anas

Direzione Progettazione e Realizzazione Lavori

NUOVA S.S.291
COLLEGAMENTO SASSARI - ALGHERO - AEROPORTO

Lavori di costruzione del 1° lotto Mamuntanas - Alghero
e del 4° lotto di collegamento con l'aeroporto di Fertilia

PROGETTO DEFINITIVO

COD. CA29

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:
Dott. Ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI
Ordine Ing. di Roma n. 19116
Dott. Ing. ALESSANDRO MICHELI
Ordine Ing. di Roma n. 19654

IL GEOLOGO
Dott. Geol. Serena MAJETTA
Ordine Geol. Lazio n. 928

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.
Dott. Arch. GIOVANNI MAGARO'
Ordine Arch. di Roma n. 16183

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE
Geom. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO
Dott. Ing. SALVATORE FRASCA

PROTOCOLLO | DATA

OPERE D'ARTE
OPERE DI SOSTEGNO
Relazione di calcolo - Allegati

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	
PROGETTO: LOPLSC / LIV. PROG.: D / N. PROG.: 1601	T00OS00GETRE02_A.dwg		
	CODICE ELAB.: T00OS00GETRE02	A	-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C					
B					
A	Nuova emissione a seguito indirizzo MIT del 11-05-2016	SET 2017	Ing.	Ing.	Ing.

S.S. 291 "DELLA NURRA" – LAVORI DI COSTRUZIONE DEL 1° LOTTO DA MAMUNTANAS – ALGHERO E DEL 4° LOTTO DI COLLEGAMENTO CON L'AEROPORTO DI ALGHERO

- PROGETTO DEFINITIVO -

Relazione Di Calcolo Opere di Sostegno

ALLEGATI

INDICE

1. TIPOLOGIE A, A1, A2 - MURO DI SOSTEGNO H = 7.50m 11
1.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 16
1.1.1 Resistenza a flessione 16
1.1.2 Resistenza a taglio 17
1.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 17
1.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 18
1.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 19
1.2.1 Resistenza a flessione 19
1.2.2 Resistenza a taglio 20
1.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 21
1.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 22
2. TIPOLOGIE B, B1 - MURO DI SOSTEGNO H = 6.50m 23
2.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 28
2.1.1 Resistenza a flessione 28
2.1.2 Resistenza a taglio 29
2.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 29
2.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 30
2.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 31
2.2.1 Resistenza a flessione 31
2.2.2 Resistenza a taglio 32
2.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 33
2.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 34
3. TIPOLOGIA C - MURO DI SOSTEGNO H = 5.50m 35
3.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 40
3.1.1 Resistenza a flessione 40
3.1.2 Resistenza a taglio 41
3.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 41
3.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 42
3.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 43
3.2.1 Resistenza a flessione 43
3.2.2 Resistenza a taglio 44
3.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 45
3.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 46

4. TIPOLOGIE D, D1, D2, D3, D5 - MURO DI SOSTEGNO H = 8.50m 47
4.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 52
4.1.1 Resistenza a flessione 52
4.1.2 Resistenza a taglio 53
4.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 53
4.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 54
4.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 55
4.2.1 Resistenza a flessione 55
4.2.2 Resistenza a taglio 56
4.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 57
4.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 58
5. TIPOLOGIE E, E1 - MURO DI SOSTEGNO H = 4.50m 59
5.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 64
5.1.1 Resistenza a flessione 64
5.1.2 Resistenza a taglio 65
5.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 65
5.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 66
5.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 67
5.2.1 Resistenza a flessione 67
5.2.2 Resistenza a taglio 68
5.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 69
5.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 70
6. TIPOLOGIE F, F1, F2 - MURO DI SOSTEGNO H = 3.50m 71
6.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 76
6.1.1 Resistenza a flessione 76
6.1.2 Resistenza a taglio 77
6.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 77
6.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 78
6.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 79
6.2.1 Resistenza a flessione 79
6.2.2 Resistenza a taglio 80
6.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 81
6.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 82
7. TIPOLOGIE G, G1 - MURO DI SOSTEGNO H = 2.50m 83

7.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 88
7.1.1 Resistenza a flessione 88
7.1.2 Resistenza a taglio 89
7.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 89
7.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 90
7.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 91
7.2.1 Resistenza a flessione 91
7.2.2 Resistenza a taglio 92
7.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 93
7.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 94
8. TIPOLOGIE H, H1, H2 - MURO DI SOSTEGNO H = 9.50m 95
8.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 100
8.1.1 Resistenza a flessione 100
8.1.2 Resistenza a taglio 101
8.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 101
8.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 102
8.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 103
8.2.1 Resistenza a flessione 103
8.2.2 Resistenza a taglio 104
8.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 105
8.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 106
9. TIPOLOGIA I - MURO DI SOSTEGNO H = 10.50m 107
9.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 112
9.1.1 Resistenza a flessione 112
9.1.2 Resistenza a taglio 113
9.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 113
9.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 114
9.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 115
9.2.1 Resistenza a flessione 115
9.2.2 Resistenza a taglio 116
9.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 117
9.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 118
10. TIPOLOGIA L - MURO DI SOSTEGNO H = 1.50m 119
10.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 124

10.1.1 Resistenza a flessione 124
10.1.2 Resistenza a taglio 125
10.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 125
10.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 126
10.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 127
10.2.1 Resistenza a flessione 127
10.2.2 Resistenza a taglio 128
10.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 129
10.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 130
11. TIPOLOGIA M - MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 7.50m 131
11.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 136
11.1.1 Resistenza a flessione 136
11.1.2 Resistenza a taglio 137
11.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 137
11.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 138
11.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 139
11.2.1 Resistenza a flessione 139
11.2.2 Resistenza a taglio 140
11.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 141
11.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 142
11.3 VERIFICHE GEOTECNICHE 143
12. TIPOLOGIA N - MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 6.50m 148
12.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 153
12.1.1 Resistenza a flessione 153
12.1.2 Resistenza a taglio 154
12.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 154
12.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 155
12.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 156
12.2.1 Resistenza a flessione 156
12.2.2 Resistenza a taglio 157
12.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 158
12.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 159
12.3 VERIFICHE GEOTECNICHE 160
13. TIPOLOGIA O - MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 5.50m 165

13.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 170
13.1.1 Resistenza a flessione 170
13.1.2 Resistenza a taglio 171
13.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 171
13.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 172
13.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 173
13.2.1 Resistenza a flessione 173
13.2.2 Resistenza a taglio 174
13.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 175
13.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 176
13.3 VERIFICHE GEOTECNICHE 177
14. TIPOLOGIA P - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 9.50m 182
14.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 187
14.1.1 Resistenza a flessione 187
14.1.2 Resistenza a taglio 188
14.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 188
14.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 189
14.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 190
14.2.1 Resistenza a flessione 190
14.2.2 Resistenza a taglio 191
14.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 192
14.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 193
15. TIPOLOGIA Q - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 6.00-7.00m 194
15.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 199
15.1.1 Resistenza a flessione 199
15.1.2 Resistenza a taglio 200
15.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 200
15.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 201
15.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 202
15.2.1 Resistenza a flessione 202
15.2.2 Resistenza a taglio 203
15.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 204
15.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 205
16. TIPOLOGIA R - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 5.00-6.00m 206

16.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 211
16.1.1 Resistenza a flessione 211
16.1.2 Resistenza a taglio 212
16.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 212
16.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 213
16.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 214
16.2.1 Resistenza a flessione 214
16.2.2 Resistenza a taglio 215
16.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 216
16.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 217
17. TIPOLOGIA S - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 4.00-5.00m 218
17.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 223
17.1.1 Resistenza a flessione 223
17.1.2 Resistenza a taglio 224
17.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 224
17.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 225
17.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 226
17.2.1 Resistenza a flessione 226
17.2.2 Resistenza a taglio 227
17.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 228
17.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 229
18. TIPOLOGIA T - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 3.00-4.00m 230
18.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 235
18.1.1 Resistenza a flessione 235
18.1.2 Resistenza a taglio 236
18.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 236
18.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 237
18.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 238
18.2.1 Resistenza a flessione 238
18.2.2 Resistenza a taglio 239
18.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 240
18.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 241
19. TIPOLOGIA U - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 2.00-3.00m 242
19.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 247

