} = 521,95 \text{ kN}$$

Superficie portante totale della fondazione
 (D.1) della EN 1997-1

$$A' = (A - 2 \cdot |c_x|) \cdot (B - 2 \cdot |c_y|)$$

$$A' = (1000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm}) \times (1200 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm})$$

$$A' = 1,2 \text{ m}^2$$

Eccentricità lungo x

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{116,27 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Eccentricità lungo y

$$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{0 \text{ kN} \cdot \text{m}}{116,27 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Calcolo portanza ultima (D.4) della EN 1997-1

Parametri del terreno

Angolo d'attrito efficace

$$\varphi' = 32^\circ$$

Coesione efficace

$$c' = 0 \text{ MPa}$$

Densità efficace

$$\gamma' = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

Termini di coesione

Fattore di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (23,18 - 1) \times \cot(32^\circ) = 35,49$$

Fattore di correzione della forma

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_c - 1}{N_c - 1} = \frac{1,44 \times 23,18 - 1}{23,18 - 1} = 1,46$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35,49 \times \tan(32^\circ)} = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35,49 \times \tan(32^\circ)} = 1$$

Termini di sovraccarico

Fattore di capacità portante

$$N_q = c^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_q = c^{\tan(32^\circ)} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2}\right) = 23,18$$

Fattore di correzione della forma

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{1000 \text{ mm}}{1200 \text{ mm}} \times \sin(32^\circ) = 1,44$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^n$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{116,27 \text{ kN} + 1,2 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right)^n = 1$$

Termini di superficie

Fattore di capacità portante

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(23,18 - 1) \times \tan(32^\circ) = 27,72$$

Fattore di correzione della forma

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0,3 \times \frac{1000 \text{ mm}}{1200 \text{ mm}} = 0,75$$

Fattore di correzione dell'inclinazione della base

$$b_\gamma = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(32^\circ)]^2 = 1$$

Fattore di correzione dell'inclinazione del carico

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right]^{m+1}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{0 \text{ kN}}{116,27 \text{ kN} + 1,2 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(32^\circ)}\right]^{0+1}$$

$$i_\gamma = 1$$

Capacità portante ammissibile

$$q_{dtk} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$q_{dtk} = 0 \text{ MPa} \times 35,49 \times 1 \times 1,46 \times 1 +$$

$$+ 0,03 \text{ MPa} \times 23,18 \times 1 \times 1,44 \times 1 +$$

$$+ 0,5 \times 18,5 \text{ kN/m}^3 \times 1000 \text{ mm} \times 27,72 \times 1 \times 0,75 \times 1$$

$$q_{dtk} = 1,3 \text{ MPa}$$

Resistenza terreno

$$V_d \leq R_d: 116,27 \text{ kN} \leq 521,95 \text{ kN}$$

6.2.1 del §6.2.4.1 della NTC 2018 **(22,28%) Verificato**

10 Verifica cedimento

La verifica dei cedimenti viene eseguita secondo il metodo semplificato elastico definito nell'appendice F della NF EN1997-1.

Combinazione di carico	114: 1x[1 G]
Cedimento consentito	$s_{max} = 50 \text{ mm}$
Carico verticale caratteristico	$V = 116.27 \text{ kN}$
Capacità portante	$P = \frac{V}{L \times B} = \frac{116.27 \text{ kN}}{1200 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}} = 0.1 \text{ MPa}$
Valore di progetto del modulo di elasticità	$E_{0i} = \frac{\sum(E_i \times h_i)}{\sum(h_i)} = 26.77 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = \frac{\sum(\nu_i)}{i} = 0.3$
Fattore di forma e rigidezza	$\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(L; B)}{\text{Min}(L; B)} \right) + 0.88$
	$\omega = 0.5 \times \ln \left(\frac{\text{Max}(1200 \text{ mm}; 1000 \text{ mm})}{\text{Min}(1200 \text{ mm}; 1000 \text{ mm})} \right) + 0.88 = 0.97$

Coefficiente cedimento	$f = (1 - \nu^2) \times i_0 = (1 - 0.3^2) \times 0.97 = 0.88$
Cedimento totale	$s = \frac{P \cdot B \cdot f}{E_{cs}} = \frac{0.1 \text{ MPa} \times 1000 \text{ mm} \times 0.88}{26.77 \text{ MPa}} = 3.2 \text{ mm}$
Verifica cedimento	$s = 3.2 \text{ mm} < S_{\text{lim}} = 50 \text{ mm}$
	6.4 % (Verificato)

11 Armatura longitudinale

I carichi e i sovraccarichi del terreno sulla fondazione non vengono presi in considerazione per il calcolo della sezione di armatura nella fondazione.

11.1 Calcolo dell'armatura della fondazione

Lungo X direzione, Inferiore lato

Armatura minima	$A_{\text{min}} = 1.67 \% \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \% \times 1200 \text{ mm} \times 550 \text{ mm}$ $A_{\text{min}} = 11.05 \text{ cm}^2$
Armatura necessaria	$A_{\text{opt}} = \max\{A_{\text{teo}}; A_{\text{min}}\} = \max\{0.46 \text{ cm}^2; 11.05 \text{ cm}^2\} = 11.05 \text{ cm}^2$
Armatura fornita	$A_{\text{prov}} = 11.31 \text{ cm}^2$ 10 × ø12 (Interasse = 124.4 mm)

Lungo X direzione, Superiore lato

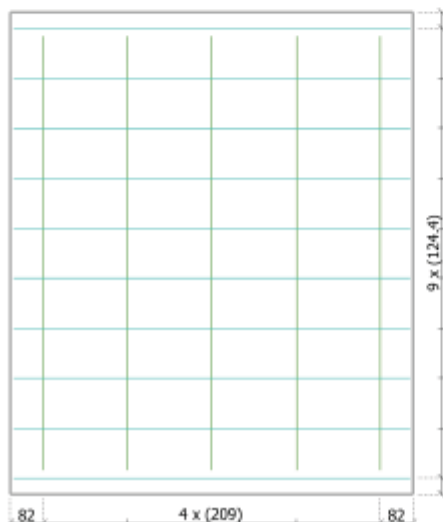
Armatura fornita	$A_{\text{prov}} = 11.31 \text{ cm}^2$ 10 × ø12 (Interasse = 124.4 mm)
------------------	---

Lungo Y direzione, Inferiore lato

Armatura minima	$A_{\text{min}} = 1.67 \% \cdot L_2 \cdot d = 1.67 \% \times 1000 \text{ mm} \times 538 \text{ mm}$ $A_{\text{min}} = 9 \text{ cm}^2$
Armatura necessaria	$A_{\text{opt}} = \max\{A_{\text{teo}}; A_{\text{min}}\} = \max\{0.56 \text{ cm}^2; 9 \text{ cm}^2\} = 9 \text{ cm}^2$
Armatura fornita	$A_{\text{prov}} = 10.05 \text{ cm}^2$ 5 × ø16 (Interasse = 209 mm)

Lungo Y direzione, Superiore lato

Armatura fornita	$A_{\text{prov}} = 10.05 \text{ cm}^2$ 5 × ø16 (Interasse = 209 mm)
------------------	--



12 Tensioni

Inferiore lato, X direzione

Combinazione di carico	112: 1x[1 G]
Momento flettente	$M_x = 8.87 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tensione del calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 0.21 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,lim} = 18 \text{ MPa}$ 1.19 % (Verificato)
Tensione armatura tesa	$\sigma_s = 15.39 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$ 4.28 % (Verificato)
Apertura della fessura	$w_x = 0.02 \text{ mm} \leq w_{x,lim} = 0.3 \text{ mm}$ 6.78 % (Verificato)

Inferiore lato, Y direzione

Combinazione di carico	112: 1x[1 G]
Momento flettente	$M_y = 10.65 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tensione del calcestruzzo compresso	$\sigma_c = 0.31 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,lim} = 18 \text{ MPa}$ 1.74 % (Verificato)
Tensione armatura tesa	$\sigma_s = 21.38 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,lim} = 360 \text{ MPa}$ 5.94 % (Verificato)
Apertura della fessura	$w_y = 0.04 \text{ mm} \leq w_{y,lim} = 0.3 \text{ mm}$ 12.6 % (Verificato)

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	s_v	s_h	u	s'_v	s'_h	t	s_v	s_h	u	s'_v	s'_h	t
-100	0.219	0.057	0	0.219	0.057	0	0	0	0	0	0	0
-127.78	0.261	0.068	0	0.261	0.068	0	0	0	0	0	0	0
-155.56	0.315	0.082	0	0.315	0.082	0	0	0	0	0	0	0
-183.33	0.369	0.096	0	0.369	0.096	0	0	0	0	0	0	0
-211.11	0.422	0.11	0	0.422	0.11	0	0	0	0	0	0	0
-238.89	0.475	0.124	0	0.475	0.124	0	0	0	0	0	0	0
-266.67	0.528	0.137	0	0.528	0.137	0	0	0	0	0	0	0
-294.44	0.58	0.151	0	0.58	0.151	0	0	0	0	0	0	0
-322.22	0.632	0.164	0	0.632	0.164	0	0	0	0	0	0	0
-350	0.683	0.177	0	0.683	0.177	0	0	0	0	0	0	0
-375	0.73	0.19	0	0.73	0.19	0	0	0	0	0	0	0
-400	0.779	0.202	0	0.779	0.202	0	0.002	0.009	0	0.002	0.009	0
-428.57	0.83	0.216	0	0.83	0.216	0	0.053	0.275	0	0.053	0.275	0
-457.14	0.883	0.23	0	0.883	0.23	0	0.106	0.55	0	0.106	0.55	0
-485.71	0.936	0.243	0	0.936	0.243	0	0.159	0.825	0	0.159	0.825	0
-514.29	0.989	0.257	0	0.989	0.257	0	0.211	0.659	0	0.211	0.659	0
-542.86	1.042	0.271	0	1.042	0.271	0	0.264	0.493	0	0.264	0.493	0
-571.43	1.095	0.294	0	1.095	0.294	0	0.317	0.327	0	0.317	0.327	0
-600	1.135	0.501	0	1.135	0.501	0	0.357	0.156	0	0.357	0.156	0

s_v = tensione verticale totale
 s_h = tensione orizzontale totale
 u = pressione neutra
 s'_v = tensione verticale efficace

s'_h = tensione orizzontale efficace

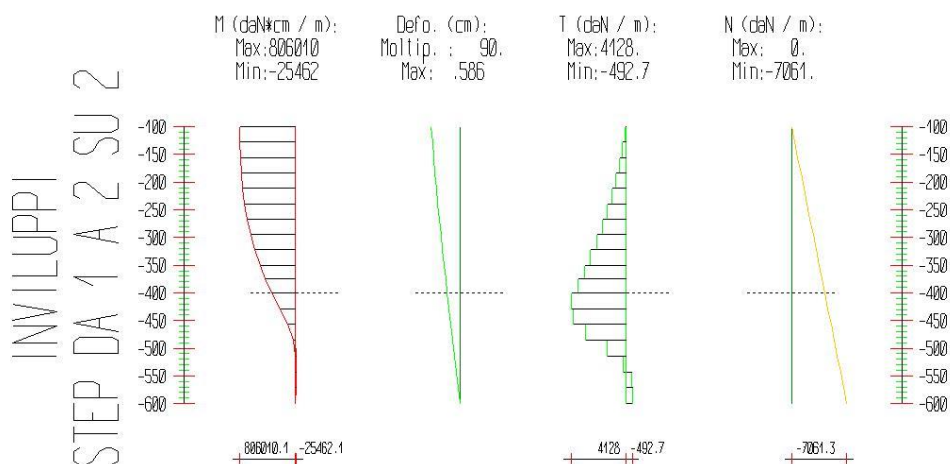
Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1

Monte				Valle			
R _h	-9184.4	b _h	314.1	R _h	9183	b _h	401.8
R' _h	-9184.4	b' _h	314.1	R' _h	9183	b' _h	401.8
R _u	0	b _u	0	R _u	0	b _u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice 'h = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Inviluppo delle sollecitazioni

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
z						
-127.8	0.	803810	0.	79.2	-392.3	-392.3
-155.6	0.	796375	0.	267.7	-784.6	-784.6
-183.3	0.	782611	0.	495.5	-1177.	-1177.
-211.1	0.	761441	0.	762.1	-1569.	-1569.
-238.9	0.	731800	0.	1067.1	-1962.	-1962.
-266.7	0.	692629	0.	1410.1	-2354.	-2354.
-294.4	0.	642877	0.	1791.1	-2746.	-2746.
-322.2	0.	581495	0.	2209.7	-3138.	-3138.
-350.	0.	507439	0.	2666.	-3531.	-3531.
-375.	0.	429085	0.	3134.2	-3884.	-3884.
-400.	0.	338865	0.	3608.8	-4237.	-4237.
-428.6	0.	220922	0.	4128.	-4640.	-4640.
-457.1	0.	107803	0.	3959.2	-5044.	-5044.
-485.7	0.	20817.	0.	3044.5	-5447.	-5447.
-514.3	-18723	0.	0.	1383.9	-5851.	-5851.
-542.9	-25462	0.	0.	235.9	-6254.	-6254.
-571.4	-14076	0.	-398.5	0.	-6658.	-6658.

-600.	0.	0.	-492.7	0.	-7061.	-7061.
-------	----	----	--------	----	--------	--------

Verifiche

Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Verifiche delle sezioni

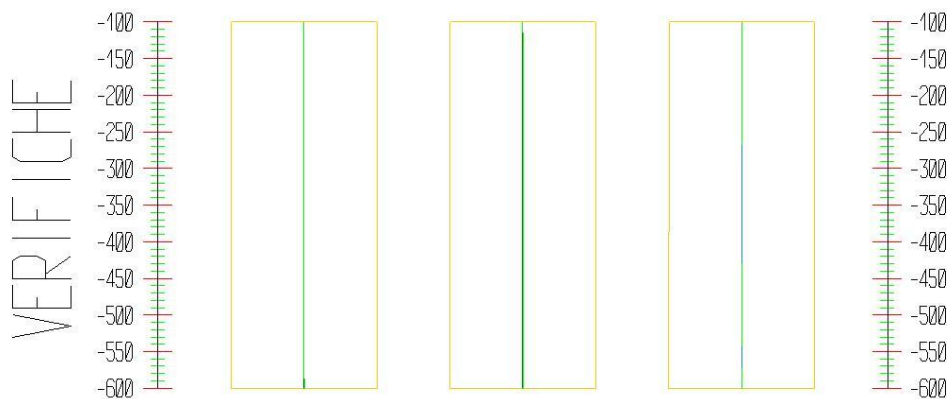
Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max: -12.8 (3913.) Max: -1. (164.6) Max: 0. (63249.)



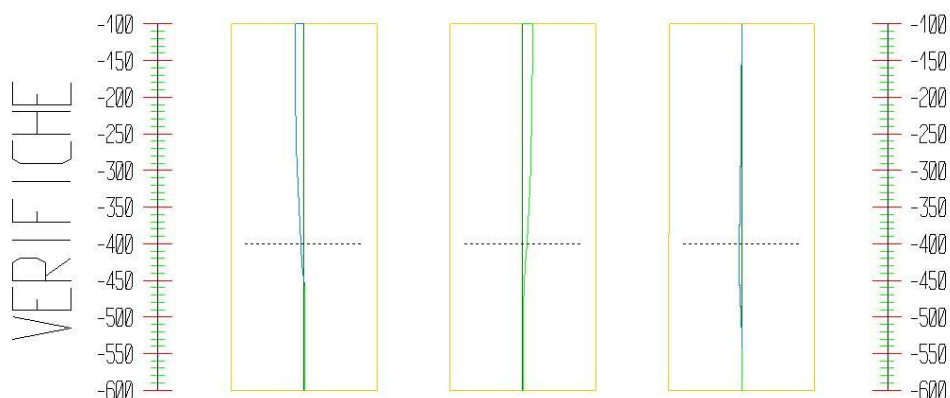
Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)								Taglio		
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.								Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
-100	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta	0	62799.1	Soddisfatta
-127.8	0	-196.1	-0.1	-0.7	0	0	Soddisfatta	0	62825.5	Soddisfatta
-155.6	0	-392.3	-0.1	-1.4	0	0	Soddisfatta	0	62852	Soddisfatta
-183.3	0	-588.4	-0.2	-2.1	0	0	Soddisfatta	0	62878.5	Soddisfatta
-211.1	0	-784.6	-0.2	-2.8	0	0	Soddisfatta	0	62905	Soddisfatta
-238.9	0	-980.7	-0.3	-3.6	0	0	Soddisfatta	0	62931.5	Soddisfatta
-266.7	0	-1176.9	-0.3	-4.3	0	0	Soddisfatta	0	62958	Soddisfatta
-294.4	0	-1373	-0.4	-5	0	0	Soddisfatta	0	62984.5	Soddisfatta
-322.2	0	-1569.2	-0.4	-5.7	0	0	Soddisfatta	0	63011	Soddisfatta
-350	0	-1765.3	-0.5	-6.4	0	0	Soddisfatta	0	63037.5	Soddisfatta
-375	0	-1941.9	-0.6	-7	0	0	Soddisfatta	0	63061.3	Soddisfatta
-400	0	-2118.4	-0.6	-7.7	0	0	Soddisfatta	0	63085.2	Soddisfatta

-428.6	0	-2320.1	-0.7	-8.4	0	0	Soddisfatta	0	63112.4	Soddisfatta
-457.1	0	-2521.9	-0.7	-9.2	0	0	Soddisfatta	0	63139.7	Soddisfatta
-485.7	0	-2723.7	-0.8	-9.9	0	0	Soddisfatta	0	63166.9	Soddisfatta
-514.3	0	-2925.4	-0.8	-10.6	0	0	Soddisfatta	0	63194.2	Soddisfatta
-542.9	0	-3127.2	-0.9	-11.4	0	0	Soddisfatta	0	63221.4	Soddisfatta
-571.4	0	-3328.9	-0.9	-12.1	0	0	Soddisfatta	0	63248.7	Soddisfatta
-600	0	-3530.7	-1	-12.8	0	0	Soddisfatta	0	63275.9	Soddisfatta

Step 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Armature (daN/cm²): Cls (daN/cm²): Taglio (daN):
 Max:492.3 (3913.) Max:-21.6 (164.6) Max:2064. (63249.)



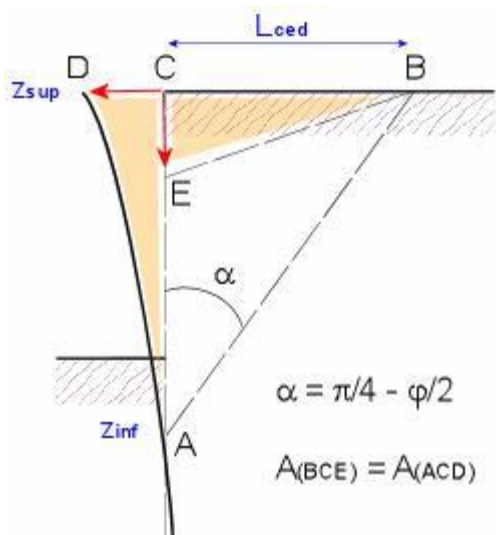
Pressoflessione - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (cls: 164.62 - barre: 3913.04)								Taglio		
s cls = max tens. di compressione nel cls, s acc = max tens. nell'armatura, e cls = max defo. nel cls, e acc = max defo. nell'armatura.								Ved = max taglio agente, Vrd = taglio resistente		
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s cls [daN/cm ²]	s acc [daN/cm ²]	e cls [%]	e acc [%]	Verifica	Ved [daN]	Vrd [daN]	Verifica
-100	403005.1	0	-21.6	492.3	-0.01	0.02	Soddisfatta	39.6	62799.1	Soddisfatta
-127.8	401905	-196.1	-21.5	486.9	-0.01	0.02	Soddisfatta	39.6	62825.5	Soddisfatta
-155.6	398187.3	-392.3	-21.4	478.4	-0.01	0.02	Soddisfatta	133.8	62852	Soddisfatta
-183.3	391305.3	-588.4	-21	466	-0.01	0.02	Soddisfatta	247.8	62878.5	Soddisfatta
-211.1	380720.5	-784.6	-20.5	449	-0.01	0.02	Soddisfatta	381.1	62905	Soddisfatta

-238.9	365899.9	-980.7	-19.7	426.9	-	0.02	Soddisfatta	533.5	62931.5	Soddisfatta
		0.01								
-266.7	346314.5	-	-18.7	399	-	0.02	Soddisfatta	705.1	62958	Soddisfatta
		1176.9								
-294.4	321438.2	-1373	-17.4	364.6	-	0.02	Soddisfatta	895.5	62984.5	Soddisfatta
-322.2	290747.3	-	-15.8	323.2	-	0.02	Soddisfatta	1104.9	63011	Soddisfatta
		1569.2								
-350	253719.7	-	-13.9	274	-	0.01	Soddisfatta	1333	63037.5	Soddisfatta
		1765.3								
-375	214542.7	-	-11.8	222.8	-	0.01	Soddisfatta	1567.1	63061.3	Soddisfatta
		1941.9								
-400	169432.3	-	-9.4	164.5	-	0.01	Soddisfatta	1804.4	63085.2	Soddisfatta
		2118.4								
-428.6	110461.2	-	-6.2	89.6	0	0	Soddisfatta	2064	63112.4	Soddisfatta
		2320.1								
-457.1	53901.3	-	-3	-33.2	0	0	Soddisfatta	1979.6	63139.7	Soddisfatta
		2521.9								
-485.7	10408.3	-	-1.1	-13.8	0	0	Soddisfatta	1522.3	63166.9	Soddisfatta
		2723.7								
-514.3	-9361.4	-	-1.2	-14.1	0	0	Soddisfatta	691.9	63194.2	Soddisfatta
		2925.4								
-542.9	-12731	-	-1.3	-16.1	0	0	Soddisfatta	117.9	63221.4	Soddisfatta
		3127.2								
-571.4	-7038.2	-	-1.2	-14.7	0	0	Soddisfatta	-199.3	63248.7	Soddisfatta
		3328.9								
-600	0	-	-1	-12.8	0	0	Soddisfatta	-246.3	63275.9	Soddisfatta
		3530.7								

Calcolo dei cedimenti a monte della paratia

Metodo *Volume* per il calcolo dei cedimenti a monte della paratia.