19.1.1 Resistenza a flessione 247
19.1.2 Resistenza a taglio 248
19.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 248
19.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 249
19.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 250
19.2.1 Resistenza a flessione 250
19.2.2 Resistenza a taglio 251
19.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 252
19.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 253
20. TIPOLOGIA OS18 – MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 8.50m 254
20.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 259
20.1.1 Resistenza a flessione 259
20.1.2 Resistenza a taglio 260
20.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 260
20.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 261
20.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 262
20.2.1 Resistenza a flessione 262
20.2.2 Resistenza a taglio 263
20.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 264
20.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 265
20.3 VERIFICHE GEOTECNICHE 266
21. TIPOLOGIA D4 - MURO OS19 DI SOTTOSCARPA H = 4.0-9.25m 271
21.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 276
21.1.1 Resistenza a flessione 276
21.1.2 Resistenza a taglio 277
21.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 277
21.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 278
21.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 279
21.2.1 Resistenza a flessione 279
21.2.2 Resistenza a taglio 280
21.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 281
21.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 282
22. TIPOLOGIA F2 - MURO DI SOTTOSCARPA OS19 H = 1.0-4.0m 283
22.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 288

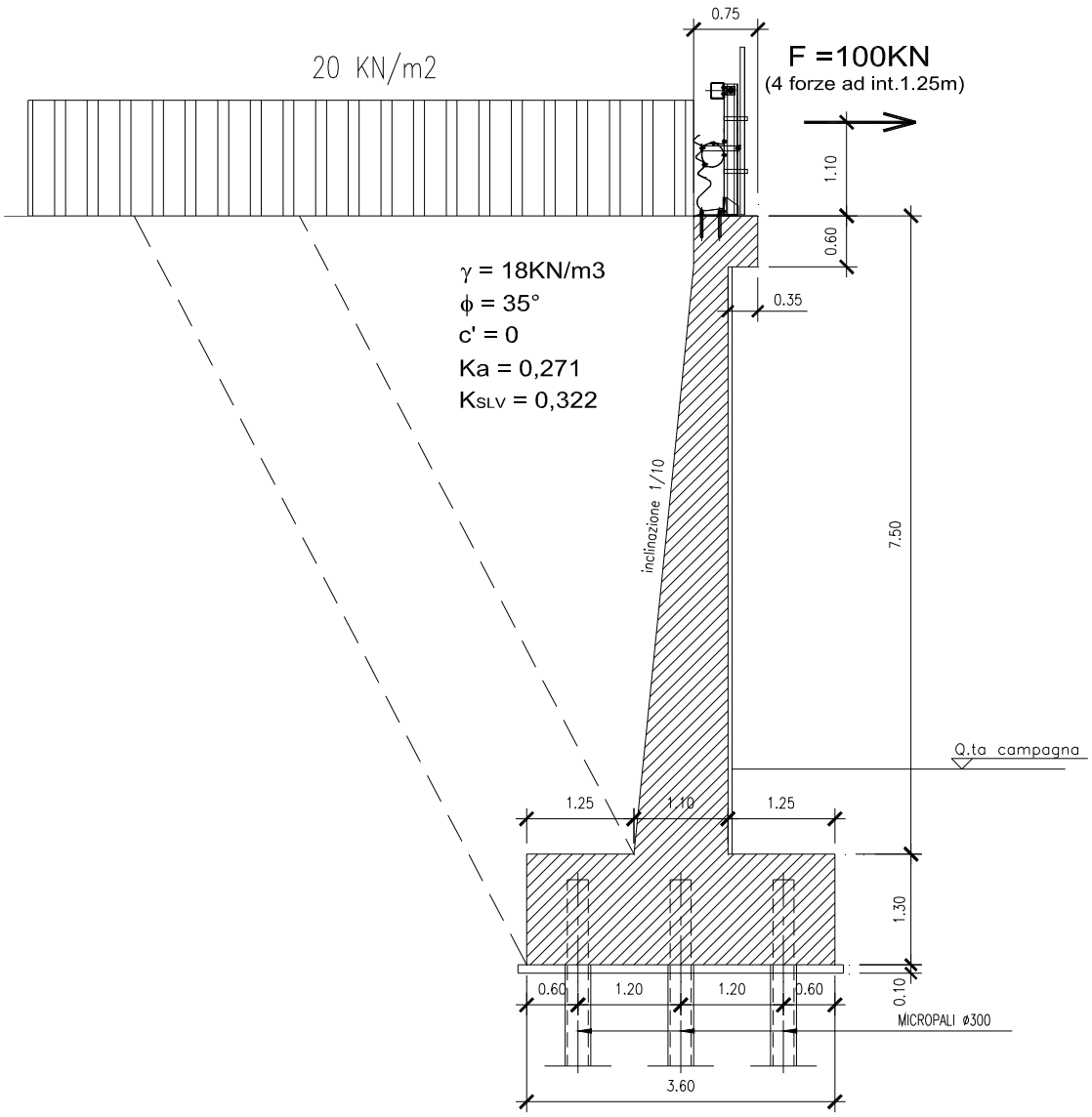
22.1.1 Resistenza a flessione 288
22.1.2 Resistenza a taglio 289
22.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 289
22.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 290
22.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 291
22.2.1 Resistenza a flessione 291
22.2.2 Resistenza a taglio 292
22.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 293
22.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 294
23. TIPOLOGIA V - MURO DI SOTTOSCARPA SU PALI OS20 H = 5.0-9.0m 295
23.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 300
23.1.1 Resistenza a flessione 300
23.1.2 Resistenza a taglio 301
23.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 301
23.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 302
23.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 303
23.2.1 Resistenza a flessione 303
23.2.2 Resistenza a taglio 304
23.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 305
23.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 306
24. TIPOLOGIA W - MURO DI SOTTOSCARPA SU PALI OS20 H = 1.0-5.0m 307
24.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE 312
24.1.1 Resistenza a flessione 312
24.1.2 Resistenza a taglio 313
24.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio 313
24.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 314
24.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE 315
24.2.1 Resistenza a flessione 315
24.2.2 Resistenza a taglio 316
24.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio 317
24.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura 318
25. FONDAZIONI PROFONDE DEI MURI DELLA S.S. N°291 319
25.1 Criteri di calcolo 319
25.2 Verifica SLU dell'ancoraggio alle strutture nodali superiori 321

25.3 Verifica SLU al carico limite verticale 322
25.4 Verifica SLU di instabilità dell'equilibrio elastico 323
25.5 Verifica SLU di resistenza della sezione per carichi assiali 325
25.6 Verifica SLU di resistenza a taglio della sezione 326
25.7 Verifica SLU al carico limite orizzontale del palo 326
25.8 Verifica SLU a flessione del palo. 331
25.9 Verifica SLU di stabilità globale "locale". 331
25.9.1 Approccio normativo 331
25.9.2 Metodi di analisi e codice di calcolo 332
25.9.3 Azioni sismiche 333
25.9.4 Sezioni di verifica e stratigrafie di progetto 335
25.9.5 Carichi 338
25.9.6 Tabella riassuntiva dei risultati 339
26. RISULTATI DELLE ANALISI 346
26.1 Micropali TIPO A, A1 e A2 346
26.2 Micropali TIPO B e B1. 369
26.3 Micropali TIPO C. 384
26.4 Micropali TIPO D, D1, D2, D3, D4, D5 393
26.5 Micropali TIPO E, E1. 438
26.6 Micropali TIPO F, F1 e F2. 457
26.7 Micropali TIPO G, G1 492
26.8 Micropali TIPO H, H1 e H2 510
26.9 Micropali TIPO I 532
26.10 Micropali TIPO L 541
26.11 Pali TIPO P 550
26.11.1 Verifiche strutturali 550
26.11.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo 550
26.11.3 Verifiche geotecniche 561
26.12 Pali TIPO Q 566
26.12.1 Verifiche strutturali 566
26.12.2 Verifiche geotecniche 577
26.13 Pali TIPO R 582
26.13.1 Verifiche strutturali 582
26.13.2 Verifiche geotecniche 593

26.14 Pali TIPO S 597
26.14.1 Verifiche strutturali 597
26.14.2 Verifiche geotecniche 608
26.15 Pali TIPO T 612
26.15.1 Verifiche strutturali 612
26.15.2 Verifiche geotecniche 623
26.16 Pali TIPO U 627
26.16.1 Verifiche strutturali 627
26.16.2 Verifiche geotecniche 638
26.17 Pali TIPO V 642
26.17.1 Verifiche strutturali 642
26.17.2 Verifiche geotecniche 653
26.18 Pali TIPO W 658
26.18.1 Verifiche strutturali 658
26.18.2 Verifiche geotecniche 669
26.19 Allegato di calcolo Stabilità globale 674
26.19.1 Statica OS14 674
26.19.2 Sismica OS14 678
26.19.3 Statica OS07 682
26.19.4 Sismica OS07 686
26.19.5 Statica OS20 691
26.19.6 Sismica OS20 695

1. TIPOLOGIE A, A1, A2 - MURO DI SOSTEGNO H = 7.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia A, A1, A2, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS1, OS2, OS3, OS5, OS6, OS8 e OS11. La verifica è fatta con riferimento ai muri OS5 e OS6, essendo quelli più sollecitati per la maggiore sismicità della zona in cui ricadono.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIE A, A1, A2 - H=7,50m		
Geometria		
Altezza paramento	7,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,10	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Spessore fondazione	1,30	m
Larghezza mensola interna	1,25	m
Larghezza mensola esterna	1,25	m
file di micropali	3	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio delle forze	2,4	m
Lunghezza concio di muro	11,50	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,30	m
Volume terreno su zattera interna	9,38	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	14,64	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	20,16	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,882	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,090	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,322	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,502	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,051	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,299	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,335	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,034	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,289	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	137,19	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	40,65	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	11,50	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	34,78	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	20,32	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	25,60	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	3,79	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	15,59	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	14,64	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	23,69	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	9,25	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,37	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	5,92	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	8,99	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	173	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	239	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	675	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	173	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	213	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	795	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	173	KN/m
Sforzo di taglio V	226	KN/m
Momento flettente M	743	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	173	KN/m
Sforzo di taglio V	178	KN/m
Momento flettente M	495	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	173	KN/m
Sforzo di taglio V	183	KN/m
Momento flettente M	539	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	188,87	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	47,69	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	117,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	168,75	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	31,25	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	25,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	11,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	675	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,41	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	317	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,26	m
Momento flettente M (amplificato)	772	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	515	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,42	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	272	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,10	m
Momento flettente M (non amplificato)	918	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	188,87	KN/m
Momento spinta rinterro	554,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	35,25	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	206,78	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	23,85	KN/m
Momento spinta sovraccarico	104,93	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	4,45	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	26,11	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	15,59	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	78,75	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	10,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	6,84	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	20,16	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	32,62	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	191,37	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	15,18	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-198,28	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-14,69	KNxm/m
Carico verticale totale	503	KN/m
Forza orizzontale totale	311	KN/m
Momento totale	1008	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	515	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,42	m
Sforzo di taglio V	237	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,23	m
Momento flettente M	566	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	188,87	KN/m
Momento spinta rinterro	554,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	12,74	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	74,74	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	23,85	KN/m
Momento spinta sovraccarico	104,93	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,61	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	9,44	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	5,92	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	29,88	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,99	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	2,59	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	12,38	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	72,61	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	15,18	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-198,28	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-14,69	KNxm/m
Carico verticale totale	503	KN/m
Forza orizzontale totale	249	KN/m
Momento totale	687	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	675	515	503	515	503
Sforzo di taglio V (KN/m)	317	272	311	237	249
Momento flettente M (KNxm/m)	772	918	1008	566	687

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	492	499	529	367	409
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-87	-190	-227	-58	-107
Vmax sui micropali (KN)	95	82	93	71	75

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	173	173	173	173	173
Sforzo di taglio V (KN/m)	239	213	226	178	183
Momento flettente M (KNxm/m)	675	795	743	495	539

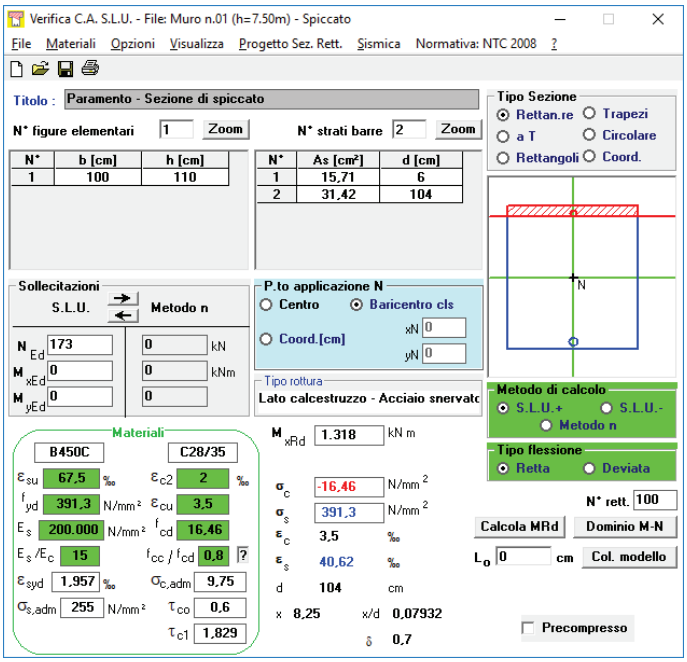
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-239	-213	-226	-178	-183
Sforzo di taglio V (KN/m)	453	483	516	336	382
Momento flettente M (KNxm/m)	830	933	890	611	658

1.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

1.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.10m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 interno in zona tesa e da 1Φ20/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.10m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	173	173	173	173
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	675	795	743	539
Momento di rottura Mr (KNxm)	1318	1513	1318	1318
Coefficiente di sicurezza γs	**1,95**	**1,90**	**1,77**	**2,44**

1.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

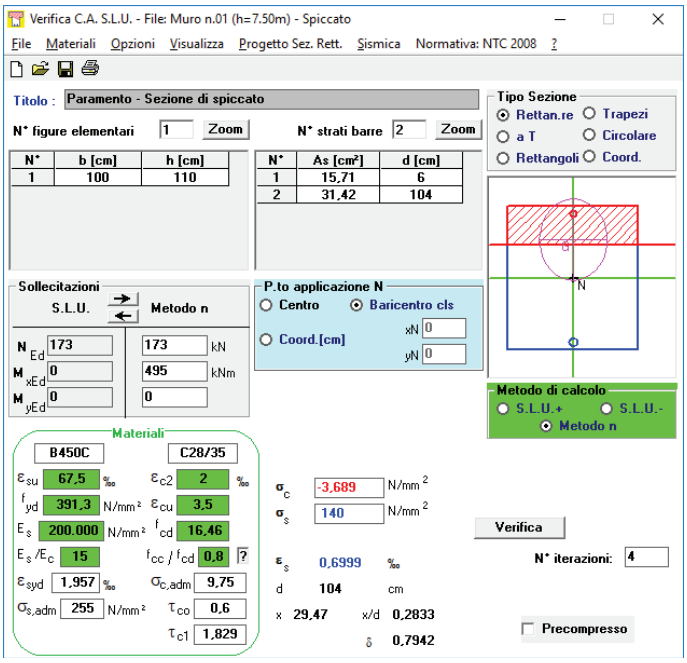
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	239	213	226	183
Taglio resistente Vrd (KN)	370	555	370	370
Coefficiente di sicurezza γs	**1,55**	**2,61**	**1,64**	**2,02**

essendo

$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$	370,30	
$Vrd_{min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$	338,50	KN
d	1040	mm
bw	1000	mm
k	1,44	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

1.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,7	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,53**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	140	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,57**	

1.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

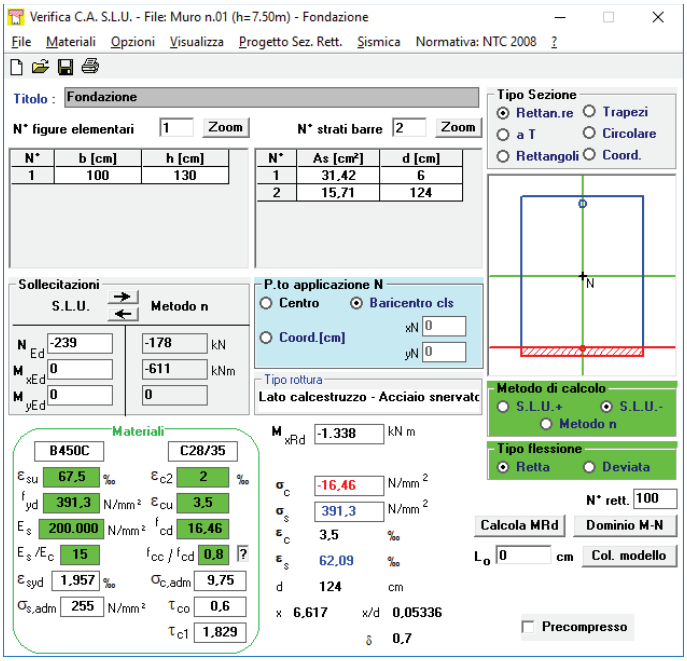
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,75	m
Altezza muro	7,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	20	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	20	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	8	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	25	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	6	kg/m
Peso delle barre interne	185	kg/m
Peso delle barre esterne	92	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	59	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	45	kg/m
Peso per spille di legatura	45	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	508	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	5,63	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