Si ipotizza che la variazione di volume complessiva del terreno coinvolto nel processo deformativo sia nulla (deformandosi, i terreni tendono a dilatare). In questo caso, definito il cuneo di spinta, si ha uguaglianza tra il volume che il terreno occupa in seguito allo spostamento della paratia e quello che il terreno libera per i cedimenti verticali a monte dell'opera.



Segue il calcolo per tutti gli Step (Da Step 1 a Step 2).

Paratia PAR_1 Step 1		
$z_{sup} = 0[\text{cm}] \quad z_{inf} = -428.6[\text{cm}] \quad L_{ced} = 247.4[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	0
50	-50	0
100	0	0
150	50	0
200	100	0
247.4	147.4	0

Paratia PAR_1 Step 2		
$z_{sup} = 0[\text{cm}] \quad z_{inf} = -600[\text{cm}] \quad L_{ced} = 346.4[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	0.23
50	-50	0.19
100	0	0.16
150	50	0.13
200	100	0.1
250	150	0.06
300	200	0.03
346.4	246.4	0

9.39 Verifica Palancola AZ 38-700 - L13000mm

Modello Strutturale

Segue la descrizione dei materiali da costruzione impiegati nella definizione del modello di calcolo. Oltre a questi vengono elencati gli elementi strutturali elementari che formano il modello.

Metodo di calcolo

Il programma "IS Paratie 24" utilizza il metodo di calcolo degli elementi finiti con cui schematizza sia la paratia che il terreno. La paratia è schematizzata con elementi trave a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo) mentre il terreno è schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza della paratia. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare. I valori numerici utilizzati per il calcolo sono introdotti esplicitamente dall'utente attraverso l'interfaccia grafica del programma, e vengono utilizzati direttamente: in particolare **il programma non adotta alcun coefficiente di sicurezza implicito.**

Il programma "IS Paratie 24" verifica i seguenti meccanismi di stato limite ultimo: stabilità dell'opera (rototraslazione), resistenza degli elementi strutturali che compongono la paratia, resistenza strutturale degli eventuali ancoraggi (tiranti), verifica a sfilamento degli eventuali ancoraggi, verifica della resistenza strutturale delle eventuali travi di collegamento degli ancoraggi, verifica della resistenza strutturale di eventuali puntoni. Tutte le verifiche vengono condotte con riferimento alle combinazioni di carico indicate dall'utente, sia statiche che sismiche.

Le deformazioni e le sollecitazioni cui è soggetta l'opera vengono stabilite utilizzando il metodo FEM con un procedimento iterativo che permette di considerare il comportamento non lineare del terreno. Tutti gli elementi strutturali (paratia, eventuali tiranti, eventuali puntoni) ed il terreno stesso sono schematizzati con elementi finiti e partecipano al calcolo con le proprie caratteristiche di rigidità e resistenza. Qualora il procedimento iterativo di soluzione del sistema di equazioni non lineari non trovi l'equilibrio dell'opera o superi lo spostamento massimo (valore parametrizzato e modificabile dall'utente), il calcolo si interrompe, e viene riportato un messaggio esplicito a video e nell'output di stampa. L'esistenza dei risultati è di per se garanzia che il programma è stato in grado di calcolare una configurazione equilibrata e congruente, cioè una situazione di equilibrio tra le azioni applicate all'opera e la resistenza da questa esplicata, stanti le caratteristiche meccaniche e geometriche della paratia e del terreno ed i coefficienti di sicurezza applicati. Alla situazione di equilibrio determinata, corrispondono spostamenti e sollecitazioni lungo la paratia e gli altri elementi strutturali, che vengono verificati in successione. Tutte queste ulteriori verifiche sono riportate a schermo e nell'output di stampa e devono essere superate per garantire la sicurezza dell'opera.

La sicurezza dell'opera è valutata in relazione al seguente approccio: **NTC 2018, punto 7.11.1, SLV (A=1+M=1+R1).**

Metodo di verifica degli elementi strutturali.

Le verifiche tensionali degli elementi strutturali vengono eseguite col metodo degli stati limite.

Coefficienti sulle azioni.

L'intensità delle azioni, o dell'effetto delle azioni, è modificata applicando i seguenti coefficienti di sicurezza parziali ai carichi: $g_{G1} = 1$, $g_{G2} = 1$, $g_{Qi} = 1$.

Coefficienti per il calcolo delle spinte del terreno.

Si applicano coefficienti di sicurezza parziali alle caratteristiche meccaniche del terreno: $g_j = 1$, $g_c = 1$, $g_{su} = 1$, $g_g = 1$.

Unità di misura e convenzioni.

Ove non altrimenti specificato si utilizzano le seguenti unità di misura: daN; cm; cm²; daN/cm; daN cm; daN/cm².

Per quanto riguarda lo Step di inserimento di un elemento, si intende che quest'ultimo è presente nel modello dall'inizio dello Step. La stessa regola vale per lo Step di rimozione, cioè si intende che un elemento viene rimosso all'inizio dello Step specificato. Il sistema di riferimento utilizzato vede l'asse delle z verticale, orientato verso l'alto, l'asse delle x parallelo al piano di lavoro ed orientato verso destra, e l'asse delle y parallelo allo sviluppo longitudinale della paratia. In quest'ultima direzione viene convenzionalmente considerata una sezione di paratia larga 100 cm.

Materiali da costruzione impiegati

Profilati in acciaio: Acciaio S355 (Fe 510) ($f_d = 3380.95$).

Elementi strutturali

La struttura analizzata è formata dai seguenti elementi.

Strati

Segue la descrizione della stratigrafia del terreno utilizzata nel modello.

	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5
Descrizione	STRATO 1	STRATO 2	STRATO 3	STRATO 4	STRATO 4
Quota iniziale [cm]	0	-350	-600	-1550	-3600
Grado di preconsolidazione (OCR)	1	1	1	1	1
Angolo d'attrito (j') [°]	32	28	32	38	38
Coesione efficace (c') [daN/cm ²]	0	0.05	0	0	0
Resistenza non drenata (s_u) [daN/cm ²]	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Permeabilità (m) [cm/s]	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
Peso di unità di volume fuori falda (g_d) [daN/cm ³]	0.00185	0.00185	0.00185	0.002	0.002
Peso di unità di volume sotto falda (g_s) [daN/cm ³]	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215	0.00215

Spinta a riposo

STR_1

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_2

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_3

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_4

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

STR_5

La spinta a riposo viene valutata in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{h0} = k_{0,oc} s'_{v0}, \text{ dove } k_{0,oc} = k_{0,nc} \text{ OCR}^a.$$

Metodo *Utente* per il calcolo del coefficiente di spinta normalconsolidato. Il valore di $k_{0,nc}$ è indicato direttamente dall'utente: $k_{0,nc} = 0.44$.

Metodo *Alpan* per il calcolo del coefficiente di spinta sovraconsolidato. Il valore di a è assunto pari a 0.5.

I valori dei coefficienti di spinta a riposo utilizzati nel calcolo sono i seguenti:

$$k_{0,nc} = 0.44$$

$$k_{0,oc} = 0.44$$

Pressione limite attiva e passiva

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta attiva.

Il limite di spinta attiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{ha} = k_{a,h} s'_v - c_a$$

$$t_a = s'_{ha} \tan d_a$$

Il valori di $k_{a,h}$, c_a e d_a sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{a,h} = 0.26$$

$$c_a = 0$$

$$d_a = 0$$

Metodo *Utente* per il calcolo del limite di spinta passiva.

Il limite di spinta passiva viene valutato in termini di tensioni efficaci, con l'espressione seguente:

$$s'_{hp} = k_{p,h} s'_v + c_p$$

$$t_p = s'_{hp} \tan d_p$$

Il valori di $k_{p,h}$, c_p e d_p sono indicati direttamente dall'utente e vengono considerati valori di calcolo (non si applicano coefficienti di sicurezza):

$$k_{p,h} = 5.2$$

$$c_p = 0$$

$$d_p = 0$$

Deformabilità

STR_1

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_2

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_3

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_4

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

STR_5

Metodo *Utente* per il calcolo del modulo di reazione del terreno.

Il modulo di reazione viene valutato secondo l'espressione seguente:

$$k_s = A_s + B_s z$$

I valori di A_s e di B_s sono definiti direttamente dall'utente.

$$A_s = 5, B_s = 0$$

Il rapporto fra il modulo in ricarico/scarico rispetto a quello in compressione vergine è altresì definito dall'utente e vale 1.

Paratia

Il modello comprende una sola paratia (PAR_1), alta 1300 cm.

La paratia PAR_1 utilizza la sezione trasversale SEZ_6.

Sezioni

Segua la descrizione delle sezioni trasversali utilizzate dagli elementi del modello.

	SEZ_6
Tipo	U_AZ38-700
Descrizione	Sezione paratia
Materiale	Acciaio
Modulo di Young [daN/cm ²]	2100000.
Numero di sezioni per metro	1.5
Area [cm ²]	161.01
Momento d'inerzia Z [cm ⁴]	66152.
Momento d'inerzia Y [cm ⁴]	62993.

Carichi nastriformi distribuiti sul terreno

Segue la descrizione dei carichi nastriformi distribuiti sul terreno nella zona a monte. I carichi sono dati in daN/cm, per ogni metro di estensione longitudinale della paratia. Il valore dichiarato rappresenta quindi il carico distribuito su una striscia di 1x100 cm.

	CUD_1_1
Quota di applicazione [cm]	0
Distanza dalla paratia [cm]	50
Larghezza [cm]	1000
Carico distribuito [daN/cm]	-9
Carico distribuito [daN/cm ²]	-0.09
Tipologia	variabile
Step di attivazione	1
Step di rimozione	-

Peso proprio

Alla paratia PAR_1, viene automaticamente applicato il peso proprio come carico distribuito in direzione verticale, con intensita' definita dalla propria sezione trasversale.

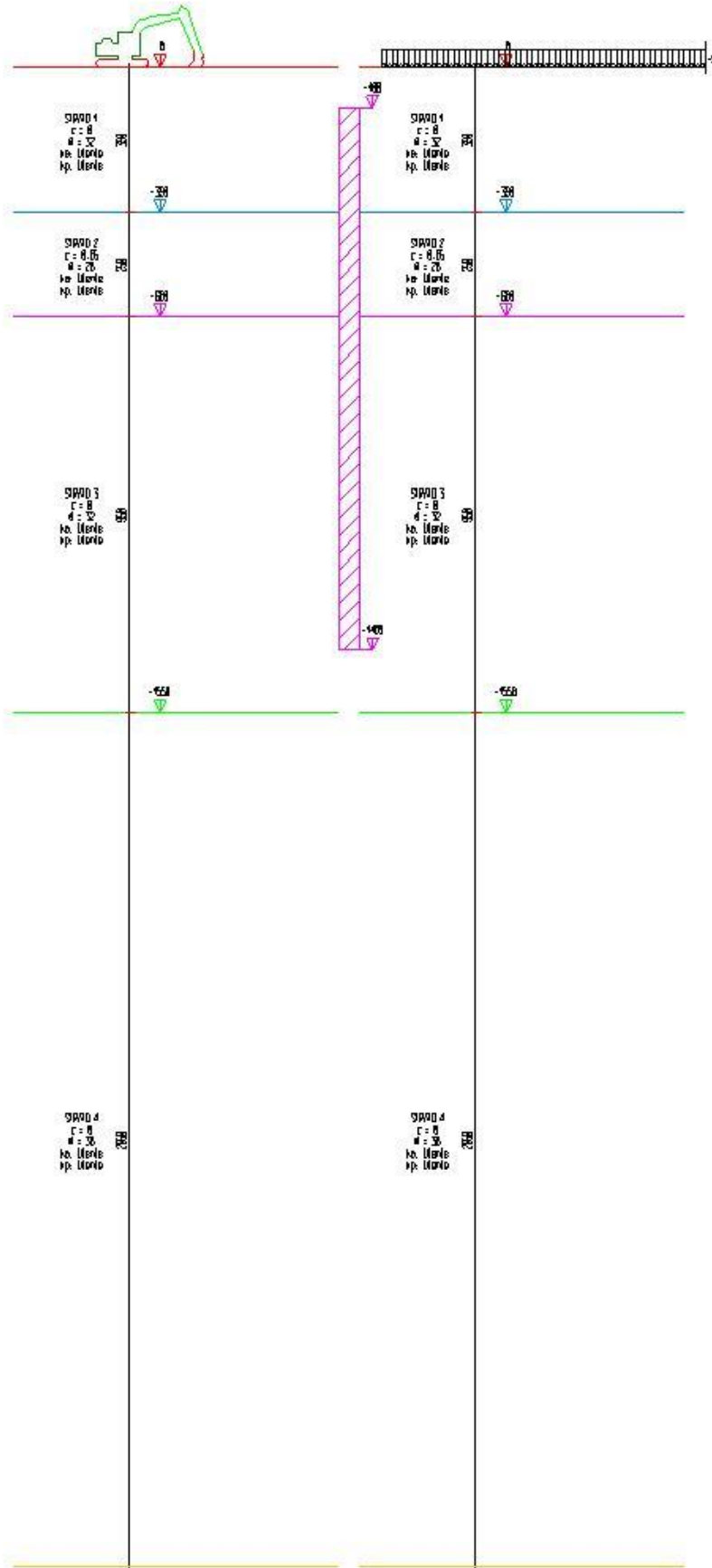
Step di progetto

Segue la descrizione dei passi considerati nella definizione del modello per simulare le fasi realizzative dell'opera.

Step 1

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico nastriforme su terreno: CUD_1_1



Step 2

In questo step vengono effettuate le seguenti modifiche al modello:

Inserimento carico uniforme su terreno: CCD_1_1

Scavo portato a quota: -625

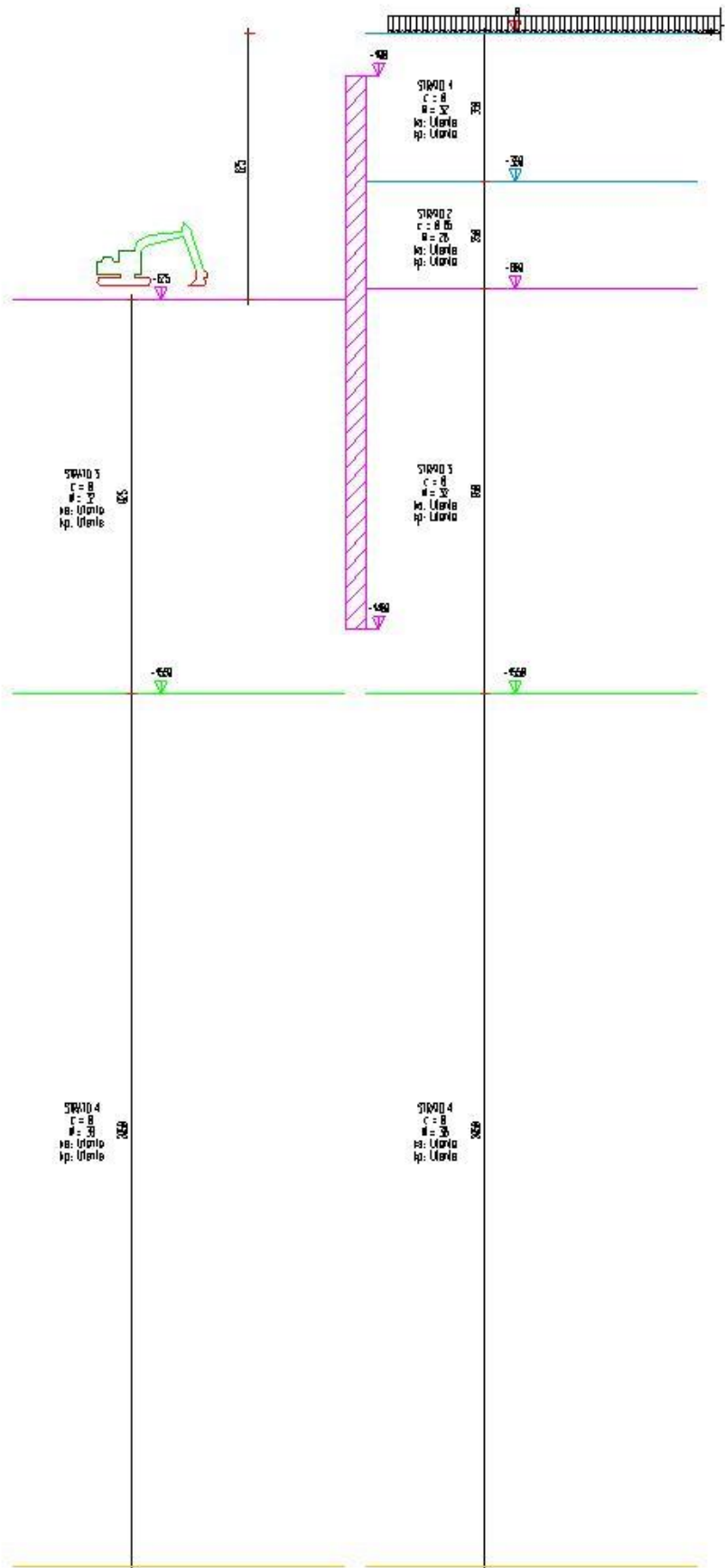


Tabella riassuntiva

La seguente tabella riassume le caratteristiche del modello strutturale nell'insieme degli step considerati.

Step	Quota scavo	Strati					Carichi terreno	
1	0	STR_1	STR_1	STR_2	STR_3	STR_4	STR_5	CUD_1_1
2	-625	STR_1	STR_1					CUD_1_1 CCD_1_1

Modello FEM

Segue la descrizione dello schema ad elementi finiti utilizzato per la risoluzione del modello strutturale e la valutazione di spostamenti e sollecitazioni, aggiornato all'ultimo step di calcolo effettuato.

Nodi

Indice	Coord. X	Coord. Z
1.	-100.	-100.
2.	-100.	-127.78
3.	-100.	-155.56
4.	-100.	-183.33
5.	-100.	-211.11
6.	-100.	-238.89
7.	-100.	-266.67
8.	-100.	-294.44
9.	-100.	-322.22
10.	-100.	-350.
11.	-100.	-377.78
12.	-100.	-405.56
13.	-100.	-433.33
14.	-100.	-461.11
15.	-100.	-488.89
16.	-100.	-516.67
17.	-100.	-544.44
18.	-100.	-572.22
19.	-100.	-600.
20.	-100.	-625.
21.	-100.	-654.81
22.	-100.	-684.62
23.	-100.	-714.42
24.	-100.	-744.23
25.	-100.	-774.04
26.	-100.	-803.85
27.	-100.	-833.65
28.	-100.	-863.46
29.	-100.	-893.27
30.	-100.	-923.08
31.	-100.	-952.88
32.	-100.	-982.69
33.	-100.	-1012.5
34.	-100.	-1042.31
35.	-100.	-1072.12
36.	-100.	-1101.92
37.	-100.	-1131.73
38.	-100.	-1161.54

39.	-100.	-1191.35
40.	-100.	-1221.15
41.	-100.	-1250.96
42.	-100.	-1280.77
43.	-100.	-1310.58
44.	-100.	-1340.38
45.	-100.	-1370.19
46.	-100.	-1400.