1.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

1.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.30m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -239KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-239	-213	-226	-183
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	830	933	890	658
Momento di rottura Mr (KNxm)	1338	1580	1346	1375
Coefficiente di sicurezza γs	**1,61**	**1,69**	**1,51**	**2,09**

1.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

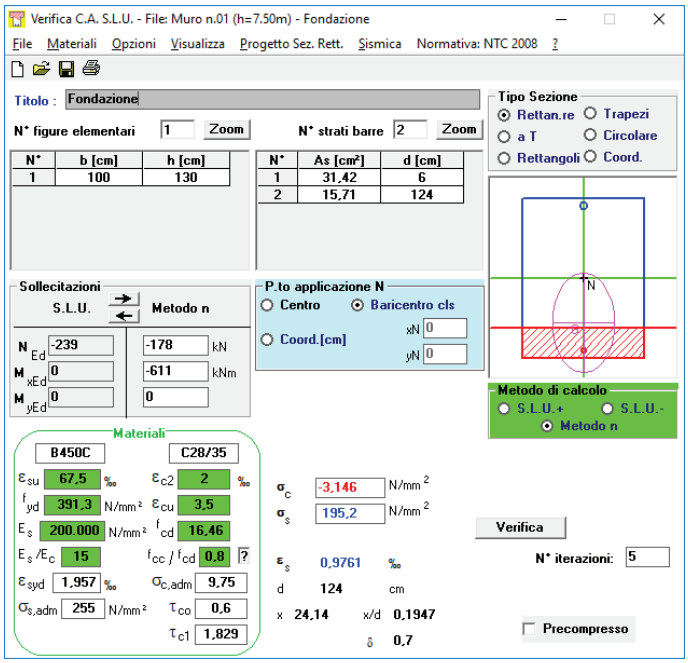
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	453	483	516	382
Taglio resistente Vrd (KN)	741	852	741	741
Coefficiente di sicurezza γs	**1,63**	**1,77**	**1,44**	**1,94**

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	741	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg²θ)	3167	KN
d	1240	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

1.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,1	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,22**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	195	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,85**	

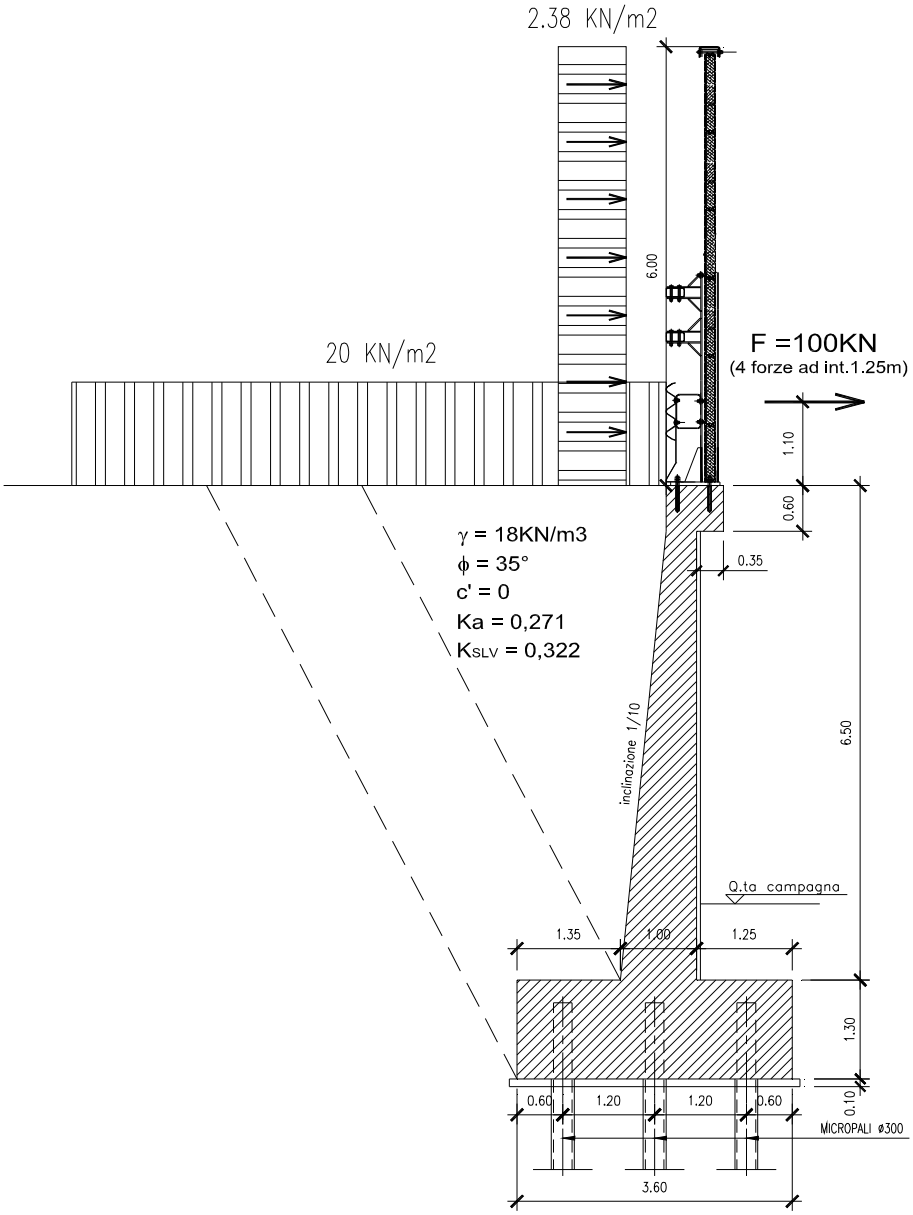
1.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,30	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	20	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	37	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	18	kg/m
Peso delle barre superiori	146	kg/m
Peso delle barre inferiori	73	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	19	
Peso dei cavallotti	28	
PESO TOTALE ARMATURA	376	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,68	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

2. TIPOLOGIE B, B1 - MURO DI SOSTEGNO H = 6.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia B, B1, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS1, OS3, OS5, OS6, OS8. La verifica è fatta con riferimento al muro OS6, essendo quello più sollecitato sia per la presenza in testa di una barriera antirumore di altezza 6.00m integrata alla barriera di sicurezza, sia per la maggiore sismicità della zona in cui ricade.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIE B, B1 - H=6,50m (con barriera antirumore)		
Geometria		
Altezza paramento	6,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,00	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Spessore fondazione	1,30	m
Larghezza mensola interna	1,35	m
Larghezza mensola esterna	1,25	m
file di micropali	3	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio delle forze	2,4	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,30	m
Volume terreno su zattera interna	8,78	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	11,00	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	15,84	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Pressione del vento su barriera antirumore	2,38	KN/m2
Altezza barriera antirumore	6,00	m
Spinta del vento applicata in testa al muro (da considerare al 60%)	14,28	KN/m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,882	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,090	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,322	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,502	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,051	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,299	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,335	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,034	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,289	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	103,04	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	35,23	KN/m
Spinta del vento al 60% (val.caratt.)	8,57	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	13,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	30,77	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	17,61	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	19,23	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	3,29	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	12,78	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	11,00	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	17,80	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	6,95	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,19	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	4,85	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	6,75	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+vento)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	142	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	200	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	584	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	142	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	169	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	572	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	174	KN/m
Momento flettente M	497	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	147	KN/m
Momento flettente M	419	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	140	KN/m
Momento flettente M	361	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+vento)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	148,38	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	42,27	KN/m
Spinta del vento al 60% (val. caratt.)	8,57	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	117,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	157,95	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	31,25	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	27,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	10,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	623	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,45	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	269	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,30	m
Momento flettente M (amplificato)	670	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	475	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,46	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	230	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,91	m
Momento flettente M (non amplificato)	736	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	148,38	KN/m
Momento spinta rinterro	385,80	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	27,69	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	144,00	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	21,14	KN/m
Momento spinta sovraccarico	82,44	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	3,94	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	20,51	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	12,78	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	58,17	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	10,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	6,84	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	15,84	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	25,63	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	133,26	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	16,00	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-177,69	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-15,19	KNxm/m
Carico verticale totale	462	KN/m
Forza orizzontale totale	250	KN/m
Momento totale	691	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	475	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,46	m
Sforzo di taglio V	199	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,23	m
Momento flettente M	481	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	148,38	KN/m
Momento spinta rinterro	385,80	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	10,01	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	52,05	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	21,14	KN/m
Momento spinta sovraccarico	82,44	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,43	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	7,41	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	4,85	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	22,07	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,99	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	2,59	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	9,72	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	50,57	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	16,00	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-177,69	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-15,19	KNxm/m
Carico verticale totale	462	KN/m
Forza orizzontale totale	200	KN/m
Momento totale	463	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	623	475	462	475	462
Sforzo di taglio V (KN/m)	269	230	250	199	200
Momento flettente M (KNxm/m)	670	736	691	481	463

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	438	418	398	323	312
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-64	-133	-120	-38	-35
Vmax sui micropali (KN)	81	69	75	60	60

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	142	142	142	142	142
Sforzo di taglio V (KN/m)	200	169	174	147	140
Momento flettente M (KNxm/m)	584	572	497	419	361

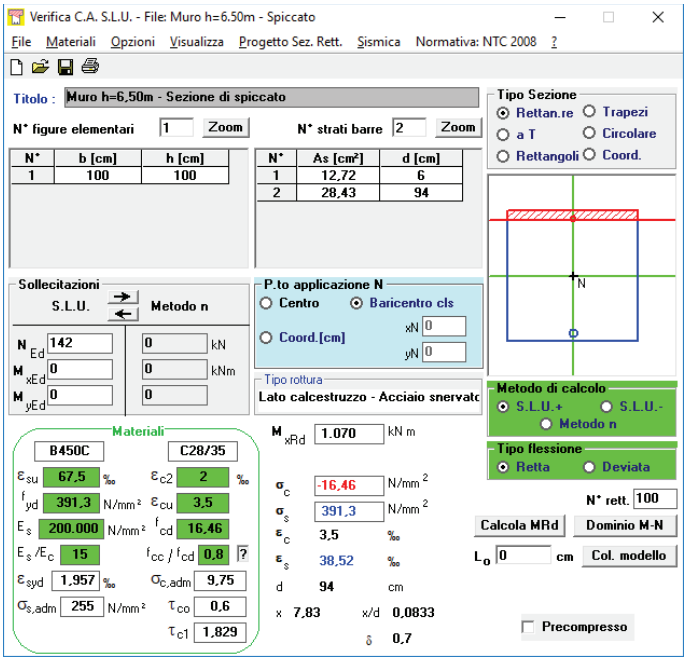
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-200	-169	-174	-147	-140
Sforzo di taglio V (KN/m)	394	393	370	287	275
Momento flettente M (KNxm/m)	714	681	610	515	452

2.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

2.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.00m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/20+1Φ18/20 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.00m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	142	142	142	142
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	584	572	497	361
Momento di rottura Mr (KNxm)	1070	1231	1070	1070
Coefficiente di sicurezza γs	1,83	2,15	2,15	2,97

2.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

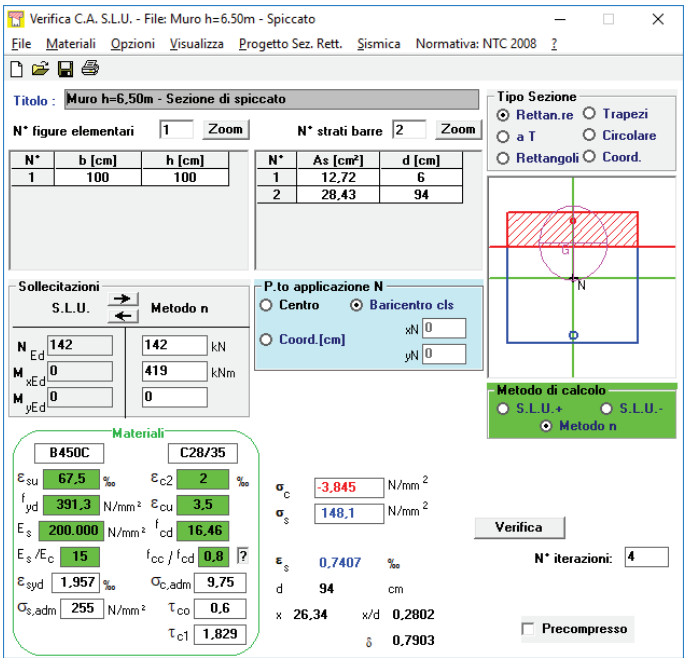
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	200	169	174	140
Taglio resistente Vrd (KN)	340	510	340	340
Coefficiente di sicurezza γs	**1,70**	**3,02**	**1,96**	**2,42**

essendo

$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$	339,82	
$Vrd_{min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$	313,23	KN
d	940	mm
bw	1000	mm
k	1,46	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

2.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,9	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,35**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	148	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,43**	

2.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

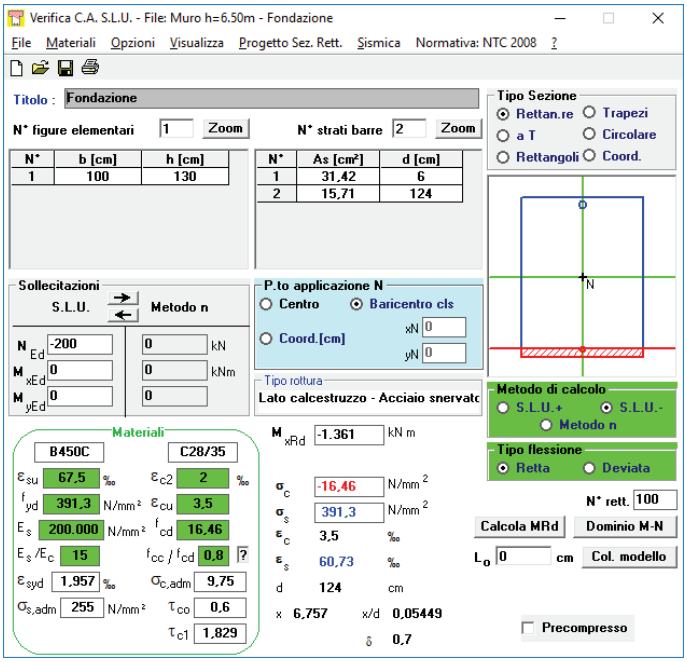
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,70	m
Altezza muro	6,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ20/20+1Φ18/20)	19	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	21	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	145	kg/m
Peso delle barre esterne	65	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	51	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	39	kg/m
Peso per spille di legatura	28	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	403	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,55	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

2.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

2.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.30m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -200KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-200	-169	-174	-140
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	714	681	610	452
Momento di rottura Mr (KNxm)	1361	1611	1377	1397
Coefficiente di sicurezza γs	**1,91**	**2,36**	**2,26**	**3,09**

2.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

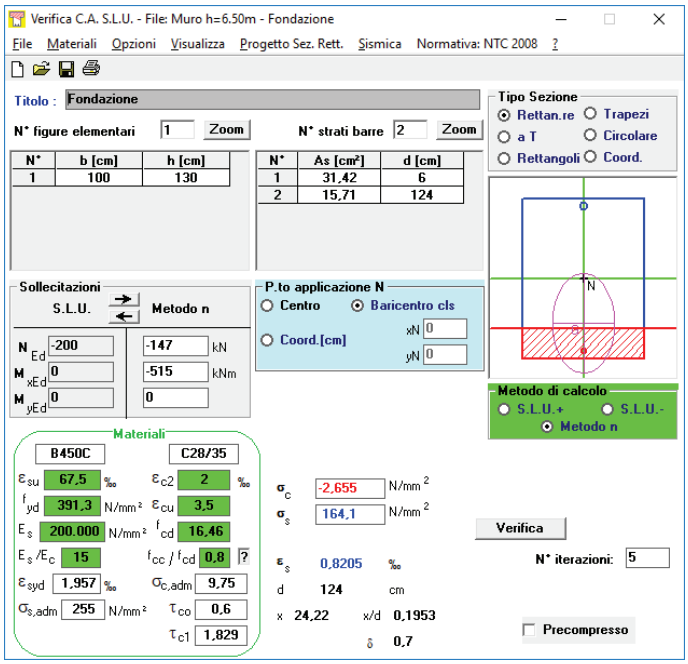
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	394	393	370	275
Taglio resistente Vrd (KN)	741	852	741	741
Coefficiente di sicurezza γs	**1,88**	**2,17**	**2,00**	**2,69**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	741	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	3167	KN
d	1240	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