Aste

Indice	Nodo iniz.	Nodo fin.	Lunghezza	Incognite
1.	2.	1.	27.78	4 5 6 1 2 3
2.	3.	2.	27.78	7 8 9 4 5 6
3.	4.	3.	27.78	10 11 12 7 8 9
4.	5.	4.	27.78	13 14 15 10 11 12
5.	6.	5.	27.78	16 17 18 13 14 15
6.	7.	6.	27.78	19 20 21 16 17 18
7.	8.	7.	27.78	22 23 24 19 20 21
8.	9.	8.	27.78	25 26 27 22 23 24
9.	10.	9.	27.78	28 29 30 25 26 27
10.	11.	10.	27.78	31 32 33 28 29 30
11.	12.	11.	27.78	34 35 36 31 32 33
12.	13.	12.	27.78	37 38 39 34 35 36
13.	14.	13.	27.78	40 41 42 37 38 39
14.	15.	14.	27.78	43 44 45 40 41 42
15.	16.	15.	27.78	46 47 48 43 44 45
16.	17.	16.	27.78	49 50 51 46 47 48
17.	18.	17.	27.78	52 53 54 49 50 51
18.	19.	18.	27.78	55 56 57 52 53 54
19.	20.	19.	25.	58 59 60 55 56 57
20.	21.	20.	29.81	61 62 63 58 59 60
21.	22.	21.	29.81	64 65 66 61 62 63
22.	23.	22.	29.81	67 68 69 64 65 66
23.	24.	23.	29.81	70 71 72 67 68 69
24.	25.	24.	29.81	73 74 75 70 71 72
25.	26.	25.	29.81	76 77 78 73 74 75
26.	27.	26.	29.81	79 80 81 76 77 78
27.	28.	27.	29.81	82 83 84 79 80 81
28.	29.	28.	29.81	85 86 87 82 83 84
29.	30.	29.	29.81	88 89 90 85 86 87
30.	31.	30.	29.81	91 92 93 88 89 90
31.	32.	31.	29.81	94 95 96 91 92 93
32.	33.	32.	29.81	97 98 99 94 95 96
33.	34.	33.	29.81	100 101 102 97 98 99
34.	35.	34.	29.81	103 104 105 100 101 102
35.	36.	35.	29.81	106 107 108 103 104 105
36.	37.	36.	29.81	109 110 111 106 107 108
37.	38.	37.	29.81	112 113 114 109 110 111
38.	39.	38.	29.81	115 116 117 112 113 114
39.	40.	39.	29.81	118 119 120 115 116 117

40.	41.	40.	29.81	121	122	123	118	119	120
41.	42.	41.	29.81	124	125	126	121	122	123
42.	43.	42.	29.81	127	128	129	124	125	126
43.	44.	43.	29.81	130	131	132	127	128	129
44.	45.	44.	29.81	133	134	135	130	131	132
45.	46.	45.	29.81	136	0	137	133	134	135

Risultati

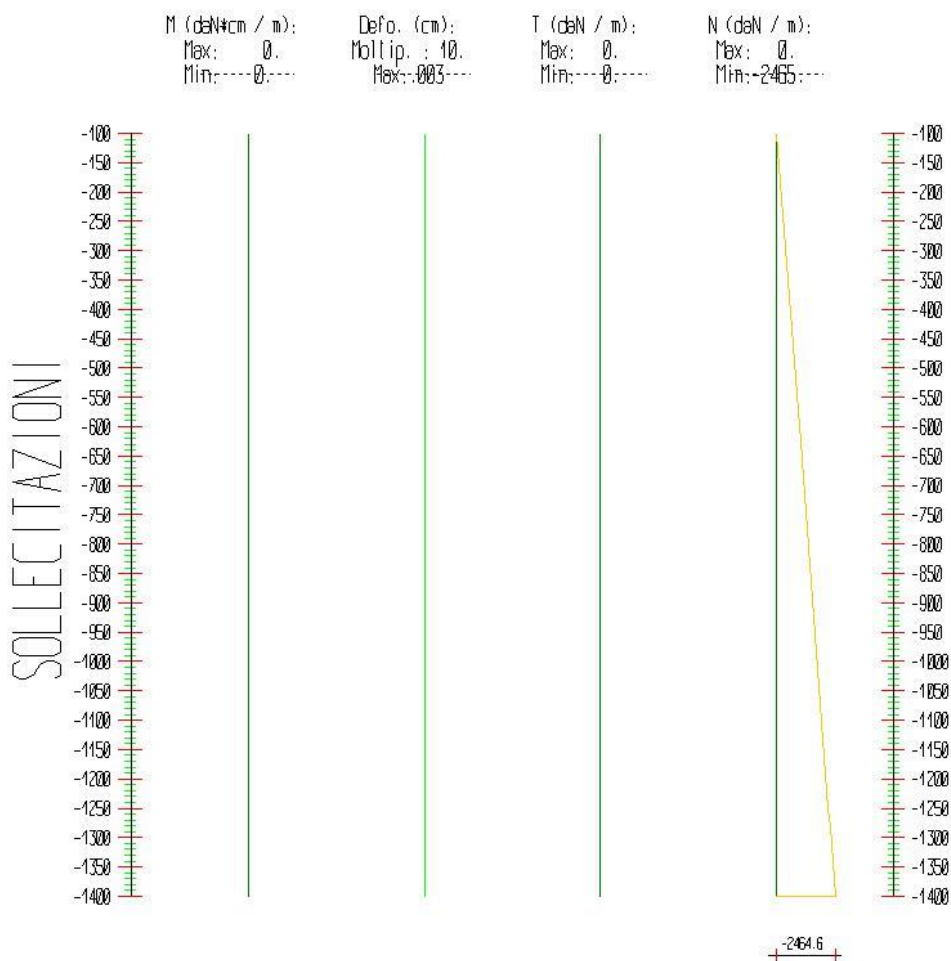
Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Singoli Step

Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1					
Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	0	-0.003	0	0	-52.7
-155.6	0	-0.003	0	0	-105.3
-183.3	0	-0.003	0	0	-158
-211.1	0	-0.003	0	0	-210.6
-238.9	0	-0.003	0	0	-263.3
-266.7	0	-0.003	0	0	-316

-294.4	0	-0.003	0	0	-368.6
-322.2	0	-0.003	0	0	-421.3
-350	0	-0.003	0	0	-474
-377.8	0	-0.003	0	0	-526.6
-405.6	0	-0.003	0	0	-579.3
-433.3	0	-0.003	0	0	-631.9
-461.1	0	-0.003	0	0	-684.6
-488.9	0	-0.003	0	0	-737.3
-516.7	0	-0.003	0	0	-789.9
-544.4	0	-0.003	0	0	-842.6
-572.2	0	-0.003	0	0	-895.3
-600	0	-0.003	0	0	-947.9
-625	0	-0.003	0	0	-995.3
-654.8	0	-0.003	0	0	-1051.8
-684.6	0	-0.003	0	0	-1108.3
-714.4	0	-0.002	0	0	-1164.8
-744.2	0	-0.002	0	0	-1221.4
-774	0	-0.002	0	0	-1277.9
-803.8	0	-0.002	0	0	-1334.4
-833.7	0	-0.002	0	0	-1390.9
-863.5	0	-0.002	0	0	-1447.4
-893.3	0	-0.002	0	0	-1503.9
-923.1	0	-0.002	0	0	-1560.4
-952.9	0	-0.002	0	0	-1616.9
-982.7	0	-0.002	0	0	-1673.4
-1012.5	0	-0.002	0	0	-1730
-1042.3	0	-0.001	0	0	-1786.5
-1072.1	0	-0.001	0	0	-1843
-1101.9	0	-0.001	0	0	-1899.5
-1131.7	0	-0.001	0	0	-1956
-1161.5	0	-0.001	0	0	-2012.5
-1191.3	0	-0.001	0	0	-2069
-1221.2	0	-0.001	0	0	-2125.5
-1251	0	-0.001	0	0	-2182
-1280.8	0	-0.001	0	0	-2238.6
-1310.6	0	0	0	0	-2295.1
-1340.4	0	0	0	0	-2351.6
-1370.2	0	0	0	0	-2408.1
-1400	0	0	0	0	-2464.6

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	2464.6	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1		
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]	Pres. Valle [daN/cm ²]



Z	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t
-100	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0	0.219	0.096	0
-127.78	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0	0.261	0.115	0
-155.56	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0	0.315	0.139	0
-183.33	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0	0.369	0.162	0
-211.11	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0	0.422	0.186	0
-238.89	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0	0.475	0.209	0
-266.67	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0	0.528	0.232	0
-294.44	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0	0.58	0.255	0
-322.22	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0	0.632	0.278	0
-350	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0	0.684	0.301	0
-377.78	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0	0.736	0.324	0
-405.56	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0	0.787	0.346	0
-433.33	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0	0.839	0.369	0
-461.11	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0	0.891	0.392	0
-488.89	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0	0.942	0.415	0
-516.67	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0	0.994	0.437	0
-544.44	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0	1.045	0.46	0
-572.22	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0	1.096	0.482	0
-600	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0	1.146	0.504	0
-625	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0	1.196	0.526	0
-654.81	1.249	0.55	0	1.249	0.55	0	1.249	0.55	0	1.249	0.55	0
-684.62	1.304	0.574	0	1.304	0.574	0	1.304	0.574	0	1.304	0.574	0
-714.42	1.359	0.598	0	1.359	0.598	0	1.359	0.598	0	1.359	0.598	0
-744.23	1.414	0.622	0	1.414	0.622	0	1.414	0.622	0	1.414	0.622	0
-774.04	1.469	0.646	0	1.469	0.646	0	1.469	0.646	0	1.469	0.646	0
-803.85	1.524	0.67	0	1.524	0.67	0	1.524	0.67	0	1.524	0.67	0
-833.65	1.579	0.695	0	1.579	0.695	0	1.579	0.695	0	1.579	0.695	0
-863.46	1.633	0.719	0	1.633	0.719	0	1.633	0.719	0	1.633	0.719	0
-893.27	1.688	0.743	0	1.688	0.743	0	1.688	0.743	0	1.688	0.743	0
-923.08	1.743	0.767	0	1.743	0.767	0	1.743	0.767	0	1.743	0.767	0
-952.88	1.798	0.791	0	1.798	0.791	0	1.798	0.791	0	1.798	0.791	0
-982.69	1.853	0.815	0	1.853	0.815	0	1.853	0.815	0	1.853	0.815	0
-1012.5	1.908	0.839	0	1.908	0.839	0	1.908	0.839	0	1.908	0.839	0
-1042.31	1.962	0.863	0	1.962	0.863	0	1.962	0.863	0	1.962	0.863	0
-1072.12	2.017	0.888	0	2.017	0.888	0	2.017	0.888	0	2.017	0.888	0
-1101.92	2.072	0.912	0	2.072	0.912	0	2.072	0.912	0	2.072	0.912	0
-1131.73	2.127	0.936	0	2.127	0.936	0	2.127	0.936	0	2.127	0.936	0
-1161.54	2.182	0.96	0	2.182	0.96	0	2.182	0.96	0	2.182	0.96	0
-1191.35	2.236	0.984	0	2.236	0.984	0	2.236	0.984	0	2.236	0.984	0
-1221.15	2.291	1.008	0	2.291	1.008	0	2.291	1.008	0	2.291	1.008	0
-1250.96	2.346	1.032	0	2.346	1.032	0	2.346	1.032	0	2.346	1.032	0
-1280.77	2.401	1.056	0	2.401	1.056	0	2.401	1.056	0	2.401	1.056	0
-1310.58	2.456	1.081	0	2.456	1.081	0	2.456	1.081	0	2.456	1.081	0
-1340.38	2.511	1.105	0	2.511	1.105	0	2.511	1.105	0	2.511	1.105	0
-1370.19	2.565	1.129	0	2.565	1.129	0	2.565	1.129	0	2.565	1.129	0

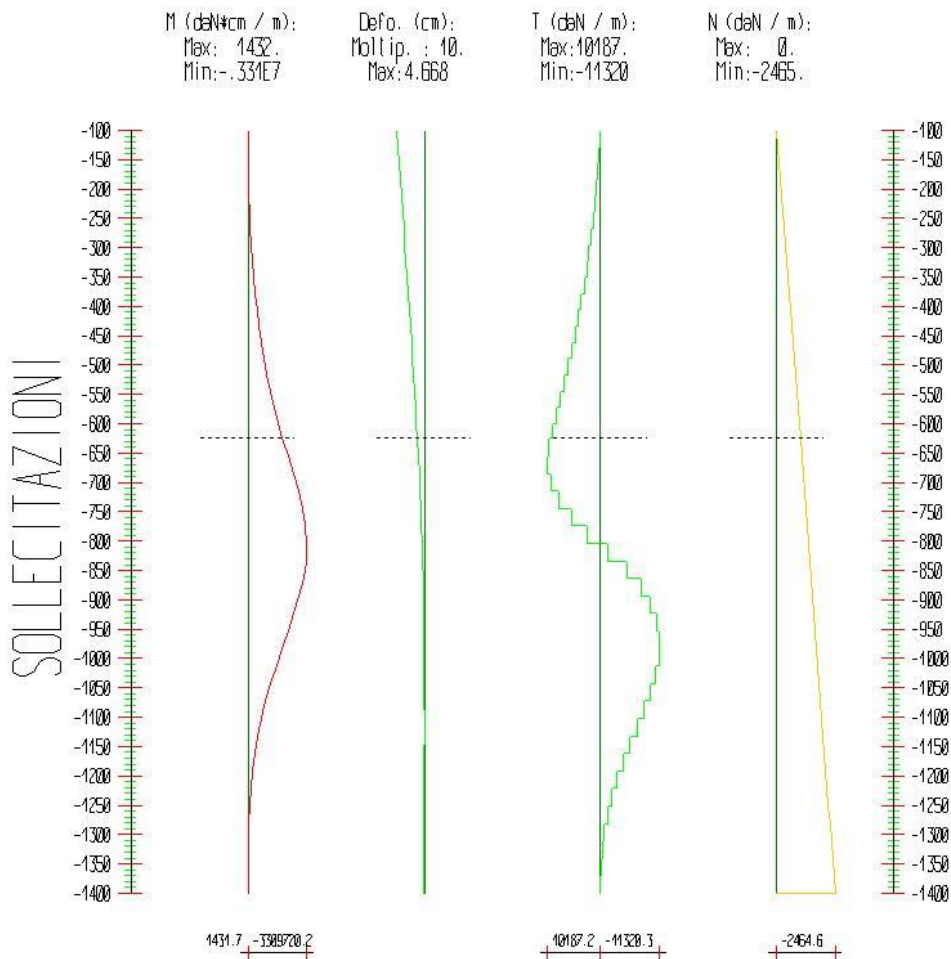
-1400	2.606	1.147	0	2.606	1.147	0	2.606	1.147	0	2.606	1.147	0
s_v = tensione verticale totale s_h = tensione orizzontale totale u = pressione neutra s'_v = tensione verticale efficace s'_h = tensione orizzontale efficace												

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-81331.8	b_h	833.2	R_h	81331.8	b_h	833.2
R'_h	-81331.8	b'_h	833.2	R'_h	81331.8	b'_h	833.2
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice $'h$ = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Step 2

In questo Step si hanno le seguenti sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, pressioni nel terreno e risultanti delle spinte.



Sollecitazioni - Paratia PAR_1



Progressiva	Spost. x [cm]	Spost. z [cm]	M [daN cm]	T [daN]	N [daN]
-127.8	-4.4749	-0.003	-2210.879	79.6	-52.7
-155.6	-4.2822	-0.003	-9678.602	268.8	-105.3
-183.3	-4.0895	-0.003	-23496.499	497.4	-158
-211.1	-3.897	-0.003	-44741.713	764.8	-210.6
-238.9	-3.7046	-0.003	-74480.234	1070.6	-263.3
-266.7	-3.5125	-0.003	-113770.115	1414.4	-316
-294.4	-3.3208	-0.003	-163663.559	1796.2	-368.6
-322.2	-3.1297	-0.003	-225208.315	2215.6	-421.3
-350	-2.9395	-0.003	-299448.644	2672.7	-474
-377.8	-2.7503	-0.003	-387425.998	3167.2	-526.6
-405.6	-2.5627	-0.003	-490179.523	3699.1	-579.3
-433.3	-2.3768	-0.003	-608746.429	4268.4	-631.9
-461.1	-2.1932	-0.003	-744162.288	4875	-684.6
-488.9	-2.0124	-0.003	-897461.262	5518.8	-737.3
-516.7	-1.8349	-0.003	-1069676.295	6199.7	-789.9
-544.4	-1.6614	-0.003	-1261839.28	6917.9	-842.6
-572.2	-1.4926	-0.003	-1474981.193	7673.1	-895.3
-600	-1.3293	-0.003	-1710132.225	8465.4	-947.9
-625	-1.1877	-0.003	-1941444.175	9252.5	-995.3
-654.8	-1.0265	-0.003	-2241711.647	10073.5	-1051.8
-684.6	-0.8749	-0.003	-2545367.476	10187.2	-1108.3
-714.4	-0.7341	-0.002	-2828204.265	9488.7	-1164.8
-744.2	-0.6054	-0.002	-3066014.177	7978.1	-1221.4
-774	-0.4897	-0.002	-3234589.008	5655.4	-1277.9
-803.8	-0.3877	-0.002	-3309720.244	2520.5	-1334.4
-833.7	-0.2997	-0.002	-3267199.099	-1426.5	-1390.9
-863.5	-0.2256	-0.002	-3112915.888	-5176	-1447.4
-893.3	-0.1647	-0.002	-2878904.453	-7850.7	-1503.9
-923.1	-0.1161	-0.002	-2591327.005	-9647.8	-1560.4
-952.9	-0.0785	-0.002	-2270909.146	-10749.5	-1616.9
-982.7	-0.0505	-0.002	-1933478.082	-11320.3	-1673.4
-1012.5	-0.0308	-0.002	-1597777.861	-11262.2	-1730
-1042.3	-0.0179	-0.001	-1281309.144	-10617	-1786.5
-1072.1	-0.0105	-0.001	-995507.16	-9588.2	-1843
-1101.9	-0.0074	-0.001	-746933.448	-8339.2	-1899.5
-1131.7	-0.0075	-0.001	-538354.493	-6997.5	-1956
-1161.5	-0.0099	-0.001	-369681.717	-5658.7	-2012.5
-1191.3	-0.0139	-0.001	-238761.754	-4392.2	-2069
-1221.2	-0.0189	-0.001	-142016.843	-3245.6	-2125.5
-1251	-0.0246	-0.001	-74943.098	-2250.2	-2182
-1280.8	-0.0306	-0.001	-32479.877	-1424.6	-2238.6
-1310.6	-0.0368	0	-9267.114	-778.8	-2295.1
-1340.4	-0.043	0	190.418	-317.3	-2351.6
-1370.2	-0.0493	0	1431.674	-41.6	-2408.1
-1400	-0.0555	0	0	48	-2464.6

Reazioni vincolari				
Descrizione	Nome	Orizzontale [daN]	Verticale [daN]	Momento [daN cm]
Base Paratia	PAR_1	-	2464.6	-

Pressioni nel terreno, Paratia PAR_1												
Quota [cm]	Pres. Monte [daN/cm ²]						Pres. Valle [daN/cm ²]					
	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t	S _v	S _h	u	S' _v	S' _h	t
-100	0.22	0.057	0	0.22	0.057	0	0	0	0	0	0	0
-127.78	0.262	0.068	0	0.262	0.068	0	0	0	0	0	0	0
-155.56	0.316	0.082	0	0.316	0.082	0	0	0	0	0	0	0
-183.33	0.37	0.096	0	0.37	0.096	0	0	0	0	0	0	0
-211.11	0.423	0.11	0	0.423	0.11	0	0	0	0	0	0	0
-238.89	0.476	0.124	0	0.476	0.124	0	0	0	0	0	0	0
-266.67	0.529	0.137	0	0.529	0.137	0	0	0	0	0	0	0
-294.44	0.581	0.151	0	0.581	0.151	0	0	0	0	0	0	0
-322.22	0.633	0.165	0	0.633	0.165	0	0	0	0	0	0	0
-350	0.685	0.178	0	0.685	0.178	0	0	0	0	0	0	0
-377.78	0.737	0.192	0	0.737	0.192	0	0	0	0	0	0	0
-405.56	0.788	0.205	0	0.788	0.205	0	0	0	0	0	0	0
-433.33	0.84	0.218	0	0.84	0.218	0	0	0	0	0	0	0
-461.11	0.892	0.232	0	0.892	0.232	0	0	0	0	0	0	0
-488.89	0.943	0.245	0	0.943	0.245	0	0	0	0	0	0	0
-516.67	0.995	0.259	0	0.995	0.259	0	0	0	0	0	0	0
-544.44	1.046	0.272	0	1.046	0.272	0	0	0	0	0	0	0
-572.22	1.097	0.285	0	1.097	0.285	0	0	0	0	0	0	0
-600	1.147	0.298	0	1.147	0.298	0	0	0	0	0	0	0
-625	1.197	0.311	0	1.197	0.311	0	0.002	0.012	0	0.002	0.012	0
-654.81	1.25	0.325	0	1.25	0.325	0	0.055	0.287	0	0.055	0.287	0
-684.62	1.305	0.339	0	1.305	0.339	0	0.11	0.574	0	0.11	0.574	0
-714.42	1.36	0.354	0	1.36	0.354	0	0.165	0.86	0	0.165	0.86	0
-744.23	1.415	0.368	0	1.415	0.368	0	0.221	1.147	0	0.221	1.147	0
-774.04	1.47	0.382	0	1.47	0.382	0	0.276	1.434	0	0.276	1.434	0
-803.85	1.525	0.396	0	1.525	0.396	0	0.331	1.72	0	0.331	1.72	0
-833.65	1.58	0.411	0	1.58	0.411	0	0.386	1.669	0	0.386	1.669	0
-863.46	1.634	0.425	0	1.634	0.425	0	0.441	1.322	0	0.441	1.322	0
-893.27	1.689	0.439	0	1.689	0.439	0	0.496	1.042	0	0.496	1.042	0
-923.08	1.744	0.453	0	1.744	0.453	0	0.551	0.823	0	0.551	0.823	0
-952.88	1.799	0.468	0	1.799	0.468	0	0.607	0.659	0	0.607	0.659	0
-982.69	1.854	0.563	0	1.854	0.563	0	0.662	0.544	0	0.662	0.544	0
-1012.5	1.909	0.686	0	1.909	0.686	0	0.717	0.469	0	0.717	0.469	0
-1042.31	1.963	0.774	0	1.963	0.774	0	0.772	0.429	0	0.772	0.429	0
-1072.12	2.018	0.835	0	2.018	0.835	0	0.827	0.416	0	0.827	0.416	0
-1101.92	2.073	0.875	0	2.073	0.875	0	0.882	0.425	0	0.882	0.425	0
-1131.73	2.128	0.899	0	2.128	0.899	0	0.937	0.45	0	0.937	0.45	0
-1161.54	2.183	0.911	0	2.183	0.911	0	0.993	0.486	0	0.993	0.486	0