2.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,7	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,84**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	164	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,20**	

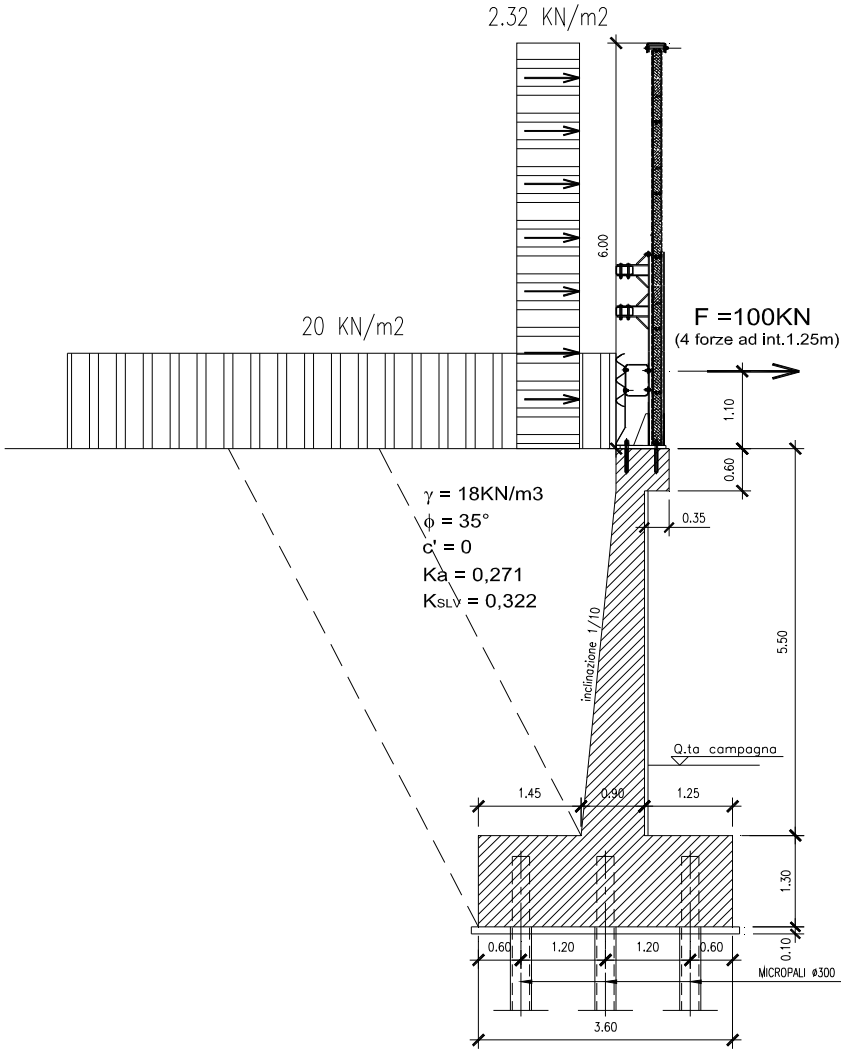
2.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,30	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	20	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	33	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	15	kg/m
Peso delle barre superiori	146	kg/m
Peso delle barre inferiori	73	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	19	
Peso dei cavallotti	28	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	369	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,68	m3/m
INCIDENZA	**79**	**Kg/m3**

3. TIPOLOGIA C - MURO DI SOSTEGNO H = 5.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia C, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS1, OS3, OS5 e OS6. La verifica è fatta con riferimento al muro OS6, essendo quello più sollecitato sia per la presenza in testa di una barriera antirumore di altezza 6.00m integrata alla barriera di sicurezza, sia per la maggiore sismicità della zona in cui ricade.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIA C - H=5,50m (con barriera antirumore)		
Geometria		
Altezza paramento	5,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,90	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Spessore fondazione	1,30	m
Larghezza mensola interna	1,45	m
Larghezza mensola esterna	1,25	m
file di micropali	3	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio delle forze	2,4	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,30	m
Volume terreno su zattera interna	7,98	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	7,87	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	12,04	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Pressione del vento su barriera antirumore	2,32	KN/m2
Altezza barriera antirumore	6,00	m
Spinta del vento applicata in testa al muro (da considerare al 60%)	13,92	KN/m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,882	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,090	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,322	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,502	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,051	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,299	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,335	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,034	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,289	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	73,78	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Spinta del vento al 60% (val.caratt.)	8,35	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	11,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	36,36	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	14,90	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	13,77	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,78	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	10,20	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	7,98	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	12,91	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	4,98	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,01	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	3,87	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	4,90	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+vento)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	153	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	405	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	140	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	457	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	128	KN/m
Momento flettente M	312	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	112	KN/m
Momento flettente M	288	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	103	KN/m
Momento flettente M	227	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+vento)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	112,78	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	36,85	KN/m
Spinta del vento al 60% (val. caratt.)	8,35	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	117,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	143,55	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	31,25	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	29,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	9,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	570	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,49	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	214	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,00	m
Momento flettente M (amplificato)	467	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	434	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,50	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	193	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,75	m
Momento flettente M (non amplificato)	592	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	112,78	KN/m
Momento spinta rinterro	255,62	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	21,05	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	95,41	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	18,43	KN/m
Momento spinta sovraccarico	62,65	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	3,44	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	15,59	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	10,20	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	41,31	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	10,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	6,84	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	12,04	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	19,48	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	88,30	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	15,60	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-154,32	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-15,59	KNxm/m
Carico verticale totale	420	KN/m
Forza orizzontale totale	196	KN/m
Momento totale	448	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	434	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,50	m
Sforzo di taglio V	158	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,93	m
Momento flettente M	332	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	112,78	KN/m
Momento spinta rinterro	255,62	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	7,61	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	34,49	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	18,43	KN/m
Momento spinta sovraccarico	62,65	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,24	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	5,63	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,87	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	15,67	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,99	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	2,59	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	7,39	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	33,50	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	15,60	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-154,32	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-15,59	KNxm/m
Carico verticale totale	420	KN/m
Forza orizzontale totale	155	KN/m
Momento totale	293	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	570	434	420	434	420
Sforzo di taglio V (KN/m)	214	193	196	158	155
Momento flettente M (KNxm/m)	467	592	448	332	293

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	346	352	294	255	236
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-4	-92	-42	6	16
Vmax sui micropali (KN)	64	58	59	47	47

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	113	113	113	113	113
Sforzo di taglio V (KN/m)	153	140	128	112	103
Momento flettente M (KNxm/m)	405	457	312	288	227

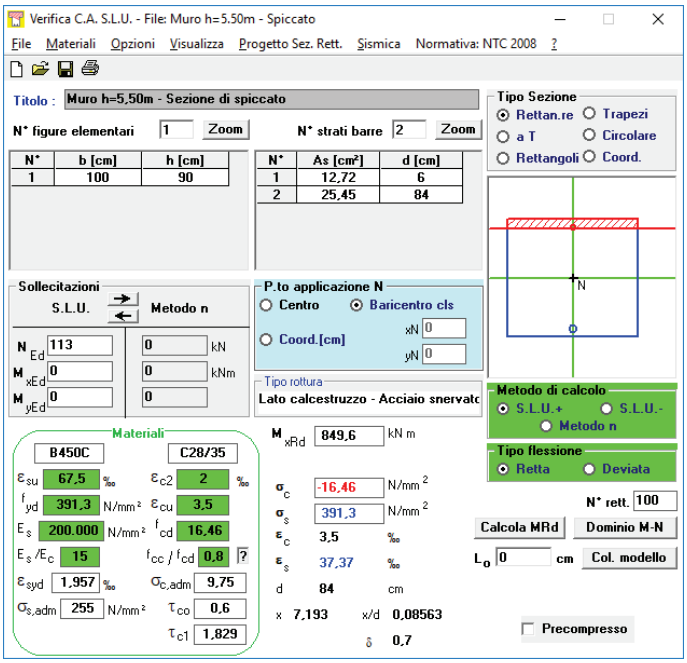
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-153	-140	-128	-112	-103
Sforzo di taglio V (KN/m)	291	320	255	211	190
Momento flettente M (KNxm/m)	505	548	396	361	294

3.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

3.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.90m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/10 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.90m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	113	113	113	113
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	405	457	312	227
Momento di rottura Mr (KNxm)	850	980	850	850
Coefficiente di sicurezza γs	2,10	2,14	2,72	3,75

3.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	153	140	128	103
Taglio resistente Vrd (KN)	309	464	309	309
Coefficiente di sicurezza γs	2,02	3,32	2,41	2,99

essendo

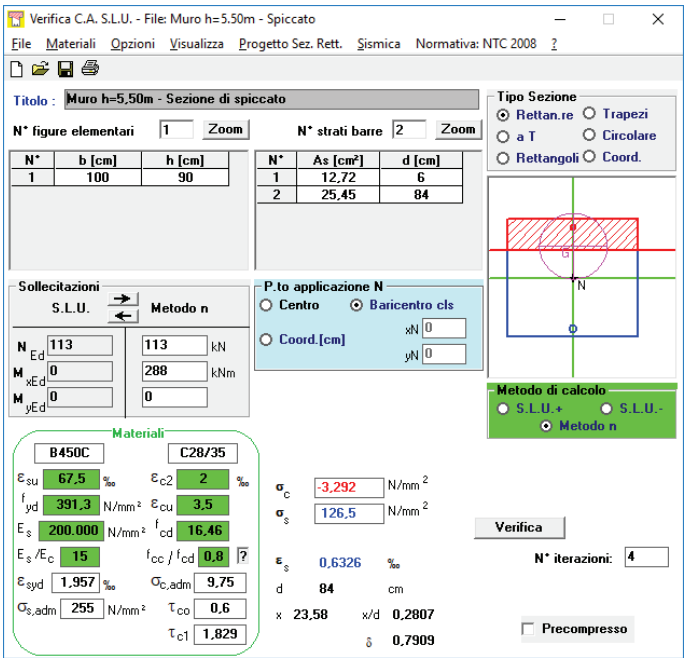
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d = 309{,}47$$

$$Vrd_{min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d = 287{,}61 \text{ KN}$$

d	840	mm
bw	1000	mm
k	1,49	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

3.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,3	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,96**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	127	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,83**	

3.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

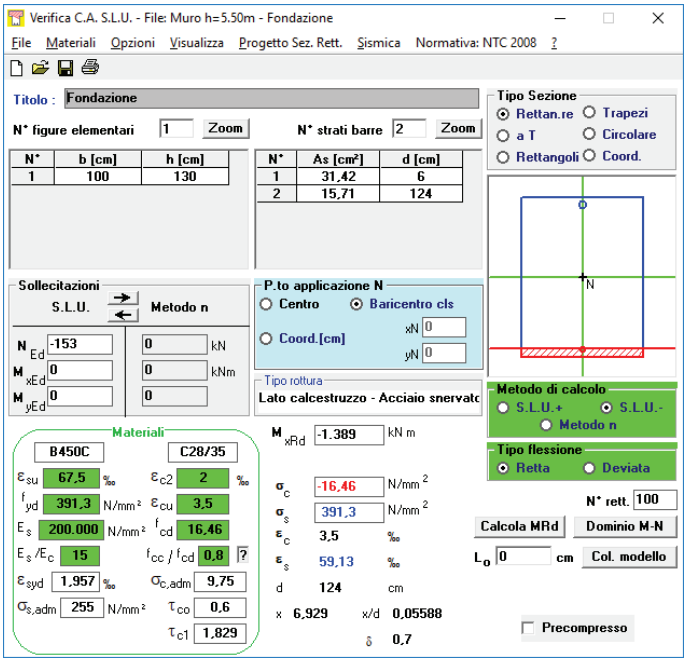
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,65	m
Altezza muro	5,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ20/20+1Φ18/20)	18	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	18	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	110	kg/m
Peso delle barre esterne	55	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	33	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	24	kg/m
Peso per spille di legatura	22	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	317	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	3,58	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

3.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

3.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.30m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -153KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-153	-140	-128	-103
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	505	548	396	294
Momento di rottura Mr (KNxm)	1389	1628	1404	1419
Coefficiente di sicurezza γs	2,75	2,97	3,55	4,83

3.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

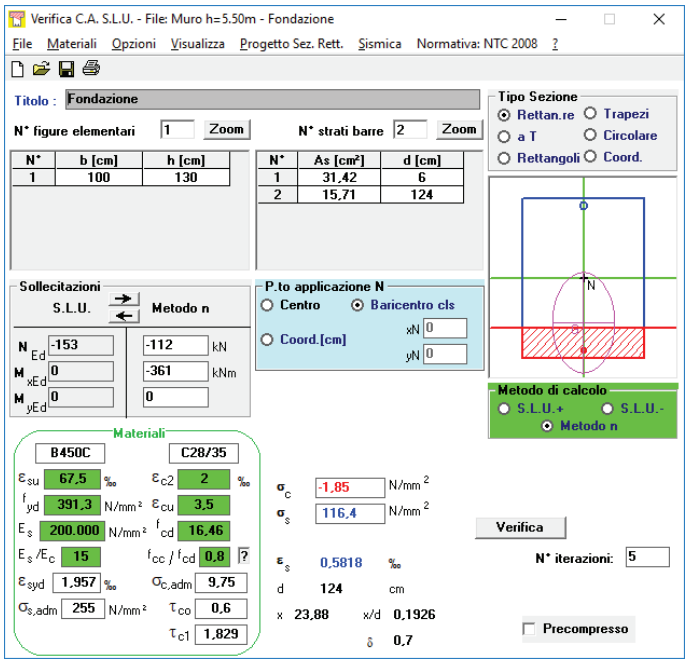
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	291	320	255	190
Taglio resistente Vrd (KN)	741	852	741	741
Coefficiente di sicurezza γs	**2,54**	**2,67**	**2,91**	**3,90**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	741	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	3167	KN
d	1240	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

3.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	1,9	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**6,88**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	116	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,10**	

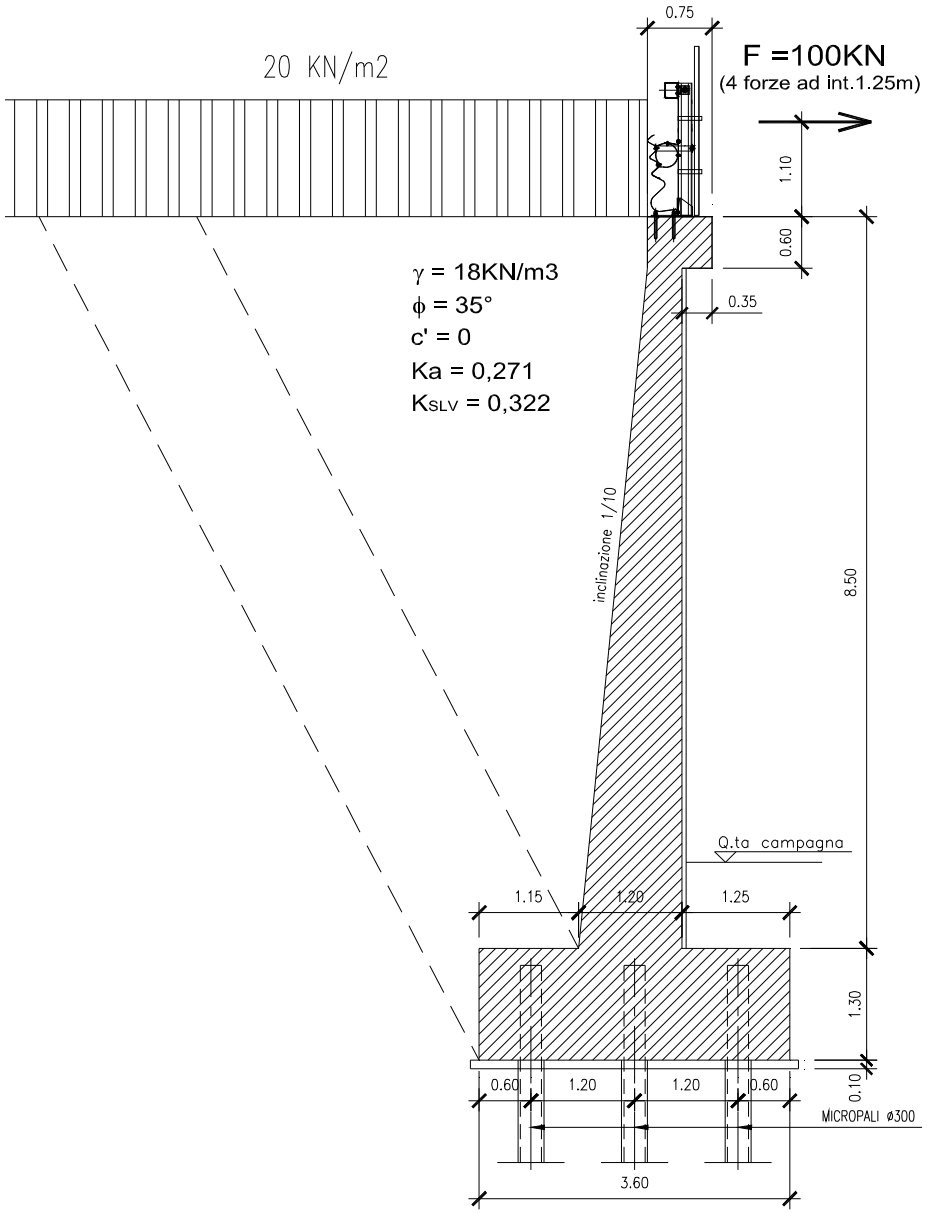
3.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,30	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	20	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	30	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	15	kg/m
Peso delle barre superiori	146	kg/m
Peso delle barre inferiori	73	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	19	
Peso dei cavallotti	28	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	365	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,68	m3/m
INCIDENZA	**78**	**Kg/m3**