-1191.35	2.237	0.915	0	2.237	0.915	0	1.048	0.53	0	1.048	0.53	0
-1221.15	2.292	0.914	0	2.292	0.914	0	1.103	0.58	0	1.103	0.58	0
-1250.96	2.347	0.91	0	2.347	0.91	0	1.158	0.633	0	1.158	0.633	0
-1280.77	2.402	0.904	0	2.402	0.904	0	1.213	0.687	0	1.213	0.687	0
-1310.58	2.457	0.897	0	2.457	0.897	0	1.268	0.742	0	1.268	0.742	0
-1340.38	2.512	0.89	0	2.512	0.89	0	1.323	0.797	0	1.323	0.797	0
-1370.19	2.566	0.883	0	2.566	0.883	0	1.379	0.853	0	1.379	0.853	0
-1400	2.607	0.87	0	2.607	0.87	0	1.42	0.902	0	1.42	0.902	0

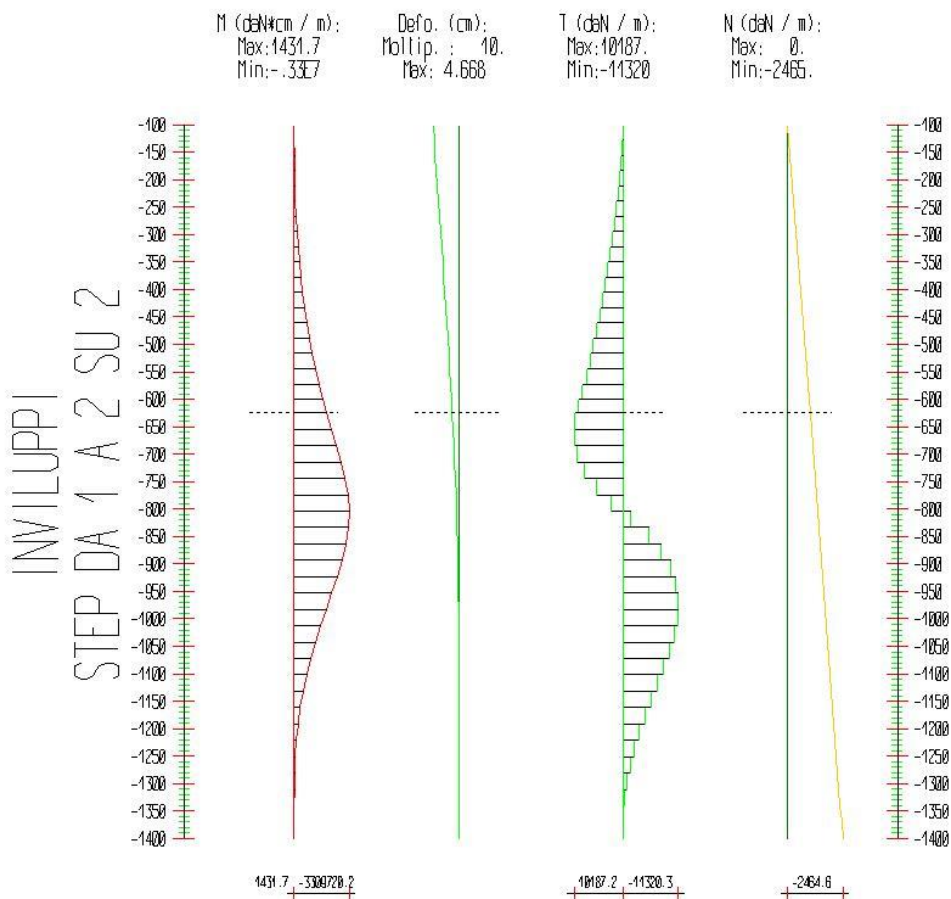
s_v = tensione verticale totale
 s_h = tensione orizzontale totale
 u = pressione neutra
 s'_v = tensione verticale efficace
 s'_h = tensione orizzontale efficace

Risultanti delle pressioni [daN] e bracci [cm], Paratia PAR_1							
Monte				Valle			
R_h	-59740.6	b_h	882.9	R_h	59737	b_h	882.9
R'_h	-59740.6	b'_h	882.9	R'_h	59737	b'_h	882.9
R_u	0	b_u	0	R_u	0	b_u	0

R = risultanti delle spinte, b = bracci rispetto alla testa della paratia.
 pedice h = risultante delle pressioni totali sulla paratia.
 pedice h' = risultante delle pressioni efficaci sulla paratia.
 pedice u = risultante delle pressioni neutre sulla paratia.

Inviluppo delle sollecitazioni

Segue l'inviluppo dei risultati ottenuti negli Step considerati.



Inviluppo - Paratia PAR_1						
Progressiva	M [daN cm]		T [daN]		N [daN]	
	Min.	Max	Min.	Max	Min.	Max
z						
-127.8	-2211.	0.	0.	79.6	-52.7	-52.7
-155.6	-9679.	0.	0.	268.8	-105.3	-105.3
-183.3	-23497	0.	0.	497.4	-158.	-158.
-211.1	-44742	0.	0.	764.8	-210.6	-210.6
-238.9	-74480	0.	0.	1070.6	-263.3	-263.3
-266.7	-.11E6	0.	0.	1414.4	-316.	-316.
-294.4	-.16E6	0.	0.	1796.2	-368.6	-368.6
-322.2	-.23E6	0.	0.	2215.6	-421.3	-421.3
-350.	-.3E6	0.	0.	2672.7	-474.	-474.
-377.8	-.39E6	0.	0.	3167.2	-526.6	-526.6
-405.6	-.49E6	0.	0.	3699.1	-579.3	-579.3
-433.3	-.61E6	0.	0.	4268.4	-631.9	-631.9
-461.1	-.74E6	0.	0.	4875.	-684.6	-684.6
-488.9	-.9E6	0.	0.	5518.8	-737.3	-737.3
-516.7	-.11E7	0.	0.	6199.7	-789.9	-789.9
-544.4	-.13E7	0.	0.	6917.9	-842.6	-842.6
-572.2	-.15E7	0.	0.	7673.1	-895.3	-895.3
-600.	-.17E7	0.	0.	8465.4	-947.9	-947.9
-625.	-.19E7	0.	0.	9252.5	-995.3	-995.3

-654.8	-.22E7	0.	0.	10074.	-1052.	-1052.
-684.6	-.25E7	0.	0.	10187.	-1108.	-1108.
-714.4	-.28E7	0.	0.	9488.7	-1165.	-1165.
-744.2	-.31E7	0.	0.	7978.1	-1221.	-1221.
-774.	-.32E7	0.	0.	5655.4	-1278.	-1278.
-803.8	-.33E7	0.	0.	2520.5	-1334.	-1334.
-833.7	-.33E7	0.	-1427.	0.	-1391.	-1391.
-863.5	-.31E7	0.	-5176.	0.	-1447.	-1447.
-893.3	-.29E7	0.	-7851.	0.	-1504.	-1504.
-923.1	-.26E7	0.	-9648.	0.	-1560.	-1560.
-952.9	-.23E7	0.	-10750	0.	-1617.	-1617.
-982.7	-.19E7	0.	-11320	0.	-1673.	-1673.
-1013.	-.16E7	0.	-11262	0.	-1730.	-1730.
-1042.	-.13E7	0.	-10617	0.	-1787.	-1787.
-1072.	-.1E7	0.	-9588.	0.	-1843.	-1843.
-1102.	-.75E6	0.	-8339.	0.	-1900.	-1900.
-1132.	-.54E6	0.	-6998.	0.	-1956.	-1956.
-1162.	-.37E6	0.	-5659.	0.	-2013.	-2013.
-1191.	-.24E6	0.	-4392.	0.	-2069.	-2069.
-1221.	-.14E6	0.	-3246.	0.	-2126.	-2126.
-1251.	-74943	0.	-2250.	0.	-2182.	-2182.
-1281.	-32480	0.	-1425.	0.	-2239.	-2239.
-1311.	-9267.	0.	-778.8	0.	-2295.	-2295.
-1340.	0.	190.4	-317.3	0.	-2352.	-2352.
-1370.	0.	1431.7	-41.6	0.	-2408.	-2408.
-1400.	0.	0.	0.	48.	-2465.	-2465.

Verifiche

Il calcolo è stato eseguito correttamente per 2 Step.

Verifiche delle sezioni

Le verifiche tensionali vengono eseguite col metodo degli stati limite. Le sezioni degli elementi strutturali sono verificate a pressoflessione retta, sollecitate dai valori di momento flettente e sforzo normale derivanti dal calcolo.

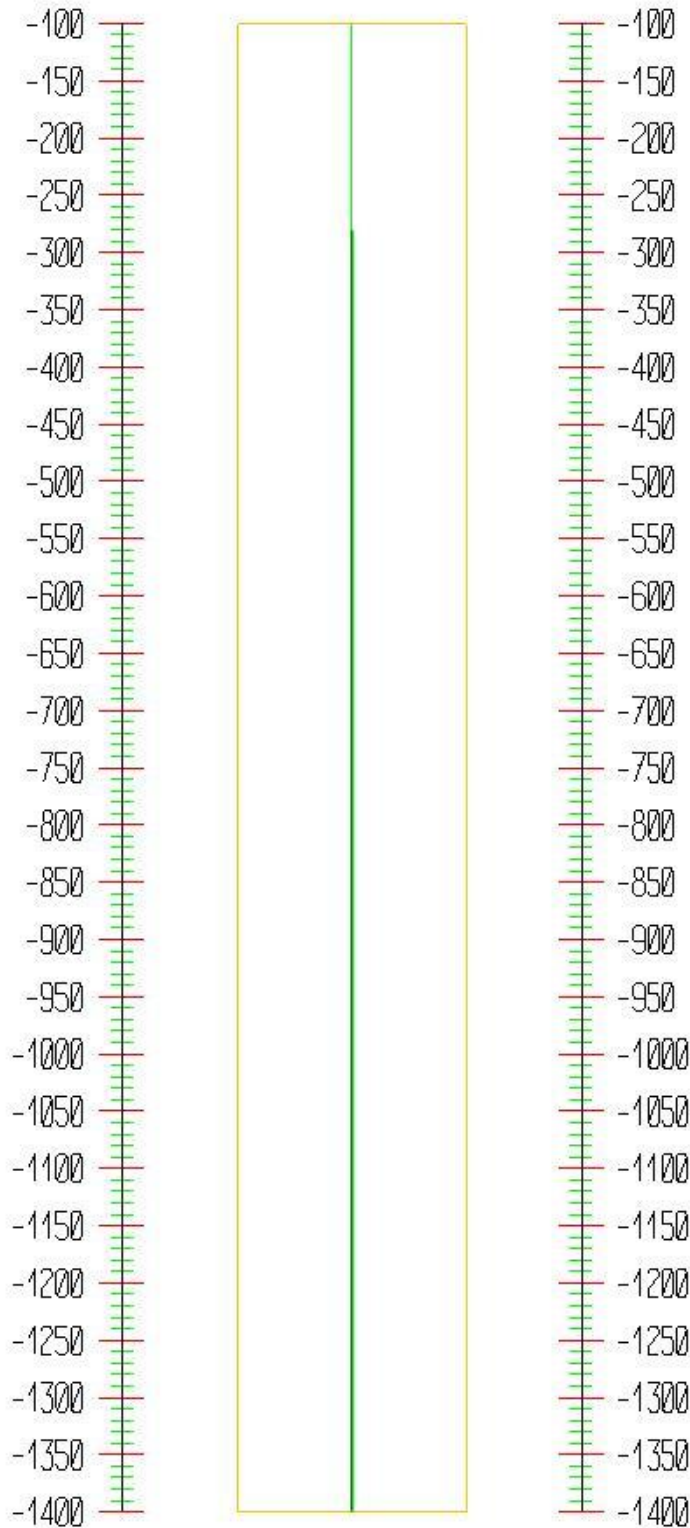
Segue la descrizione dei risultati ottenuti nei diversi Step considerati.

Step 1

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Acciaio (daN/cm²):
 Max: -10.2 (3381.)

VERIFICHE





Tensioni - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (acciaio:3380.95)

s max = max tens. di compressione, s max2 = max tens. di trazione, e max = max defo. di compressione, e max2 = max defo. di trazione.

Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s max [daN/cm ²]	s max2 [daN/cm ²]	e max [%]	e max2 [%]	Verifica
-100	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta
-127.8	0	-35.1	-0.2	-0.2	0	0	Soddisfatta
-155.6	0	-70.2	-0.4	-0.4	0	0	Soddisfatta
-183.3	0	-105.3	-0.7	-0.7	0	0	Soddisfatta
-211.1	0	-140.4	-0.9	-0.9	0	0	Soddisfatta
-238.9	0	-175.5	-1.1	-1.1	0	0	Soddisfatta
-266.7	0	-210.6	-1.3	-1.3	0	0	Soddisfatta
-294.4	0	-245.8	-1.5	-1.5	0	0	Soddisfatta
-322.2	0	-280.9	-1.7	-1.7	0	0	Soddisfatta
-350	0	-316	-2	-2	0	0	Soddisfatta
-377.8	0	-351.1	-2.2	-2.2	0	0	Soddisfatta
-405.6	0	-386.2	-2.4	-2.4	0	0	Soddisfatta
-433.3	0	-421.3	-2.6	-2.6	0	0	Soddisfatta
-461.1	0	-456.4	-2.8	-2.8	0	0	Soddisfatta
-488.9	0	-491.5	-3.1	-3.1	0	0	Soddisfatta
-516.7	0	-526.6	-3.3	-3.3	0	0	Soddisfatta
-544.4	0	-561.7	-3.5	-3.5	0	0	Soddisfatta
-572.2	0	-596.8	-3.7	-3.7	0	0	Soddisfatta
-600	0	-631.9	-3.9	-3.9	0	0	Soddisfatta
-625	0	-663.5	-4.1	-4.1	0	0	Soddisfatta
-654.8	0	-701.2	-4.4	-4.4	0	0	Soddisfatta
-684.6	0	-738.9	-4.6	-4.6	0	0	Soddisfatta
-714.4	0	-776.6	-4.8	-4.8	0	0	Soddisfatta
-744.2	0	-814.2	-5.1	-5.1	0	0	Soddisfatta
-774	0	-851.9	-5.3	-5.3	0	0	Soddisfatta
-803.8	0	-889.6	-5.5	-5.5	0	0	Soddisfatta
-833.7	0	-927.3	-5.8	-5.8	0	0	Soddisfatta
-863.5	0	-964.9	-6	-6	0	0	Soddisfatta
-893.3	0	-1002.6	-6.2	-6.2	0	0	Soddisfatta
-923.1	0	-1040.3	-6.5	-6.5	0	0	Soddisfatta
-952.9	0	-1078	-6.7	-6.7	0	0	Soddisfatta
-982.7	0	-1115.6	-6.9	-6.9	0	0	Soddisfatta
-1012.5	0	-1153.3	-7.2	-7.2	0	0	Soddisfatta
-1042.3	0	-1191	-7.4	-7.4	0	0	Soddisfatta
-1072.1	0	-1228.7	-7.6	-7.6	0	0	Soddisfatta
-1101.9	0	-1266.3	-7.9	-7.9	0	0	Soddisfatta
-1131.7	0	-1304	-8.1	-8.1	0	0	Soddisfatta
-1161.5	0	-1341.7	-8.3	-8.3	0	0	Soddisfatta
-1191.3	0	-1379.3	-8.6	-8.6	0	0	Soddisfatta
-1221.2	0	-1417	-8.8	-8.8	0	0	Soddisfatta
-1251	0	-1454.7	-9	-9	0	0	Soddisfatta

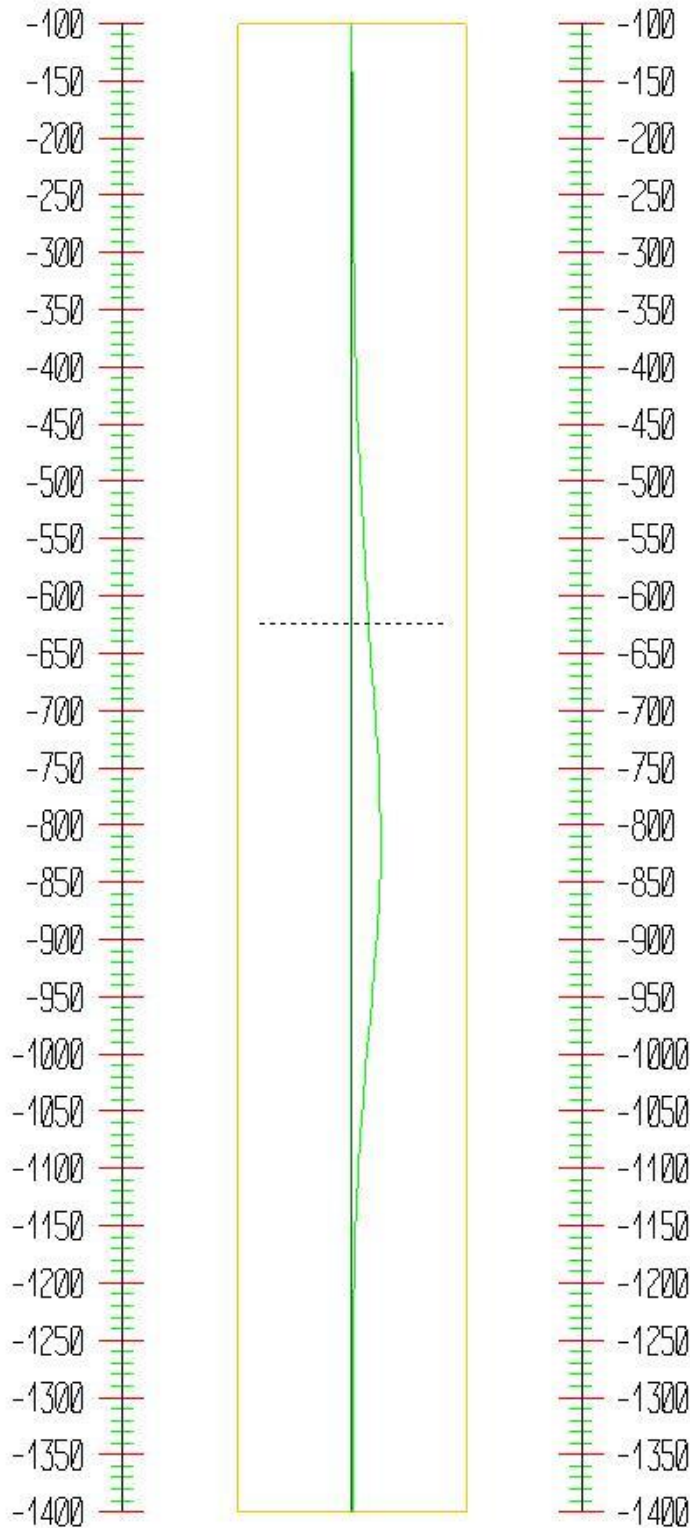
-1280.8	0	-1492.4	-9.3	-9.3	0	0	Soddisfatta
-1310.6	0	-1530	-9.5	-9.5	0	0	Soddisfatta
-1340.4	0	-1567.7	-9.7	-9.7	0	0	Soddisfatta
-1370.2	0	-1605.4	-10	-10	0	0	Soddisfatta
-1400	0	-1643.1	-10.2	-10.2	0	0	Soddisfatta

Step 2

In questo Step si hanno i seguenti valori di tensione:

Acciaio (daN/cm²):
 Max: -836.5 (3381.)

VERIFICHE





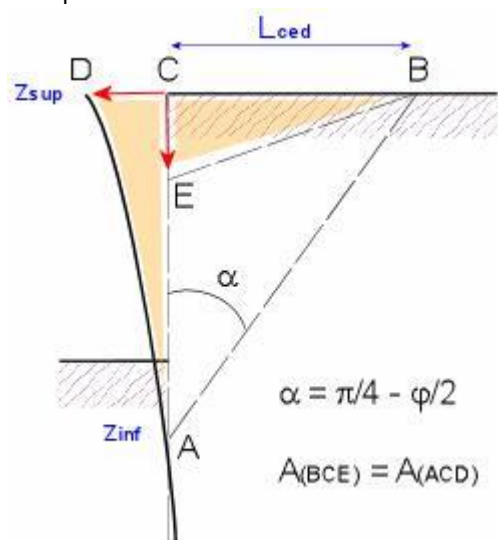
Tensioni - Paratia PAR_1 - Porzione 1 (acciaio:3380.95)							
s max = max tens. di compressione, s max2 = max tens. di trazione, e max = max defo. di compressione, e max2 = max defo. di trazione.							
Progressiva	M [daN cm]	N [daN]	s max [daN/cm ²]	s max2 [daN/cm ²]	e max [%]	e max2 [%]	Verifica
-100	0	0	0	0	0	0	Soddisfatta
-127.8	-1473.9	-35.1	-0.8	0.3	0	0	Soddisfatta
-155.6	-6452.4	-70.2	-2.9	2	0	0	Soddisfatta
-183.3	-15664.3	-105.3	-6.6	5.3	0	0	Soddisfatta
-211.1	-29827.8	-140.4	-12.1	10.4	0	0	Soddisfatta
-238.9	-49653.5	-175.5	-19.8	17.7	0	0	Soddisfatta
-266.7	-75846.7	-210.6	-29.9	27.5	0	0	Soddisfatta
-294.4	-109109	-245.8	-42.6	39.9	0	0	Soddisfatta
-322.2	-150138.9	-280.9	-58.3	55.2	0	0	Soddisfatta
-350	-199632.4	-316	-77.1	73.7	0	0	Soddisfatta
-377.8	-258284	-351.1	-99.4	95.8	0	0	Soddisfatta
-405.6	-326786.3	-386.2	-125.5	121.5	-0.01	0.01	Soddisfatta
-433.3	-405831	-421.3	-155.4	151.3	-0.01	0.01	Soddisfatta
-461.1	-496108.2	-456.4	-189.7	185.3	-0.01	0.01	Soddisfatta
-488.9	-598307.5	-491.5	-228.4	223.9	-0.01	0.01	Soddisfatta
-516.7	-713117.5	-526.6	-271.8	267.2	-0.01	0.01	Soddisfatta
-544.4	-841226.2	-561.7	-320.3	315.5	-0.02	0.02	Soddisfatta
-572.2	-983320.8	-596.8	-374	369.2	-0.02	0.02	Soddisfatta
-600	-1140088.2	-631.9	-433.3	428.4	-0.02	0.02	Soddisfatta
-625	-1294296.1	-663.5	-491.5	486.7	-0.02	0.02	Soddisfatta
-654.8	-1494474.4	-701.2	-567.2	562.4	-0.03	0.03	Soddisfatta
-684.6	-1696911.7	-738.9	-643.6	639	-0.03	0.03	Soddisfatta
-714.4	-1885469.5	-776.6	-714.9	710.2	-0.03	0.03	Soddisfatta
-744.2	-2044009.5	-814.2	-774.8	770.1	-0.04	0.04	Soddisfatta
-774	-2156392.7	-851.9	-817.4	812.5	-0.04	0.04	Soddisfatta
-803.8	-2206480.2	-889.6	-836.5	831.3	-0.04	0.04	Soddisfatta
-833.7	-2178132.7	-927.3	-826	820.3	-0.04	0.04	Soddisfatta
-863.5	-2075277.3	-964.9	-787.5	781	-0.04	0.04	Soddisfatta
-893.3	-1919269.6	-1002.6	-729	721.6	-0.03	0.03	Soddisfatta
-923.1	-1727551.3	-1040.3	-657	648.7	-0.03	0.03	Soddisfatta
-952.9	-1513939.4	-1078	-576.8	567.5	-0.03	0.03	Soddisfatta
-982.7	-1288985.4	-1115.6	-492.3	481.9	-0.02	0.02	Soddisfatta
-1012.5	-1065185.2	-1153.3	-408.3	396.8	-0.02	0.02	Soddisfatta
-1042.3	-854206.1	-1191	-329.1	316.6	-0.02	0.02	Soddisfatta
-1072.1	-663671.4	-1228.7	-257.6	244.1	-0.01	0.01	Soddisfatta
-1101.9	-497955.6	-1266.3	-195.4	181	-0.01	0.01	Soddisfatta
-1131.7	-358903	-1304	-143.3	128	-0.01	0.01	Soddisfatta
-1161.5	-246454.5	-1341.7	-101.1	85.1	0	0	Soddisfatta
-1191.3	-159174.5	-1379.3	-68.5	51.8	0	0	Soddisfatta
-1221.2	-94677.9	-1417	-44.5	27.1	0	0	Soddisfatta
-1251	-49962.1	-1454.7	-27.9	9.9	0	0	Soddisfatta

-1280.8	-21653.3	-1492.4	-17.4	-1.1	0	0	Soddisfatta
-1310.6	-6178.1	-1530	-11.8	-7.2	0	0	Soddisfatta
-1340.4	126.9	-1567.7	-9.8	-9.7	0	0	Soddisfatta
-1370.2	954.4	-1605.4	-10.3	-9.6	0	0	Soddisfatta
-1400	0	-1643.1	-10.2	-10.2	0	0	Soddisfatta

Calcolo dei cedimenti a monte della paratia

Metodo *Volume* per il calcolo dei cedimenti a monte della paratia.

Si ipotizza che la variazione di volume complessiva del terreno coinvolto nel processo deformativo sia nulla (deformandosi, i terreni tendono a dilatare). In questo caso, definito il cuneo di spinta, si ha uguaglianza tra il volume che il terreno occupa in seguito allo spostamento della paratia e quello che il terreno libera per i cedimenti verticali a monte dell'opera.



Segue il calcolo per tutti gli Step (Da Step 1 a Step 2).

Paratia PAR_1 Step 1		
$z_{sup} = 0[\text{cm}]$ $z_{inf} = -1280.8[\text{cm}]$ $L_{ced} = 739.5[\text{cm}]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	0
50	-50	0
100	0	0
150	50	0
200	100	0
250	150	0
300	200	0
350	250	0
400	300	0
450	350	0
500	400	0
550	450	0
600	500	0
650	550	0
700	600	0
739.5	639.5	0

Paratia PAR_1 Step 2		
$z_{sup} = 0[cm]$ $z_{inf} = -1400[cm]$ $L_{ced} = 808.3[cm]$		
Distanza [cm]	Coord. x [cm]	Cedim. dz [cm]
0	-100	1.04
50	-50	0.98
100	0	0.92
150	50	0.85
200	100	0.79
250	150	0.72
300	200	0.66
350	250	0.59
400	300	0.53
450	350	0.46
500	400	0.4
550	450	0.33
600	500	0.27
650	550	0.2
700	600	0.14
750	650	0.08
800	700	0.01
808.3	708.3	0

9.40 Catenaria per l'illuminazione

9.40.1 Condizioni al contorno

iniziale punto A	quota alta	14.00 m		
finale punto B	quota bassa	12.00 m		
	dislivello delta =	2.00 m		va bene almeno fino a che la freccia = dislivello delta
distanza in orizzontale fra A e B	L =	150.00 m		angolo alfa = 0.013333 rad -----> 0.763898 gradi
distanza "effettiva" fra A e B è la c.d. "corda"	Lc =	150.01 m		
Definita rispetto all'orizzontale A-A*	freccia f =	20.00 m		freccia che vogliamo avere [deformazione al vertice della parabola]

appliciamo la equazione $y = \frac{4 \cdot f}{Lm^2} \cdot x^2$ della parabola con origine nel vertice

Definita come **Lm** la distanza in orizzontale tra A e A* [essendo il punto A* il simmetrico rispetto all'origine]
 inseriamo nella cella con il bordo azzurro, per successivi tentativi un valore (in ogni caso Lm > L)

$Lm \geq 150.00$ $Lm = 153.95$ m

Con questo valore abbiamo le coordinate del punto A ----->

distanza da A [in metri]	xA	yA
punto A	-76.975	20.000
≡ zero	≡ - Lm / 2	≡ f

e per il punto A* - come detto simmetrico rispetto all'origine - abbiamo

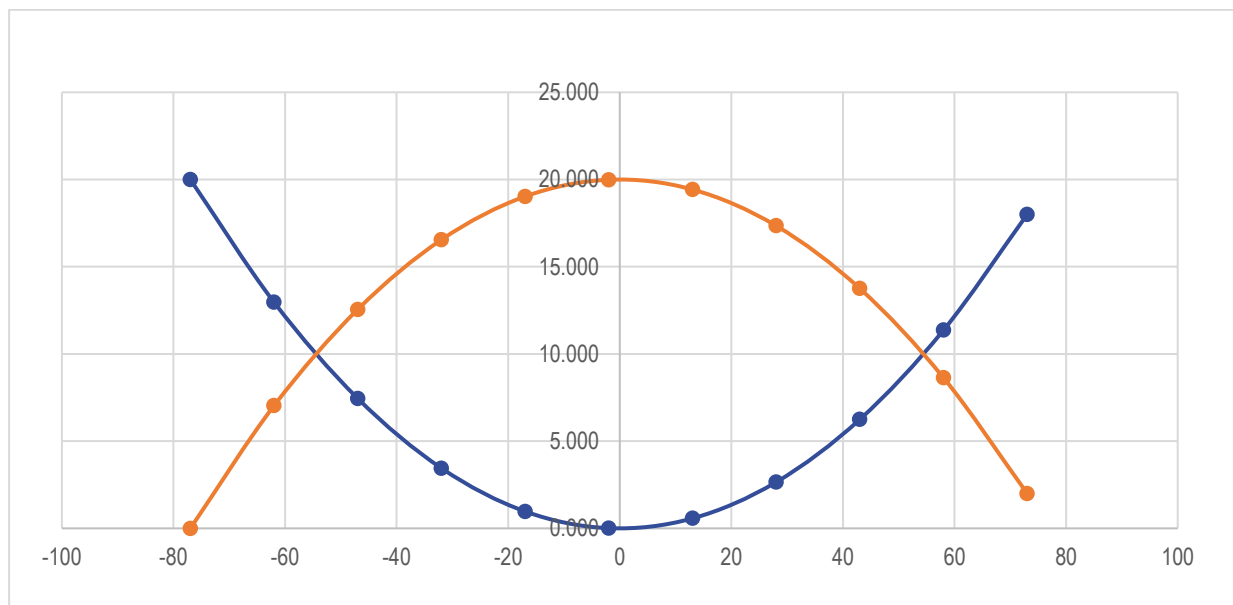
	xA*	yA*
punto A*	76.975	20.000
≡ Lm	≡ + Lm / 2	≡ f

Con le quote e distanze impostate abbiamo inoltre

$xB = L - Lm/2 = 73.025$ m
 $yB = f - \text{delta} = 18.000$ m ≡ 1° termine

e applicando l'equazione per $x = xB$ otteniamo $yB = 18.000$ m ≡ 2° termine punto B **150.00** m

		distanza da A [in metri]		x	y	freccia in verticale rispetto		
		inizio	punto A			all'orizzontale A--A*	alla corda A \ B	
						lunghezza	fv_o	fv_c
suddivisione in 10 tratte			0.00	-76.975	20.000		0	0
distanza fra ogni punto	t = L / 10 = 15 m	1	15.00	-61.975	12.965	16.57	7.035264	6.835264188
		2	30.00	-46.975	7.448	15.98	12.55158	12.15157965
		3	45.00	-31.975	3.451	15.52	16.54895	15.94894638
		4	60.00	-16.975	0.973	15.20	19.02736	18.22736439
		5	75.00	-1.975	0.013	15.03	19.98683	18.98683367
		6	90.00	13.025	0.573	15.01	19.42735	18.22735422
		7	105.00	28.025	2.651	15.14	17.34893	15.94892605
		8	120.00	43.025	6.248	15.43	13.75155	12.15154914
		9	135.00	58.025	11.365	15.85	8.635224	6.835223514
		fine	punto B	73.025	18.000	16.40	1.999949	-5.08426E-05
$\kappa = 4f / Lm^2 = 0.00337544$						lunghezza parabola		
						156.14		
	vertice della parabola (nell'origine 0,0)		76.975	0	0		20.00	18.97366667
	diversa da zero; non ≡ A							
punto generico	con distanza da A [in metri]	L =	40 m	-36.975	4.614737	15.38526		14.85192955
	max ≡ L _B ≤ 150.00							



9.40.2 Materiale

CARATTERISTICHE TECNICHE " FUNI ISOLANTI "

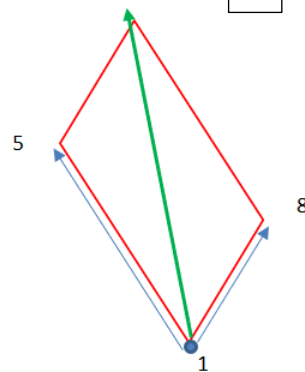
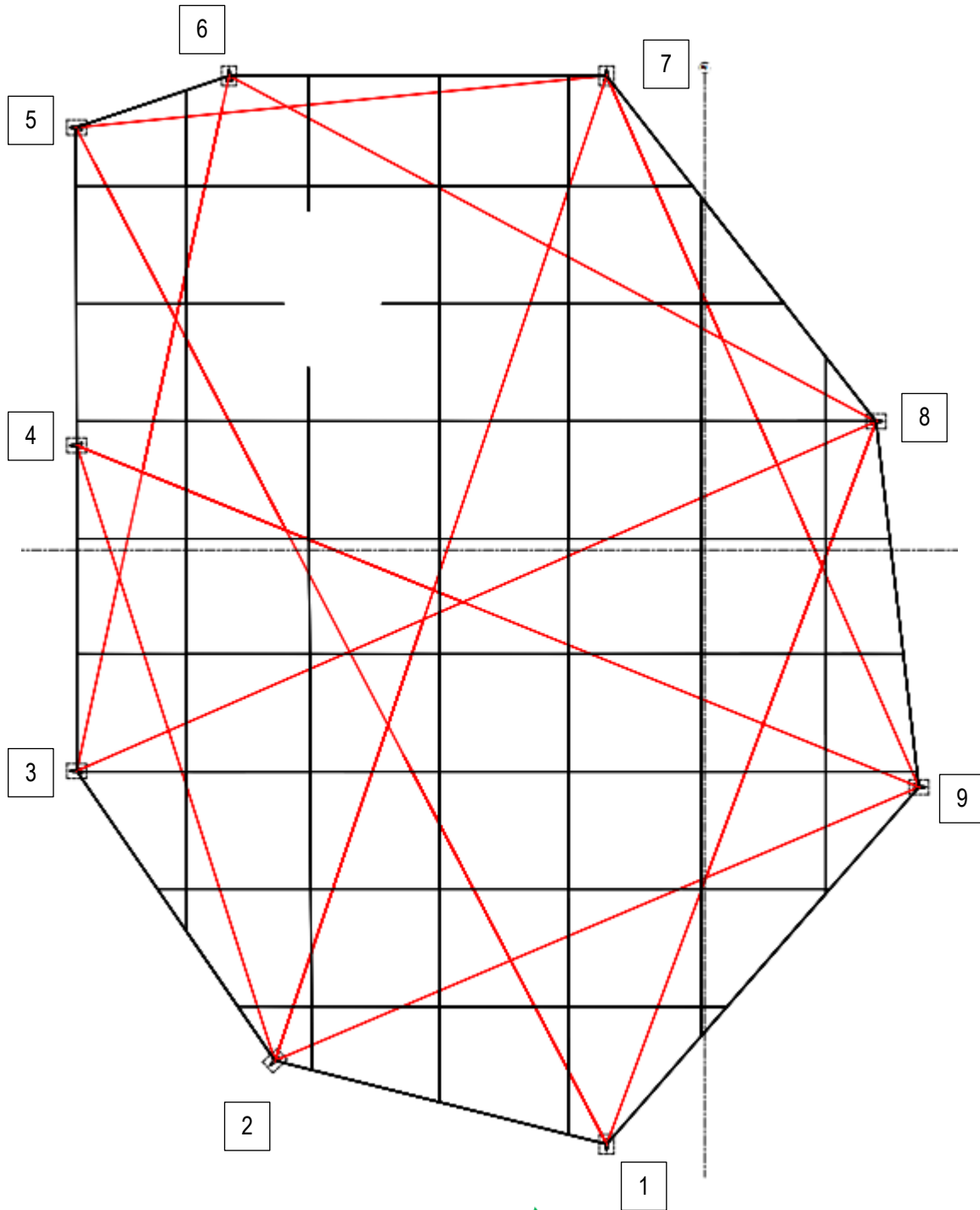
FUNI ISOLANTI CON GUAINA ESTERNA IN POLIETILENE - ALKATHENE (CEI-UNEL 79825 per TIPO A)											
Grandezza	TIPO A Filato interno in poliestere Allungamento al carico max.: 8% (Therylene) Valore di carico 640 N/mm ² Modulo elastico: 9.8 kN/mm ² (Youngs)			TIPO F Filato interno in Kevlar 29® Allungamento al carico max.: 2,5% Valore di carico 1926 N/mm ² Modulo elastico: 77.7 kN/mm ² (Youngs)				TIPO G Filato interno in Kevlar 49® Allungamento al carico max.: 1,5% Valore di carico 1926 N/mm ² Modulo elastico: 125.6 kN/mm ² (Youngs)			
	diam. est. mm.	diam. nom. filato mm.	Carico di rottura nominale Kg.	Grandezza	diam. est. mm.	diam. nom. filato mm.	Carico di rottura nominale Kg.	Grandezza	diam. est. mm.	diam. nom. filato mm.	Carico di rottura nominale Kg.
TON 0,3	4	2,2	300	TON 0,75	4	3	750	TON 0,75	4	3	750
TON 0,5	7	3,78	500	TON 1,5	7	4	1,500	TON 1,5	7	4	1,500
TON 1	8,5	5,3	1,000	TON 3	8,5	5,4	3,000	TON 3	8,5	5,4	3,000
TON 2	11	7,5	2,000	TON 6	11	7,6	6,000	TON 6	11	7,6	6,000
TON 3,5	13,5	10	3,500	TON 10,5	13,5	10	10,500	TON 10,5	13,5	10	10,500
TON 5	17	12	5,000	TON 15	17	12,5	15,000	TON 15	17	12,5	15,000
TON 7,5	19,8	15	7,500	TON 22,5	19,8	15	22,500	TON 22,5	19,8	15	22,500
TON 10	22	17	10,000	TON 30	22	17	30,000	TON 30	22	17	30,000
TON 15	27,5	22	15,000	TON 45	27,5	21,5	45,000	TON 45	27,5	21,5	45,000
TON 20	31	24	20,000	TON 60	31	24	60,000	TON 60	31	24	60,000
TON 30	36	29	30,000	TON 90	36	29	90,000	TON 90	36	29	90,000
TON 50	47	39	50,000	TON 150	47	39	150,000	TON 150	47	39	150,000

Nota : tolleranza di diametro esterno : ca. 2%

POSSIBILE FORNITURA DI FUNI NON PROPAGANTI LA FIAMMA MODELLO AX

9.40.3 Calcolo della freccia e forze

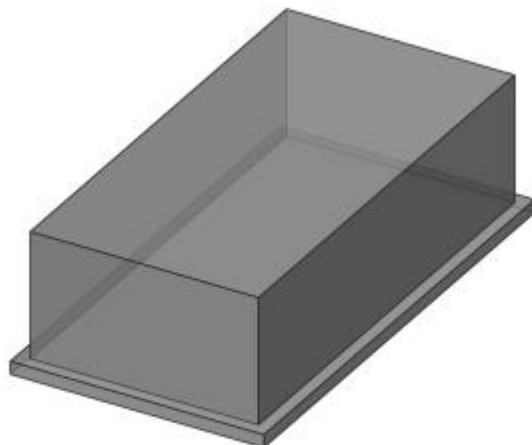
		f' = freccia proposta (calcolata)								
TESATE		istanza [m]	f'	freccia	Lcat	azione.v	azione.o	δ.az.o	Azione.o	Vert
1	5	147	2.90	2.90	147.11	294	3 729	22	3 751	492
1	8	99	1.90	1.90	99.07	198	2 581	15	2 596	
2	4	83	1.60	1.60	83.06	166	2 154	13	2 167	616
2	7	135	2.70	2.70	135.11	270	3 378	21	3 398	
2	9	90	1.80	1.80	90.07	180	2 252	14	2 266	
3	6	95	1.90	1.90	95.08	190	2 377	15	2 391	456
3	8	133	2.60	2.60	133.10	266	3 404	20	3 425	
4	9	135	2.70	2.70	135.11	270	3 378	21	3 398	436
4	2	83	1.60	1.60	83.06	166	2 154	13	2 167	
5	7	68	1.30	1.30	68.05	136	1 780	10	1 790	430
5	1	147	2.90	2.90	147.11	294	3 729	22	3 751	
6	8	93	1.80	1.80	93.07	186	2 404	14	2 419	376
6	3	95	1.90	1.90	95.08	190	2 377	15	2 391	
7	9	100	2.00	2.00	100.08	200	2 502	15	2 517	606
7	2	135	2.70	2.70	135.11	270	3 378	21	3 398	
7	5	68	1.30	1.30	68.05	136	1 780	10	1 790	
8	3	133	2.60	2.60	133.10	266	3 404	20	3 425	452
8	6	93	1.80	1.80	93.07	186	2 404	14	2 419	
8	1	99	1.90	1.90	99.07	198	2 581	15	2 596	398
9	7	100	2.00	2.00	100.08	200	2 502	15	2 517	
9	2	90	1.80	1.80	90.07	180	2 252	14	2 266	450
9	4	135	2.70	2.70	135.11	270	3 378	21	3 398	
		2 356				4 716	59 877	360	60 237	4 716



			1--5	1--8	
	x =		-29.00	23.00	
	y =		50.00	50.00	
	diag =		57.80	55.04	
ORIZZONTALE	ax =	(azione/diag)*x =	-1 882	1 085	-797
VERTICALE	ay =	(azione/diag)*y =	3 245	2 359	5 603
	Azione.o =		3 751	2 596	
				Orizz	5 660

9.40.4 Verifica fondazione tipologica

1 Geometry



Type of footing : FONDAZIONE ISOLATA

Geometry description			Altitude level (mm)		
Footing (mm)			Footing		SE
Width	Length	Height	Top	Bottom	Top
1800	3500	1000	0	-1000	0

Element under footing

Type of element under footing	Magrone
Thickness of element	100 mm Non bloccati
Fck	12 MPa
Density	2300 kg/m ³
Projection at left	100 mm
Projection at right	100 mm
Projection at back	100 mm
Projection at front	100 mm

Soil layers						
Soil layer	Min/Max	Condition	Weight	Friction	Cohesion	Type
	Depth (mm)		(kN/m ³)	angle	(MPa)	
1 - STRATO 1	0 /	Drained	18.5	32 °	0	Non-cohesive
	-3500	Undrained	18.5	0 °	0	
2 - STARTO 2	-3500 /	Drained	18.5	28 °	0.05	Cohesive
	-6000	Undrained	18.5	0 °	0.05	
3 - STRATO 3	-6000 /	Drained	18.5	32 °	0	Non-cohesive
	-15500	Undrained	18.5	0 °	0	
4 - STRATO 4	-15500 /	Drained	20	38 °	0	Non-cohesive
	-	Undrained	20	0 °	0	

Soil layers					
Soil layer	Poisson's ratio	Oedometric modulus	Young modulus	Menard modulus	α_{Menard}
1 - STRATO 1	0.3	34	25.26	15	0.5
2 - STARTO 2	0.3	40.38	30	15	0.5
3 - STRATO 3	0.3	40.38	30	15	0.5
4 - STRATO 4	0.25	73	60.83	9.9	0.33

3 Loads and combinations

Load cases description										
ID	Title	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	γ_{EQU}	γ_{STR}	γ_{GEO}	$\gamma_{EQU Fav}$	$\gamma_{STR Fav}$	$\gamma_{GEO Fav}$
1	Carichi permanenti 1	-	-	-	1.1	1.3	1	0.9	1	1
2	Carichi variabili 1	0.7	0.7	0.6	1.5	1.5	1.3	0	0	0

Loads						
Load	Load case name	V	M_x	M_y	H_x	H_y
		(kN)	(kN · m)	(kN · m)	(kN)	(kN)
1	1 - Carichi permanenti 1	0	0	0	0	0
2	2 - Carichi variabili 1	5	136	0	0	0
Carico sul terreno G	1 - Carichi permanenti 1	0	-	-	-	-
Carico sul terreno Q	2 - Carichi variabili 1	0	-	-	-	-

Exposure class	XC2	(UNI EN 206 – 2006)
Structural class	S4	(UNI EN 206 – 2006)
Concrete covers		(4.1.6.1.3/NTC 2018)

Nominal concrete cover (mm)			Minimal values (mm)	
Top	Bottom	Lateral	c_{nom}	$c_{min,b}$
40	75	40	30	10

Minimal cover value for durability	$c_{min,dur} = 20$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Execution tolerance	$\Delta c_{dev} = 10$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Security tolerance	$\Delta c_{dev} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Reduction for stainless steel	$\Delta c_{dur,st} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)
Reduction for supplementary protection	$\Delta c_{dur,sp} = 0$ mm	(4.1.6.1.3/NTC 2018)

5 Design assumptions

Global design assumptions

Earth loads and overloads on the footing are not taken into account for the calculation of the cross sectional areas of steel in the footing.

Self weight of the footing is considered for reinforcement calculation.

Longitudinal reinforcement design method when no bending moment: Bi-cantilever method.

Earthquake codes not taken into account.

Iteration step for calculation of the cross section area of steel is 0.1 cm²

Pedestal self weight not taken into account.

Design approach 1

Bearing capacity assumptions

The contact pressure distribution is rectangular (Meyerhof, EN 1997 - Annex D)

The characteristic value of the soil bearing resistance is calculated.

The inclination factors of the load are taken into account.

Bearing soil behaviour: Frictional soil (or granular).

Foundation inclination: 0 °

Sliding assumptions

Type: In-situ member

The friction angle between the soil and the footing: $\delta = 1 \varphi'$

Load eccentricity assumptions

The footing area in compression must be at least equal to:

7 % of total base area at ULS fundamental/accidental/seismic.

50 % of total base area at SLS characteristic.

67 % of total base area at SLS quasi-permanent/frequent.

Partial factors for soil parameters

Soil parameter	Symbol	Set 1 (M1)	Set 2 (M2)
Angle of shearing resistance *	$\gamma_{\phi'}$	1.00	1.25
Effective cohesion	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Undrained shear strength	γ_{cu}	1.00	1.40
Unconfined strength	γ_{qu}	1.00	1.40
Weight density	γ_{γ}	1.00	1.00
Friction resistance (seismic)	γ_M	1.25	1.25
* This factor is applied to $\tan \phi'$			

Partial resistance factors

Resistance	Symbol	Set 1 (R1)	Set 2 (R2)
Bearing (ULS)	γ_{Rv}	1.00	1.80
Bearing (SLS)	$\gamma_{Rv,SLS}$	3.00	3.00
Sliding (ULS)	γ_{Rh}	1.00	1.10

6 Bearing resistance check

6.1 Bearing resistance assumptions

The contact pressure distribution is rectangular (Meyerhof, EN 1997 - Annex D)

The characteristic value of the soil bearing resistance is calculated.

The inclination factors of the load are taken into account.

Foundation inclination: 0° .

Bearing soil behaviour: Frictional soil (or granular).

Contact pressure distribution: Rectangular (EC7 Annex D)

6.2 Bearing resistance verification

Drained ULS

Combination:

$$110: 1x[1 G]+1.3x[2 Q]$$

Vertical load

$$V_d = 198.05 \text{ kN}$$

Overburden pressure:

$$q' = 0.02 \text{ MPa}$$

Design value of soil resistance

6.2.3 of §6.2.4.1 from NTC 2018

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{ult,k}}{\gamma_{Rv}} = \frac{3.83 \text{ m}^2 \times 0.51 \text{ MPa}}{1.8} = 1089.33 \text{ kN}$$

Total footing bearing area

(D.1) from EN 1997-1

$$A' = (A - 2 \cdot |e_x|) \cdot (B - 2 \cdot |e_y|)$$

$$A' = (2000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm}) \times (3700 \text{ mm} - 2 \times 892.7 \text{ mm})$$

$$A' = 3.83 \text{ m}^2$$

Eccentricity along x

$$e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN}\cdot\text{m}}{198.05 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$$

Eccentricity along y

$$e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{176.8 \text{ kN}\cdot\text{m}}{198.05 \text{ kN}} = 892.7 \text{ mm}$$

Ultimate bearing pressure calculation (D.4) from EN 1997-1

Soil parameters

Effective friction angle

$$\phi' = 26.56^\circ$$

Effective cohesion

$$c' = 0 \text{ MPa}$$

Effective weight density

$$\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$$

Cohesion terms

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi') = (12.59 - 1) \times \cot(26.56^\circ) = 23.18$$

Bearing capacity factor

Shape correction factor

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.43 \times 12.59 - 1}{12.59 - 1} = 1.46$$

Base inclination correction factor

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$$

Load inclination correction factor

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{23.18 \times \tan(26.56^\circ)} = 1$$

Overload terms

Bearing capacity factor

$$N_q = e^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$$

$$N_q = e^{\tan(26.56^\circ)} \times \tan^2\left(45^\circ + \frac{26.56^\circ}{2}\right) = 12.59$$

Shape correction factor

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{1914.6 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}} \times \sin(26.56^\circ) = 1.43$$

Base inclination correction factor

$$b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$$

Load inclination correction factor

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{198.05 \text{ kN} + 3.83 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^0 = 1$$

Surface terms

Bearing capacity factor

$$N_y = 2(N_q - 1) \times \tan(\varphi') = 2(12.59 - 1) \times \tan(26.56^\circ) = 11.59$$

Shape correction factor

$$s_y = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \times \frac{1914.6 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}} = 0.71$$

Base inclination correction factor

$$b_y = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \times \tan(26.56^\circ)]^2 = 1$$

Load inclination correction factor

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{198.05 \text{ kN} + 3.83 \text{ m}^2 \times 0 \text{ MPa} \times \cot(26.56^\circ)}\right)^{0+1}$$

$$i_y = 1$$

Allowable bearing pressure

$$q_{ultk} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_y \cdot b_y \cdot s_y \cdot i_y$$

$$q_{ultk} = 0 \text{ MPa} \times 23.18 \times 1 \times 1.46 \times 1 +$$

$$+ 0.02 \text{ MPa} \times 12.59 \times 1 \times 1.43 \times 1 +$$

$$+ 0.5 \times 18.5 \text{ kN/m}^3 \times 1914.6 \text{ mm} \times 11.59 \times 1 \times 0.71 \times 1$$

$$q_{ultk} = 0.51 \text{ MPa}$$

Ground failure resistance

$$V_d \leq R_d: 198.05 \text{ kN} \leq 1089.33 \text{ kN}$$

6.2.1 of §6.2.4.1 from NTC 2018

(18.18%) Passed

Undrained ULS

No ULS combination under undrained conditions.

Drained SLS

Combination:

113: 1x[1 G]+1x[2 Q]

Vertical load

$$V_d = 196.55 \text{ kN}$$

Overburden pressure:

$$q' = 0.02 \text{ MPa}$$

Design value of soil resistance

$$R_d = \frac{A' \cdot q_{ultk}}{\gamma_{R,s}} = \frac{4.63 \text{ m}^2 \times 1.07 \text{ MPa}}{3} = 1648.14 \text{ kN}$$

6.2.3 of §6.2.4.1 from NTC 2018

Total footing bearing area

$$A' = (A - 2 \cdot |e_x|) \cdot (B - 2 \cdot |e_y|)$$

$$A' = (2000 \text{ mm} - 2 \times 0 \text{ mm}) \times (3700 \text{ mm} - 2 \times 691.9 \text{ mm})$$

$$A' = 4.63 \text{ m}^2$$

(D.1) from EN 1997-1

Eccentricity along x $e_x = \frac{M_y}{V_d} = \frac{0 \text{ kN}\cdot\text{m}}{196.55 \text{ kN}} = 0 \text{ mm}$

Eccentricity along y $e_y = \frac{M_x}{V_d} = \frac{136 \text{ kN}\cdot\text{m}}{196.55 \text{ kN}} = 691.9 \text{ mm}$

Ultimate bearing pressure calculation (D.4) from EN 1997-1

Soil parameters

Effective friction angle $\varphi' = 32^\circ$

Effective cohesion $c' = 0 \text{ MPa}$

Effective weight density $\gamma' = 18.5 \text{ kN/m}^3$

Cohesion terms

Bearing capacity factor $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi') = (23.18 - 1) \cdot \cot(32^\circ) = 35.49$

Shape correction factor $s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} = \frac{1.46 \cdot 23.18 - 1}{23.18 - 1} = 1.48$

Base inclination correction factor $b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35.49 \cdot \tan(32^\circ)} = 1$

Load inclination correction factor $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan(\varphi')} = 1 - \frac{1 - 1}{35.49 \cdot \tan(32^\circ)} = 1$

Overload terms

Bearing capacity factor $N_q = e^{\tan(\varphi')} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}\right)$

$N_q = e^{\tan(32^\circ)} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{32^\circ}{2}\right) = 23.18$

Shape correction factor $s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\varphi') = 1 + \frac{2000 \text{ mm}}{2316.2 \text{ mm}} \cdot \sin(32^\circ) = 1.46$

Base inclination correction factor $b_q = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \cdot \tan(32^\circ)]^2 = 1$

Load inclination correction factor $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^m$

$i_q = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{196.55 \text{ kN} + 4.63 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ MPa} \cdot \cot(32^\circ)}\right)^0 = 1$

Surface terms

Bearing capacity factor $N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan(\varphi') = 2(23.18 - 1) \cdot \tan(32^\circ) = 27.72$

Shape correction factor $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'} = 1 - 0.3 \cdot \frac{2000 \text{ mm}}{2316.2 \text{ mm}} = 0.74$

Base inclination correction factor $b_\gamma = [1 - \alpha \cdot \tan(\varphi')]^2 = [1 - 0 \cdot \tan(32^\circ)]^2 = 1$

Load inclination correction factor $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot(\varphi')}\right)^{m+1}$

$i_\gamma = \left(1 - \frac{0 \text{ kN}}{196.55 \text{ kN} + 4.63 \text{ m}^2 \cdot 0 \text{ MPa} \cdot \cot(32^\circ)}\right)^{0+1}$

$i_\gamma = 1$

Allowable bearing pressure

$q_{ult,k} = c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$

$q_{ult,k} = 0 \text{ MPa} \cdot 35.49 \cdot 1 \cdot 1.48 \cdot 1 +$
 $+ 0.02 \text{ MPa} \cdot 23.18 \cdot 1 \cdot 1.46 \cdot 1 +$
 $+ 0.5 \cdot 18.5 \text{ kN/m}^3 \cdot 2000 \text{ mm} \cdot 27.72 \cdot 1 \cdot 0.74 \cdot 1$
 $q_{ult,k} = 1.07 \text{ MPa}$

Ground failure resistance $V_d \leq R_d: 196.55 \text{ kN} \leq 1648.14 \text{ kN}$

6.2.1 of §6.2.4.1 from NTC 2018 **(11.93%) Passed**

Undrained SLS

No SLS combination under undrained conditions.

7 Load eccentricity

7.1 Compressed surface verification

ULS combination 103: 0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]

Compressed surface verification $\frac{A_c}{A} = 38.7 \% \geq 6.67 \%$

18.09 % (Passed)

SLS QP combination

117: 1x[1 G]+0.6x[2 Q]

Compressed surface verification $\frac{A_c}{A} = 77.33 \% \geq 66.67 \%$

86.64 % (Passed)

SLS CQ combination

113: 1x[1 G]+1x[2 Q]

Compressed surface verification $\frac{A_c}{A} = 62.6 \% \geq 50 \%$

79.87 % (Passed)

SLS FQ combination

115: 1x[1 G]+0.7x[2 Q]

Compressed surface verification $\frac{A_c}{A} = 73.62 \% \geq 66.67 \%$

91.01 % (Passed)

7.2 Simplified eccentricity verification

7.2.1 Ellipse interaction verification

ULS combination

103: 0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]

Eccentricity verification

(6.5.4) from EN 1997-1

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{0 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{1134 \text{ mm}}{3700 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

84.54 % (Passed)

SLS QP combination

117: 1x[1 G]+0.6x[2 Q]

Eccentricity verification

(6.5.4) from EN 1997-1

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{0 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{419.4 \text{ mm}}{3700 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

11.56 % (Passed)

SLS CQ combination

113: 1x[1 G]+1x[2 Q]

Eccentricity verification

(6.5.4) from EN 1997-1

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{0 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{691.9 \text{ mm}}{3700 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

31.47 % (Passed)

SLS FQ combination

115: 1x[1 G]+0.7x[2 Q]

Eccentricity verification

(6.5.4) from EN 1997-1

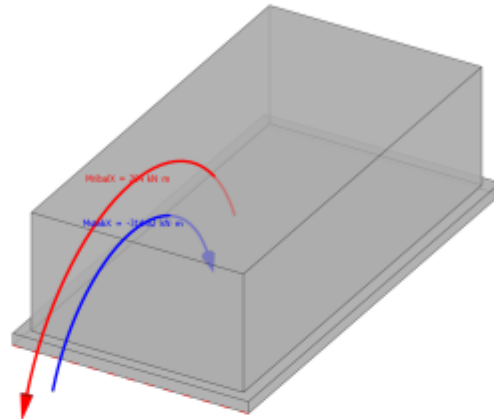
$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 < \frac{1}{9} : \left(\frac{0 \text{ mm}}{2000 \text{ mm}}\right)^2 + \left(\frac{488.1 \text{ mm}}{3700 \text{ mm}}\right)^2 < \frac{1}{9}$$

15.66 % (Passed)

Y direction:

Load combination	103: 0.9x[1 G]+1.5x[2 Q]
Stabilizing moment	$M_{st} = -314.82 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Destabilizing moment	$M_{dest} = 204 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Overturning ratio	$\left \frac{M_{st}}{M_{dest}} \right = 1.54 \geq 1.5$

97.2 % (Passed)



10 Settlement verification

The settlement verification is done according the simplified adjusted elasticity method defined in the appendix F of NF EN1997-1.

Load combination	113: 1x[1 G]+1x[2 Q]
Allowable settlement	$s_{max} = 50 \text{ mm}$
Characteristic vertical load	$V = 196.55 \text{ kN}$
Bearing pressure	$P = \frac{V}{L \cdot B} = \frac{196.55 \text{ kN}}{3700 \text{ mm} \cdot 2000 \text{ mm}} = 0.03 \text{ MPa}$
Design value of the elasticity modulus	$E_m = \frac{\sum_i (E_i \cdot h_i)}{\sum_i (h_i)} = 27.72 \text{ MPa}$
Poisson coefficient	$\nu = \frac{\sum_i (\nu_i)}{i} = 0.3$
Shape and rigidity factor	$\omega = 0.5 \ln \left(\frac{\text{Max}(L; B)}{\text{Min}(L; B)} \right) + 0.88$ $\omega = 0.5 \times \ln \left(\frac{\text{Max}(3700 \text{ mm}; 2000 \text{ mm})}{\text{Min}(3700 \text{ mm}; 2000 \text{ mm})} \right) + 0.88 = 1.19$
Settlement coefficient	$f = (1 - \nu^2) \times \omega = (1 - 0.3^2) \times 1.19 = 1.08$
Total settlement	$s = \frac{P \cdot B \cdot f}{E_m} = \frac{0.03 \text{ MPa} \cdot 2000 \text{ mm} \cdot 1.08}{27.72 \text{ MPa}} = 2.1 \text{ mm}$
Settlement verification	$s = 2.1 \text{ mm} < s_{max} = 50 \text{ mm}$

4.14 % (Passed)

Along Y direction, Top side

ULS load combination

108: 1.3x[1 G]+1.5x[2 Q]

Bi-cantilever method.

Critical calculation resulted at

Left

Foundation length in cantilever

$$L_c = 1750 \text{ mm}$$

Footing self weight and earth loads and overloads resultant force

$$R' = q \cdot L_c \cdot L_2 = 0.03 \text{ MPa} \times 1750 \text{ mm} \times 1800 \text{ mm} = 100.43 \text{ kN}$$

Footing self weight and earth loads and overloads bending moment

$$M' = -R' \cdot k' = -100.43 \text{ kN} \times 875 \text{ mm} = -87.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Application length of soil pressure

$$L' = \text{Min}(L_1 - 2e; L_1)$$

$$L' = \text{Min}(3500 \text{ mm} - 2 \times 979.1 \text{ mm}; 3500 \text{ mm}) = 1541.8 \text{ mm}$$

Soil pressure

$$p = \frac{V_{Ed}}{L' \cdot L_2} = \frac{208.36 \text{ kN}}{1541.8 \text{ mm} \times 1800 \text{ mm}} = 0.08 \text{ MPa}$$

Soil pressure resultant force

$$R = V_{Ed} = 0 \text{ kN}$$

Soil pressure bending moment

$$M = |R| \cdot k = |0 \text{ kN}| \times 0 \text{ mm} = 0 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Design bending moment

$$M_{Ed} = M + M' = 0 \text{ kN}\cdot\text{m} + (-87.88 \text{ kN}\cdot\text{m})$$

$$M_{Ed} = -87.88 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Reduced moment

$$\mu = \frac{|M_{Ed}|}{L_2 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$\mu = \frac{|-87.88 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{1800 \text{ mm} \times (950 \text{ mm})^2 \times 18.13 \text{ MPa}} = 2.98 \text{ ‰}$$

$$z = 0.5d \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = 0.5 \times 950 \text{ mm} \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 2.98 \text{ ‰}}) = 948.6 \text{ mm}$$

Theoretical reinforcement

$$A_{theo} = \frac{|M_{Ed}|}{z \cdot f_{yd}} = \frac{|-87.88 \text{ kN}\cdot\text{m}|}{948.6 \text{ mm} \times 391.3 \text{ MPa}} = 2.37 \text{ cm}^2$$

Minimum reinforcement

$$A_{min} = 1.75 \text{ ‰} \cdot L_2 \cdot d = 1.75 \text{ ‰} \times 1800 \text{ mm} \times 950 \text{ mm}$$

$$A_{min} = 29.88 \text{ cm}^2$$

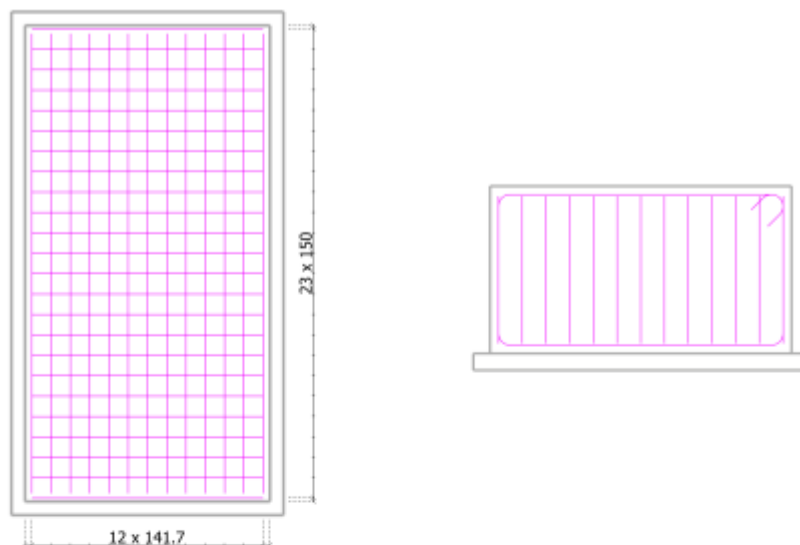
Required reinforcement

$$A_{reqd} = \max\{A_{theo}; A_{min}\} = \max\{2.37 \text{ cm}^2; 29.88 \text{ cm}^2\} = 29.88 \text{ cm}^2$$

Provided reinforcement

$$A_{prov} = 40.85 \text{ cm}^2$$

$$13 \times \text{o}20 \text{ (Spacing} = 141.7 \text{ mm)}$$



12 Stresses

Lower side, X direction

Load combination	113: 1x[1 G]+1x[2 Q]
Bending moment	$M_s = 1.13 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Compressed concrete stress	$\sigma_c = 0 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 19.2 \text{ MPa}$ 0.01 % (Passed)
Tensioned reinforcement stress	$\sigma_s = 0.17 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$ 0.05 % (Passed)
Crack opening	$w_k = 0 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$ 0.04 % (Passed)

Lower side, Y direction

Load combination	113: 1x[1 G]+1x[2 Q]
Bending moment	$M_s = 68.49 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Compressed concrete stress	$\sigma_c = 0.31 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 19.2 \text{ MPa}$ 1.63 % (Passed)
Tensioned reinforcement stress	$\sigma_s = 18.98 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 360 \text{ MPa}$ 5.27 % (Passed)
Crack opening	$w_k = 0.01 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$ 3.71 % (Passed)

Upper side, Y direction

Load combination	113: 1x[1 G]+1x[2 Q]
Bending moment	$M_s = -67.51 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Compressed concrete stress	$\sigma_c = 0.31 \text{ MPa} \leq \sigma_{c,max} = 19.2 \text{ MPa}$ 1.61 % (Passed)
Tensioned reinforcement stress	$\sigma_s = 4.16 \text{ MPa} \leq \sigma_{s,max} = 450 \text{ MPa}$ 0.92 % (Passed)
Crack opening	$w_k = 0.01 \text{ mm} \leq w_{k,max} = 0.3 \text{ mm}$ 4.6 % (Passed)

13 Crack width check

Crack width verification							
Direction	Position	Combi	$S_{r,max}$	$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_c$	W_k	W_{lim}	WR
			(mm)	(‰)	(mm)	(mm)	
Along X	Bottom	117	412.8	0	0	0.3	0.04 %
Along Y	Bottom	117	442.3	0.03	0.01	0.3	3.71 %

The crack opening calculation is done according chapter 4.1.2.2.4 of NTC 2018.

Cracking in X direction (bottom)

Combination

$$117: 1x[1 G]+0.6x[2 Q]$$

Neutral axis position

$$x_1 = 208.6 \text{ mm}$$

Effective tension area, surrounding the tension reinforcement

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 3500 \text{ mm} \times 100 \text{ mm} = 3500 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left[\begin{array}{l} \frac{2.5(h-d)}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right] = \text{Min} \left[\begin{array}{l} \frac{2.5 \times (1000 \text{ mm} - 960 \text{ mm})}{3} \\ \frac{1000 \text{ mm} - 208.6 \text{ mm}}{2} \end{array} \right] = 100 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{75.41 \text{ cm}^2}{3500 \text{ cm}^2} = 0.02$$

Maximum crack spacing

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 75 \text{ mm} + 0.8 \times 0.5 \times 0.43 \times \frac{20 \text{ mm}}{0.02}$$

$$S_{r,max} = 412.8 \text{ mm}$$

Secant Young modulus

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{40 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 33345.76 \text{ MPa}$$

Short term equivalence coefficient

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{33345.76 \text{ MPa}} = 6$$

Difference between average strains

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.1 \text{ MPa} - 0.4 \times \frac{3.02 \text{ MPa}}{0.02} \times (1 + 6 \times 0.02)}{200000 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{0.1 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_c = 0 \text{ ‰}$$

Crack width

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

Crack width verification

$$w_k \leq w_{lim}: 0 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

(0.04 %) Passed

Cracking in Y direction (bottom)

Combination

117: 1x[1 G]+0.6x[2 Q]

Neutral axis position

$$x_1 = 213.7 \text{ mm}$$

Effective tension area, surrounding the tension reinforcement

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1800 \text{ mm} \times 125 \text{ mm} = 2250 \text{ cm}^2$$

$$h_{c,eff} = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5(h-d)}{3} \\ \frac{h}{2} \end{array} \right. = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.5 \times (1000 \text{ mm} - 950 \text{ mm})}{3} \\ \frac{1000 \text{ mm} - 213.7 \text{ mm}}{2} \end{array} \right. = 125 \text{ mm}$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = \frac{40.85 \text{ cm}^2}{2250 \text{ cm}^2} = 0.02$$

Maximum crack spacing

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$S_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}}$$

$$S_{r,max} = 3.4 \times 75 \text{ mm} + 0.8 \times 0.5 \times 0.43 \times \frac{20 \text{ mm}}{0.02}$$

$$S_{r,max} = 442.3 \text{ mm}$$

Secant Young modulus

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{10} \right)^{0.3}$$

$$E_{cm} = 22000 \text{ MPa} \times \left(\frac{40 \text{ MPa}}{10} \right)^{0.3} = 33345.76 \text{ MPa}$$

Short term equivalence coefficient

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{33345.76 \text{ MPa}} = 6$$

Difference between average strains

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_s - k_1 \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} = \\ 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \end{array} \right. =$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_c = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} \frac{8.39 \text{ MPa} - 0.4 \times \frac{3.02 \text{ MPa}}{0.02} \times (1 + 6 \times 0.02)}{200000 \text{ MPa}} \\ 0.6 \times \frac{8.39 \text{ MPa}}{200000 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_c = 0.03 \text{ ‰}$$

Crack width

(4.1.2.2.4, NTC 2018)

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_c) = 442.3 \text{ mm} \times 0.03 \text{ ‰} = 0.01 \text{ mm}$$

$$w_k \leq w_{lim}: 0.01 \text{ mm} \leq 0.3 \text{ mm}$$

9.41 Palo illuminazione piazza

Di seguito si riportano i principali schemi di sollecitazione e tasso di armatura

Vista UTENTE



Figura 129:Modello FEM Palo

Vista UTENTE
 Analisi:1-3, 101-111 (Involuppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : Fx
 Assi locali

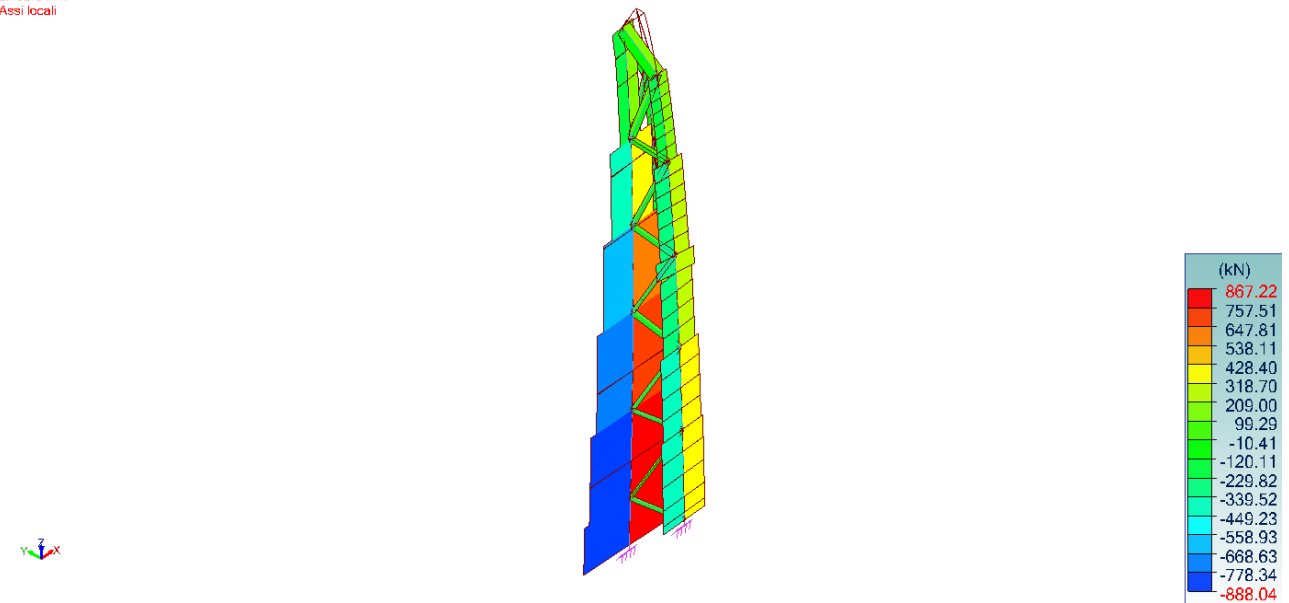


Figura 130:Sforzi normali Fx negli elementi lineari (involuppo)

Vista UTENTE
 Analisi:1-3, 101-111 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : Fy
 Assi locali

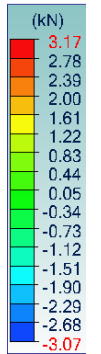
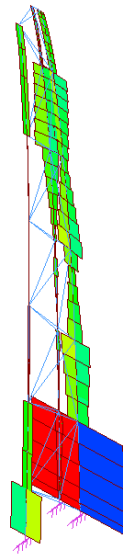


Figura 131:Sforzi normali Fy negli elementi lineari (inviluppo)

Vista UTENTE
 Analisi:1-3, 101-111 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : Fz
 Assi locali

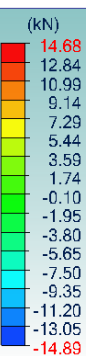
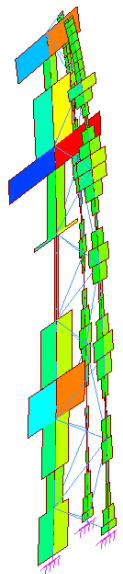


Figura 132:Sforzi normali Fz negli elementi lineari (inviluppo)

Vista UTENTE
 Analisi:1-3, 101-111 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : Mx
 Assi locali

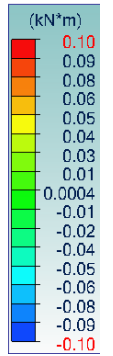
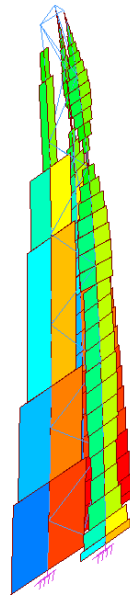


Figura 133: Momenti torcenti Mx negli elementi lineari (inviluppo)

Vista UTENTE
 Analisi:1-3, 101-111 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
 Lineare : My
 Assi locali

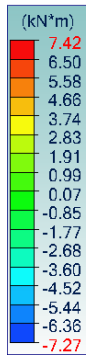
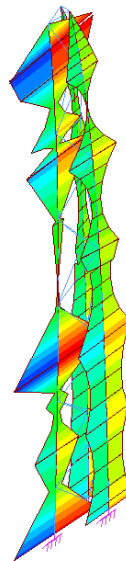


Figura 134: Momenti flettenti My negli elementi lineari (inviluppo)

Vista UTENTE
Analisi:1-3, 101-111 (Inviluppo grafico - MaxAbs)
Lineare : Mz
Assi locali

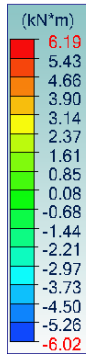


Figura 135: Momenti flettenti Mz negli elementi lineari (inviluppo)

Vista UTENTE
 Tasso di lavoro massimo
 Lineare : Tasso di lavoro massimo - Resistenza

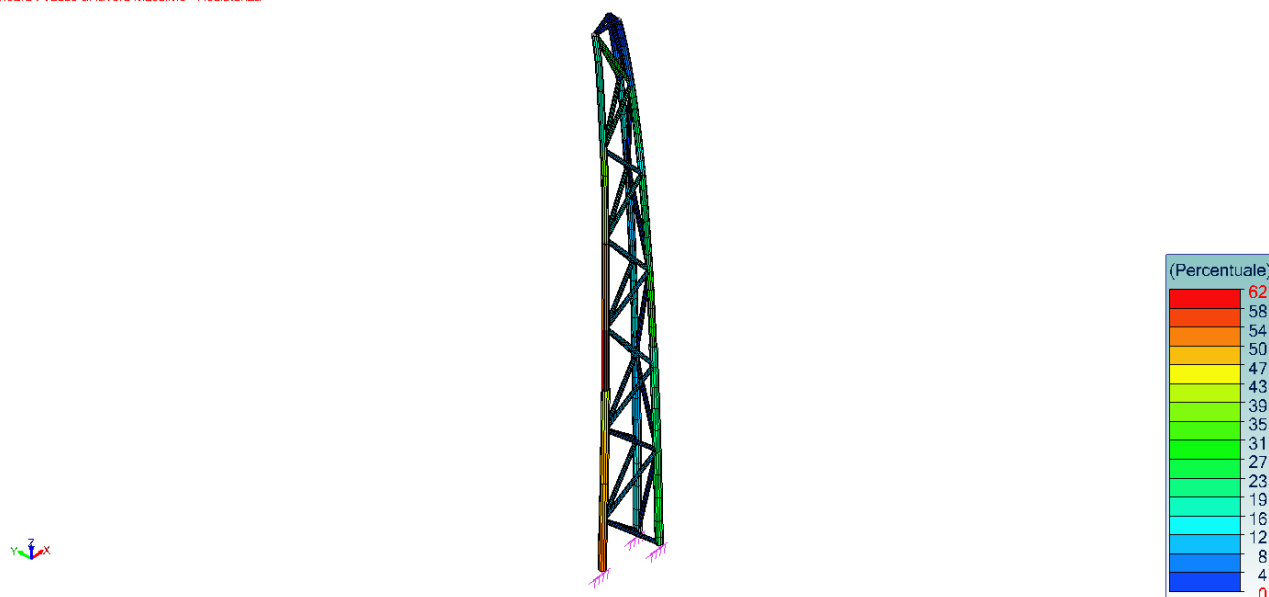


Figura 136:Tasso di lavoro rispetto alla resistenza delle sezioni

<i>Scheda sezione - Elemento lineare no. 59 Lineare</i>	
1) Sezione	
Profilo	CHS139.7x8C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 6.98 Spessore = 0.80
Sezioni(cm2)	Area = 33.10 Avy = 21.07 Avz = 21.07
Momenti d'inerzia(cm4)	It = 1441 Iy = 720 Iz = 720
Momenti d'inerzia(cm6)	Iw = 0
Moduli di resistenza(cm3)	Wply = 139 Wplz = 139
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 59.1 0/4 (Estremità) L/732 < L/500 (68 %) (0.66 mm < 0.97 mm) z : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 59.1 0/4 (Estremità) L/269 > L/500 (186 %) (1.80 mm > 0.97 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 Fx < Nc,Rd : 305.62 < 1119.10 kN (27 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 Fy,Ed < Vy,pl,Rd : 0.30 < 411.33 kN (0 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 Fz,Ed < Vz,pl,Rd : 0.67 < 411.33 kN (0 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 My,Ed < My,c,Rd : 1.80 < 47.00 kN*m (4 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 Mz,Ed < Mz,c,Rd : 0.35 < 47.00 kN*m (1 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 My,Ed < M Ny,Rd (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : : 1.80 < 41.96 kN*m (4 %)
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 Mz,Ed < M Nz,Rd (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : : 0.35 < 41.96 kN*m (1 %)
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 $V_{z,Ed} < \frac{V_{z,pl,Rd}}{2}$ (6.2.8(2)) : 0.01 kN < 205.66 kN Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 $V_{y,Ed} < \frac{V_{y,pl,Rd}}{2}$ (6.2.8(2)) : 0.00 kN < 205.66 kN Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)

Scheda sezione - Elemento lineare no. 59 Lineare	
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N y,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N z,Rd}}\right)^2 < 1 \quad (6.41)$ $\left(\frac{1.80}{41.96}\right)^2 + \left(\frac{0.35}{41.96}\right)^2 = (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00192 < 1 \quad (0\%)$
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_x < W_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} : 0.03 < 40.24 \text{ kN*m} \quad (0\%)$
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 59.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	Lfz = 0.05 m λ _y = 0.014 Curva c α _y = 0.00 Φ _y = 1.00 χ _y = 1.000 Ncr _y = 5969136.74 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	Lfz = 0.05 m λ _z = 0.014 Curva c α _z = 0.00 Φ _z = 1.00 χ _z = 1.000 Ncr _z = 5969136.74 kN
Instabilità flessione-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	C _{my0} = 1.00 (δ _x = 0.00 mm at x = 0.24 m) C _{mz0} = 1.00 (δ _x = 0.00 mm at x = 0.24 m) NcrT = 0.00 kN λ _{max} = 0.01 Mcr0 = 0.00 kN*m λ ₀ = 0.00 λ _{0crit} = inf C _{my} = 1.00 C _{mz} = 1.00 C _{mLT} = 1.00 (δ _x = 0.00 mm at x = 0.24 m) a _{LT} = 0.00 ε _y = 0.19 m _{yy} = 1.00 m _{zz} = 1.00 w _y = 1.35 w _z = 1.35 η _{pl} = 0.00 b _{LT} = 0.00 c _{LT} = 0.00 d _{LT} = 0.00 e _{LT} = 0.00 C _w = 1.00 C _{yz} = 1.00 C _{zy} = 1.00 C _{zz} = 1.00 k _{yy} = 1.00 k _{yz} = 0.60 k _{zy} = 0.60 k _{zz} = 1.00
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{Rk}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.00 + 0.00 = \infty > 1.00 \quad (\infty\%)$ Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{Rk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{Rk}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 < 1.00 \quad (0\%)$

Scheda sezione - Elemento lineare no. 94 Lineare	
1) Sezione	
Profilo	CHS139.7x8C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 6.98 Spessore = 0.80
Sezioni(cm ²)	Area = 33.10 A _{vy} = 21.07 A _{vz} = 21.07
Momenti d'inerzia(cm ⁴)	I _t = 1441 I _y = 720 I _z = 720
Momenti d'inerzia(cm ⁶)	I _w = 0
Moduli di resistenza(cm ³)	W _{ply} = 139 W _{plz} = 139
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	f _y = 355.00 MPa f _u = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 94.1 0/4 (Estremità) L/810 < L/500 (62 %) (0.60 mm < 0.97 mm) z : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 94.1 0/4 (Estremità) L/267 > L/500 (187 %) (1.81 mm > 0.97 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 F _x < N _{c,Rd} : 159.01 < 1119.10 kN (14 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 F _{y,Ed} < V _{y,p,Rd} : 0.09 < 411.33 kN (0 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 F _{z,Ed} < V _{z,p,Rd} : 0.69 < 411.33 kN (0 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 M _{y,Ed} < M _{y,c,Rd} : 1.99 < 47.00 kN*m (4 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 M _{z,Ed} < M _{z,c,Rd} : 0.76 < 47.00 kN*m (2 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 M _{y,Ed} < M _{Ny,Rd} (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : 1.99 < 45.37 kN*m (4 %)

Scheda sezione - Elemento lineare no. 94 Lineare	
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 $Mz,Ed < M Nz,Rd (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : : 0.76 < 45.29 \text{ kN}^*\text{m} (2\%)$
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 $Vz,Ed < \frac{Vz,Ed,Rd}{2} (6.2.8(2)) : 0.01 \text{ kN} < 205.66 \text{ kN}$ Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0.0%)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 $Vy,Ed < \frac{Vy,Ed,Rd}{2} (6.2.8(2)) : 0.01 \text{ kN} < 205.66 \text{ kN}$ Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0.0%)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 $\left(\frac{My,Ed}{M Nz,Rd}\right)^2 + \left(\frac{Mz,Ed}{M Nz,Rd}\right)^2 < 1 (6.41)$ $\left(\frac{1.99}{45.37}\right)^{2.00} + \left(\frac{0.76}{45.37}\right)^{2.00} = (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00220 < 1 (0.0\%)$
Torsione St Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1 $Mx < Wt \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} : 0.06 < 40.24 \text{ kN}^*\text{m} (0\%)$
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 94.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	$Lfz = 0.05 \text{ m}$ $\lambda_y = 0.014$ Curva c $\alpha_y = 0.00$ $\Phi_y = 1.00$ $\chi_y = 1.000$ Ncr _y = 5969136.74 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	$Lfy = 0.05 \text{ m}$ $\lambda_z = 0.014$ Curva c $\alpha_z = 0.00$ $\Phi_z = 1.00$ $\chi_z = 1.000$ Ncr _z = 5969136.74 kN
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	$C_{my0} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.00 \text{ mm}$ at $x = 0.24 \text{ m}$) $C_{mz0} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.00 \text{ mm}$ at $x = 0.36 \text{ m}$) NcrT = 0.00 kN $\lambda_{max} = 0.01$ Mcr0 = 0.00 kN*m $\lambda_0 = 0.00$ $\lambda_{0limite} = \text{inf}$ $C_{my} = 1.00$ $C_{mz} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.00 \text{ mm}$ at $x = 0.24 \text{ m}$) $a_{LT} = 0.00$ $\epsilon_y = 0.23$ $m_{yy} = 1.00$ $m_{zz} = 1.00$ $w_y = 1.35$ $w_z = 1.35$ $\eta_{pl} = 0.00$ $b_{LT} = 0.00$ $c_{LT} = 0.00$ $d_{LT} = 0.00$ $e_{LT} = 0.00$ $C_{yy} = 1.00$ $C_{zz} = 1.00$ $C_{zy} = 1.00$ $C_{yz} = 1.00$
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	$k_{yy} = 1.00$ $k_{yz} = 0.60$ $k_{zy} = 0.60$ $k_{zz} = 1.00$
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.00 + 0.00 = \infty > 1.00 (\infty\%)$ Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \gamma_{M1}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \gamma_{M1}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 < 1.00 (0\%)$

Scheda sezione - Elemento lineare no. 129 Lineare	
1) Sezione	
Profilo	CHS139.7x8C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 6.98 Spessore = 0.80
Sezioni(cm ²)	Area = 33.10 Avy = 21.07 Avz = 21.07
Momenti d'inerzia(cm ⁴)	I _t = 1441 I _y = 720 I _z = 720
Momenti d'inerzia(cm ⁶)	I _w = 0
Moduli di resistenza(cm ³)	W _{ply} = 139 W _{plz} = 139
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	f _y = 355.00 MPa f _u = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 129.1 0/4 (Estremità) L/810 < L/500 (62%) (0.60 mm < 0.97 mm) z : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 129.1 0/4 (Estremità) L/267 > L/500 (187%) (1.81 mm > 0.97 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1

Scheda sezione - Elemento lineare no. 129 Lineare	
	$F_x < N_{c,Rd} : 159.01 < 1119.10 \text{ kN} (14 \%)$ Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $F_y,Ed < V_y,pl,Rd : 0.09 < 411.33 \text{ kN} (0 \%)$
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $F_z,Ed < V_z,pl,Rd : 0.69 < 411.33 \text{ kN} (0 \%)$
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_y,Ed < M_{y,c,Rd} : 1.99 < 47.00 \text{ kN}^2\text{m} (4 \%)$
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_z,Ed < M_{z,c,Rd} : 0.76 < 47.00 \text{ kN}^2\text{m} (2 \%)$
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_y,Ed < M_{Ny,Rd} (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : 1.99 < 45.37 \text{ kN}^2\text{m} (4 \%)$
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_z,Ed < M_{Nz,Rd} (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : 0.76 < 45.29 \text{ kN}^2\text{m} (2 \%)$
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $V_{z,Ed} < \frac{V_{z,pl,Rd}}{2} (6.2.8(2)) : 0.01 \text{ kN} < 205.66 \text{ kN}$ Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $V_{y,Ed} < \frac{V_{y,pl,Rd}}{2} (6.2.8(2)) : 0.01 \text{ kN} < 205.66 \text{ kN}$ Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}} \right)^{\beta} < 1 (6.41)$ $\left(\frac{1.99}{45.37} \right)^{2.00} + \left(\frac{0.76}{45.37} \right)^{2.00} = (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00220 < 1 (0 \%)$
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_x < W_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{M0}} : 0.06 < 40.24 \text{ kN}^2\text{m} (0 \%)$
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 129.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	$L_{fz} = 0.05 \text{ m}$ $\lambda_y = 0.014$ Curva c $\alpha_y = 0.00$ $\Phi_y = 1.00$ $\chi_y = 1.000$ $N_{cry} = 5969136.74 \text{ kN}$
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	$L_{fy} = 0.05 \text{ m}$ $\lambda_z = 0.014$ Curva c $\alpha_z = 0.00$ $\Phi_z = 1.00$ $\chi_z = 1.000$ $N_{crz} = 5969136.74 \text{ kN}$
Instabilità flessione-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	$C_{my0} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.00 \text{ mm}$ at $x = 0.24 \text{ m}$) $C_{mz0} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.00 \text{ mm}$ at $x = 0.36 \text{ m}$) $N_{crT} = 0.00 \text{ kN}$ $\lambda_{max} = 0.01$ $M_{cr0} = 0.00 \text{ kN}^2\text{m}$ $\lambda_0 = 0.00$ $\lambda_{0limite} = \text{inf}$ $C_{my} = 1.00$ $C_{mz} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$ ($ \delta_x = 0.00 \text{ mm}$ at $x = 0.24 \text{ m}$) $a_{LT} = 0.00$ $\epsilon_y = 0.23$ $m_{uy} = 1.00$ $m_{uz} = 1.00$ $w_y = 1.35$ $w_z = 1.35$ $n_{pl} = 0.00$ $b_{LT} = 0.00$ $c_{LT} = 0.00$ $d_{LT} = 0.00$ $e_{LT} = 0.00$ $C_{yy} = 1.00$ $C_{yz} = 1.00$ $C_{zy} = 1.00$ $C_{zz} = 1.00$
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	$k_{yy} = 1.00$ $k_{yz} = 0.60$ $k_{zy} = 0.60$ $k_{zz} = 1.00$
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{M1} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.00 + 0.00 = \infty > 1.00 (\infty \%)$ Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{M1} \cdot \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 < 1.00 (0 \%)$

Scheda sezione - Elemento lineare no. 181 Lineare	
1) Sezione	
Profilo	CHS88.9x5C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 4.45 Spessore = 0.50
Sezioni(cm2)	Area = 13.20 $A_{vy} = 8.40$ $A_{vz} = 8.40$
Momenti d'inerzia(cm4)	$I_t = 233$ $I_y = 116$ $I_z = 116$
Momenti d'inerzia(cm6)	$I_w = 0$
Moduli di resistenza(cm3)	$W_{ply} = 35.2$ $W_{plz} = 35.2$

Scheda sezione - Elemento lineare no. 181 Lineare	
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	<p>Frecce elementi:</p> <p>y : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 181.1 1/4 (Campata) L/379 > L/500 (132 %) (3.75 mm > 2.84 mm)</p> <p>z : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 181.1 1/4 (Campata) L/197 > L/500 (254 %) (7.22 mm > 2.84 mm)</p>
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 181.1 0/4 Sezione : Classe 1 Fx < Nc.Rd : 41.39 < 446.29 kN (9 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Fy = 0)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Fz = 0)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0) (NTC2018 - 4.2.43) :
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0) (NTC2018 - 4.2.43) :
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mx = 0)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 181.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	Lfz = 0.05 m λy = 0.022 Curva c αy = 0.00 Φy = 1.00 χy = 1.000 Ncrz = 961694.25 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	Lfy = 0.05 m λz = 0.022 Curva c αz = 0.00 Φz = 1.00 χz = 1.000 Ncrz = 961694.25 kN
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	Cmy0 = 0.79 Cmz0 = 0.79 NcrT = 0.00 kN λmax = 0.02 Mcr0 = 0.00 kN*m λ0 = 0.00 λ0limite = inf Cmy = 0.79 Cnz = 0.79 CmlT = 1.00 (δx = 0.00 mm at x = 0.00 m) aLT = 0.00 εy = 0.00 moy = 1.00 moz = 1.00 wy = 1.34 wz = 1.34 ηy = 0.00 bLT = 0.00 cLT = 0.00 dLT = 0.00 eLT = 0.00 Cyy = 1.00 Cyz = 1.00 Czy = 1.00 Cz = 1.00
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	kyy = 0.79 kyx = 0.47 kzy = 0.47 kzz = 0.79
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ <p>0.00 + 0.00 + 0.00 = ∞ > 1.00 (∞%)</p> <p>Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità</p>
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ <p>0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 < 1.00 (0%)</p>

Scheda sezione - Elemento lineare no. 192 Lineare

1) Sezione	
Profilo	CHS88.9x5C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 4.45 Spessore = 0.50
Sezioni(cm2)	Area = 13.20 Avy = 8.40 Avz = 8.40
Momenti d'inerzia(cm4)	It = 233 Iy = 116 Iz = 116
Momenti d'inerzia(cm6)	Iw = 0
Moduli di resistenza(cm3)	Wply = 35.2 Wplz = 35.2
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 192.1 0/4 (Estremità) L/241 > L/500 (208 %) (5.91 mm > 2.84 mm) z : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 192.1 1/4 (Campata) L/237 > L/500 (211 %) (6.01 mm > 2.84 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 192.1 0/4 Sezione : Classe 1 Fx < Nc,Rd : 41.83 < 446.29 kN (9 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Fy = 0)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Fz = 0)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0) (NTC2018 - 4.2.43) :
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0) (NTC2018 - 4.2.43) :
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mx = 0)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 192.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	Lfz = 0.05 m λy = 0.022 Curva c αy = 0.00 Φy = 1.00 χy = 1.000 Ncry = 961694.25 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	Lfy = 0.05 m λz = 0.022 Curva c αz = 0.00 Φz = 1.00 χz = 1.000 Ncrz = 961694.25 kN
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	Cmy0 = 0.79 Cmz0 = 0.79 NcrT = 0.00 kN λmax = 0.02 Mcr0 = 0.00 kN*m λ0 = 0.00 λ0limite = inf Cmy = 0.79 Cmz = 0.79 CmlT = 1.00 (δx = 0.00 mm at x = 0.00 m) aL1T = 0.00 εy = 0.00 myy = 1.00 myz = 1.00 wy = 1.34 wz = 1.34 nyy = 0.00 bLT = 0.00 cLT = 0.00 dLT = 0.00 eLT = 0.00 Cyy = 1.00 Cz = 1.00 Cxy = 1.00 Cz = 1.00
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	kyy = 0.79 kyx = 0.47 kzy = 0.47 kzz = 0.79
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.00 + 0.00 + 0.00 = ∞ > 1.00 (∞%) Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ 0.00 + 0.00 + 0.00 = 0.00 < 1.00 (0%)

Scheda sezione - Elemento lineare no. 203 Lineare

1) Sezione	
Profilo	CHS88.9x5C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 4.45 Spessore = 0.50
Sezioni(cm ²)	Area = 13.20 Avy = 8.40 Avz = 8.40
Momenti d'inerzia(cm ⁴)	It = 233 Iy = 116 Iz = 116
Momenti d'inerzia(cm ⁶)	Iw = 0
Moduli di resistenza(cm ³)	Wply = 35.2 Wplz = 35.2
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	<p>Freccie elementi:</p> <p>y : Caso n° 110 : 1x[1 G]+1x[102 COMB], Mesh n° 203.1 1/4 (Campata) L/220 > L/500 (227 %) (11.15 mm > 4.91 mm)</p> <p>z : Caso n° 110 : 1x[1 G]+1x[102 COMB], Mesh n° 203.1 1/4 (Estremità) L/658 < L/500 (76 %) (3.73 mm < 4.91 mm)</p>
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 203.1 0/4 Sezione : Classe 1 Fx < Nc,Rd : 1.88 < 446.29 kN (0 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Fy = 0)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Fz = 0)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0) (NTC2018 - 4.2.43) :
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0) (NTC2018 - 4.2.43) :
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (My = 0)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mx = 0)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 203.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	Lfz = 0.05 m λ _{xy} = 0.022 Curva c α _y = 0.00 Φ _y = 1.00 χ _{xy} = 1.000 Ncry = 961694.25 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	Lfy = 0.05 m λ _{yz} = 0.022 Curva c α _z = 0.00 Φ _z = 1.00 χ _{yz} = 1.000 Ncrz = 961694.25 kN
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	non eseguito (-)
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	non eseguito (-)
Elementi uniformi a flessione (6.3.2)	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1.00$ (6.54) $\infty > 1.00$ (∞%)

Scheda sezione - Elemento lineare no. 208 Lineare	
1) Sezione	
Profilo	CHS168.3x10C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 8.42 Spessore = 1.00
Sezioni(cm2)	Area = 49.70 Avy = 31.64 Avz = 31.64
Momenti d'inerzia(cm4)	It = 3128 Iy = 1564 Iz = 1564
Momenti d'inerzia(cm6)	Iw = 0
Moduli di resistenza(cm3)	Wply = 251 Wplz = 251
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	fy = 355.00 MPa fu = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	Freccie elementi: y : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 208.2 4/4 (Estremità) L/1456 < L/500 (34 %) (1.58 mm < 4.59 mm) z : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 208.2 4/4 (Estremità) L/597 < L/500 (84 %) (3.84 mm < 4.59 mm)
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 208.1 0/4 Sezione : Classe 1 Fx < Nc,Rd : 798.70 < 1680.33 kN (48 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 208.1 4/4 Sezione : Classe 1 Fy,Ed < Vy,pl,Rd : 0.29 < 617.61 kN (0 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 208.2 0/4 Sezione : Classe 1 Fz,Ed < Vz,pl,Rd : 9.20 < 617.61 kN (1 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 208.2 4/4 Sezione : Classe 1 My,Ed < My,c,Rd : 7.42 < 84.86 kN*m (9 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 208.1 0/4 Sezione : Classe 1 Mz,Ed < Mz,c,Rd : 1.16 < 84.86 kN*m (1 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 208.2 4/4 Sezione : Classe 1 My,Ed < M Ny,Rd (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : 7.42 < 65.95 kN*m (11 %)
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 208.1 0/4 Sezione : Classe 1 Mz,Ed < M Nz,Rd (6.31) (NTC2018 - 4.2.43) : 1.15 < 60.90 kN*m (2 %)
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 208.1 4/4 Sezione : Classe 1 $V_{z,Ed} < \frac{V_{z,pl,Rd}}{2}$ (6.2.8(2)) : 0.05 kN < 308.81 kN Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.43) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (Mz = 0)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 208.2 4/4 Sezione : Classe 1 $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}}\right)^2 < 1$ (6.41) $\left(\frac{7.42}{65.95}\right)^{2.00} + \left(\frac{0.74}{65.95}\right)^{2.00} =$ (NTC2018 - 4.2.43) : 0.01277 < 1 (1 %)
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 208.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_x < W_t \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$: 0.07 < 72.56 kN*m (0 %)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 208.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	Lfz = 7.20 m λy = 1.681 Curva c αy = 0.49 Φy = 2.28 χy = 0.263 NcrY = 624.64 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	Lfy = 10.73 m λz = 2.503 Curva c αz = 0.49 Φz = 4.20 χz = 0.132 Ncrz = 281.68 kN
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annessi A)	Cmy0 = -0.16 (δx = 0.12 mm at x = 2.04 m) Cmz0 = 0.70 (δx = 0.17 mm at x = 0.96 m) NcrT = 0.00 kN λmax = 2.50 Mcr0 = 0.00 kN*m λ0 = 0.00 λ0limite = inf Cmy = 1.00 Cmz = 0.70 CmLT = 1.00 (δx = 0.12 mm at x = 2.04 m) αLT = 0.00 εy = 0.06 mly = -0.42 mly = -2.93 wy = 1.35 wz = 1.35 npl = 0.47 bLT = 0.00 cLT = 0.00 dLT = 0.00 eLT = 0.00 Cyy = 0.74 Cz = 0.44 Cxy = 0.44 Cz = 0.74
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	kyy = 2.03 kyzz = 0.22 kzy = 14.25 kzz = 1.51
Verifica (4.2.4.1.3)	$\chi_y \cdot \frac{N_{Ed}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \gamma_{M1}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1}} \leq 1.00$ 1.81 + 0.05 + 0.00 = ∞ > 1.00 (∞ %)
Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità	

Scheda sezione - Elemento lineare no. 208 Lineare	
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_s \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{\phi y} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{\phi z} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $3.59 + 0.32 + 0.01 = \infty > 1.00 (\infty \%)$ <p style="text-align: center;">Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità</p>

Scheda sezione - Elemento lineare no. 209 Lineare	
1) Sezione	
Profilo	CHS139.7x8C
Dimensioni(cm)	raggio esterno = 6.98 Spessore = 0.80
Sezioni(cm ²)	Area = 33.10 A _{vy} = 21.07 A _{vz} = 21.07
Momenti d'inerzia(cm ⁴)	I _t = 1441 I _y = 720 I _z = 720
Momenti d'inerzia(cm ⁶)	I _w = 0
Moduli di resistenza(cm ³)	W _{ply} = 139 W _{plz} = 139
Materiale	S355 E = 210000 MPa Nu = 0.3 G = 80800 MPa
Qualità	f _y = 355.00 MPa f _u = 510.00 MPa
2) Freccie	
1° criterio	<p style="text-align: center;">Freccie elementi:</p> <p>y : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 209.4 4/4 (Estremità) L/692 < L/500 (72 %) (5.26 mm < 7.28 mm)</p> <p>z : Caso n° 109 : 1x[1 G]+1x[101 COMB], Mesh n° 209.4 4/4 (Estremità) L/233 > L/500 (215 %) (15.66 mm > 7.28 mm)</p>
3) Resistenza sezioni	
Trazione Compressione (4.2.4.1.2.1)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 0/4 Sezione : Classe 1 F _x < N _{c,Rd} : 694.96 < 1119.10 kN (62 %)
Taglio in direzione Y (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 4/4 Sezione : Classe 1 F _{y,Ed} < V _{y,pl,Rd} : 0.04 < 411.33 kN (0 %)
Taglio in direzione Z (4.2.4.1.2.4)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 4/4 Sezione : Classe 1 F _{z,Ed} < V _{z,pl,Rd} : 5.14 < 411.33 kN (1 %)
Flessione su Y-Y (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 0/4 Sezione : Classe 1 M _{y,Ed} < M _{y,c,Rd} : 7.42 < 47.00 kN*m (16 %)
Flessione su Z-Z (4.2.4.1.2.3)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 209.1 0/4 Sezione : Classe 1 M _{z,Ed} < M _{z,c,Rd} : 0.75 < 47.00 kN*m (2 %)
Flessione in Y-Y e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 0/4 Sezione : Classe 1 M _{y,Ed} < M _{Ny,Rd} (6.31) (NTC2018 - 4.2.4.3) : 7.42 < 26.09 kN*m (28 %)
Flessione in Z-Z e sforzo normale (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 0/4 Sezione : Classe 1 M _{z,Ed} < M _{Nz,Rd} (6.31) (NTC2018 - 4.2.4.3) : 0.75 < 26.09 kN*m (3 %)
Flessione su Y-Y e Taglio in Z (6.2.8)	Caso n° 107 : 1.3x[1 G]+1.5x[103 COMB], Mesh n° 209.1 4/4 Sezione : Classe 1 $V_{z,Ed} < \frac{V_{z,pl,Rd}}{2}$ (6.2.8(2)) : 0.06 kN < 205.66 kN Clausola 6.2.8(2) soddisfatta. Controllo non eseguito. (NTC2018 - 4.2.4.3) : 0.00000 < 1 (0 %)
Flessione su Z-Z e Taglio in Y (6.2.8)	Caso n° -, Mesh n° -, non eseguito (-) (F _y = 0)
Flessione deviata (6.2.9)	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 0/4 Sezione : Classe 1 $\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}}\right)^{\beta} < 1$ (6.41) $\left(\frac{7.42}{26.09}\right)^{2.00} + \left(\frac{0.75}{26.09}\right)^{2.00} =$ (NTC2018 - 4.2.4.3) : 0.08163 < 1 (8 %)
Torsione St. Venant (4.2.4.1.2.5)	Caso n° 105 : 1.3x[1 G]+1.5x[101 COMB], Mesh n° 209.1 4/4 Sezione : Classe 1 $M_x < W_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$: 0.05 < 40.24 kN*m (0 %)
4) Stabilità elementi	
Caso sfavorevole	Caso n° 106 : 1.3x[1 G]+1.5x[102 COMB], Mesh n° 209.1 4/4 Sezione : Classe 1
Instabilità su Y-Y (4.2.4.1.3.1)	L _{fz} = 33.69 m λ _y = 9.453 Curva c α _y = 0.49 Φ _y = 47.45 χ _{iy} = 0.011 N _{cr,y} = 13.15 kN
Instabilità su Z-Z (4.2.4.1.3.1)	L _{fy} = 17.78 m λ _z = 4.990 Curva c α _z = 0.49 Φ _z = 14.12 χ _{iz} = 0.037 N _{cr,z} = 47.20 kN
Instabilità flessio-torsionale (4.2.4.1.3.2)	non eseguito (-)
Termini ausiliari (Annexi A)	C _{m,y0} = -42.49 (δ _x = 1.17 mm at x = 0.91 m) C _{m,z0} = 3.01 (δ _x = 0.75 mm at x = 1.81 m) N _{cr,T} = 0.00 kN

<i>Scheda sezione - Elemento lineare no. 209 Lineare</i>	
	$\lambda_{max} = 9.45$ $Mcr0 = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\lambda_0 = 0.00$ $\lambda_{limite} = \text{inf}$ $C_{my} = 1.00$ $C_{mz} = 3.01$ $C_{mLT} = 1.00$ ($ \delta_x = 1.17 \text{ mm}$ at $x = 0.91 \text{ m}$) $a_{LT} = 0.00$ $\epsilon_y = 0.13$ $m_{yy} = -118.43$ $m_{uz} = -29.73$ $w_y = 1.35$ $w_z = 1.35$ $\eta_{pl} = 0.62$ $b_{LT} = 0.00$ $c_{LT} = 0.00$ $d_{LT} = 0.00$ $e_{LT} = 0.00$ $C_{wy} = 0.74$ $C_{wz} = 0.44$ $C_{zy} = 0.44$ $C_{zz} = 0.74$ $k_{yy} = 3.08$ $k_{yz} = 35.04$ $k_{zy} = 0.77$ $k_{zz} = 8.79$
Coefficienti d'interazione (Annessi A)	
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $58.32 + 0.18 + 0.53 = \infty > 1.00 (\infty\%)$ <p>Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità</p>
Verifica (4.2.4.1.3)	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.00$ $16.97 + 0.05 + 0.13 = \infty > 1.00 (\infty\%)$ <p>Lo sforzo del calcolo è superiore allo sforzo critico d'instabilità</p>

10 Considerazioni finali

Dalle calcolazioni svolte sulla base dei criteri sopra riportati (cfr. - Relazione di calcolo delle strutture) risulta che le nuove strutture sono conformi ai requisiti di sicurezza delle NTC.

A meno di eventi eccezionali e considerando che vengano effettuate le minime manutenzioni ordinarie, al termine della vita utile delle strutture si dovrà procedere alla valutazione della sicurezza statica e sismica dei manufatti in base alle condizioni nelle quali verseranno le strutture per il naturale invecchiamento o per azioni antropiche che nel frattempo abbiano avuto luogo. Nel caso di eventi di natura eccezionale o di modifiche sostanziali all'organismo strutturale durante il periodo di vita, sarà da valutare puntualmente da parte di personale specializzato l'eventuale necessità di procedere a verifiche di dettaglio.