4. TIPOLOGIE D, D1, D2, D3, D5 - MURO DI SOSTEGNO H = 8.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia D, D1, D2, D3, D5 come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS3, OS4, OS6, OS7, OS10 e OS11. La verifica è fatta con riferimento al muro OS6, essendo quello più sollecitato per la maggiore sismicità della zona in cui ricade e per la minore larghezza (7.35m) su cui si diffonde l'urto di un veicolo in svio.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIE D, D1, D2, D3 - H=8,50m		
Geometria		
Altezza paramento	8,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,20	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Spessore fondazione	1,30	m
Larghezza mensola interna	1,15	m
Larghezza mensola esterna	1,25	m
file di micropali	3	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio delle forze	2,4	m
Lunghezza concio di muro	7,35	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,30	m
Volume terreno su zattera interna	9,78	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	18,81	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	25,00	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,882	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,090	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,322	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,502	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,051	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,299	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,335	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,034	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,289	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	176,21	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	46,07	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	7,35	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	54,42	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	23,03	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	32,88	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	4,30	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	18,63	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	18,81	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	30,43	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	11,89	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,55	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	7,07	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	11,55	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	207	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	298	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	943	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	207	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	277	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	1218	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	207	KN/m
Sforzo di taglio V	285	KN/m
Momento flettente M	1059	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	207	KN/m
Sforzo di taglio V	222	KN/m
Momento flettente M	695	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	207	KN/m
Sforzo di taglio V	231	KN/m
Momento flettente M	769	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	234,23	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	53,11	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	117,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	175,95	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	31,25	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	23,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	7,35	m
Sforzo assiale N (amplificato)	725	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,37	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	384	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,61	m
Momento flettente M (amplificato)	1073	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	554	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,38	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	342	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,74	m
Momento flettente M (non amplificato)	1383	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	234,23	KN/m
Momento spinta rinterro	765,16	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	43,71	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	285,59	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	26,56	KN/m
Momento spinta sovraccarico	130,13	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	4,96	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	32,38	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	18,63	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	103,38	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	10,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	6,84	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	25,00	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	40,45	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	264,31	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	12,95	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-215,54	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-14,09	KNxm/m
Carico verticale totale	543	KN/m
Forza orizzontale totale	379	KN/m
Momento totale	1408	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	554	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,38	m
Sforzo di taglio V	287	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,57	m
Momento flettente M	790	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	234,23	KN/m
Momento spinta rinterro	765,16	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	15,80	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	103,22	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	26,56	KN/m
Momento spinta sovraccarico	130,13	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,79	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	11,70	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	7,07	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	39,23	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,99	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	2,59	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	15,35	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	100,29	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	12,95	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	36,72	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-215,54	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-14,09	KNxm/m
Carico verticale totale	543	KN/m
Forza orizzontale totale	305	KN/m
Momento totale	972	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	725	554	543	554	543
Sforzo di taglio V (KN/m)	384	342	379	287	305
Momento flettente M (KNxm/m)	1073	1383	1408	790	972

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	620	685	691	463	528
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-185	-352	-365	-130	-202
Vmax sui micropali (KN)	115	103	114	86	91

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	207	207	207	207	207
Sforzo di taglio V (KN/m)	298	277	285	222	231
Momento flettente M (KNxm/m)	943	1218	1059	695	769

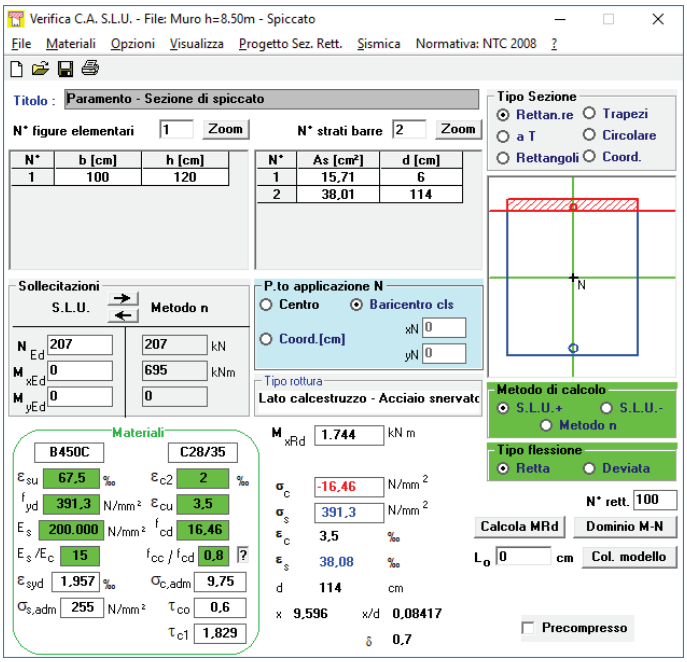
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-298	-277	-285	-222	-231
Sforzo di taglio V (KN/m)	596	689	696	442	514
Momento flettente M (KNxm/m)	1137	1397	1245	840	919

4.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

4.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.20m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ22/10 interno in zona tesa e da 1Φ20/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.20m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	207	207	207	207
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	943	1218	1059	769
Momento di rottura Mr (KNxm)	1744	2001	1744	1744
Coefficiente di sicurezza γs	1,85	1,64	1,65	2,27

4.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	298	277	285	231
Taglio resistente Vrd (KN)	414	621	414	414
Coefficiente di sicurezza γs	**1,39**	**2,24**	**1,45**	**1,79**

essendo

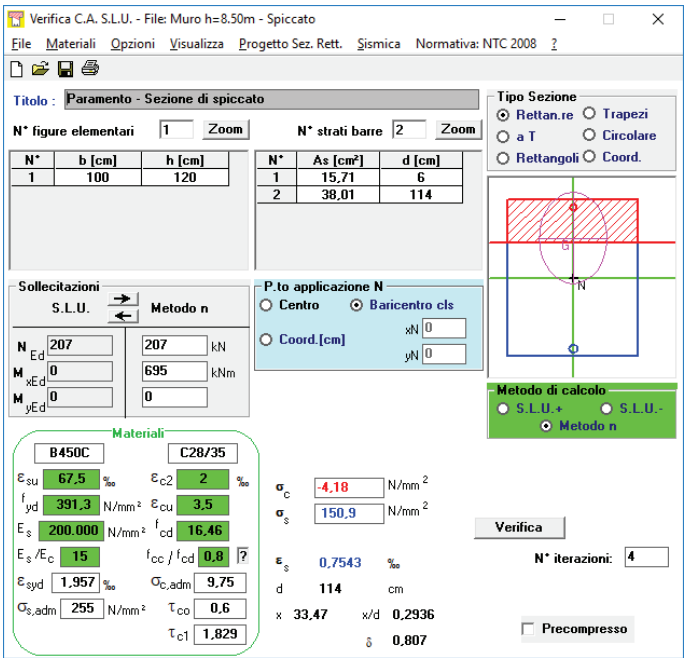
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$

	413,76	
	363,46	KN
d	1140	mm
bw	1000	mm
k	1,42	
ρl	0,00333	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

4.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,11**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	151	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,38**	

4.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

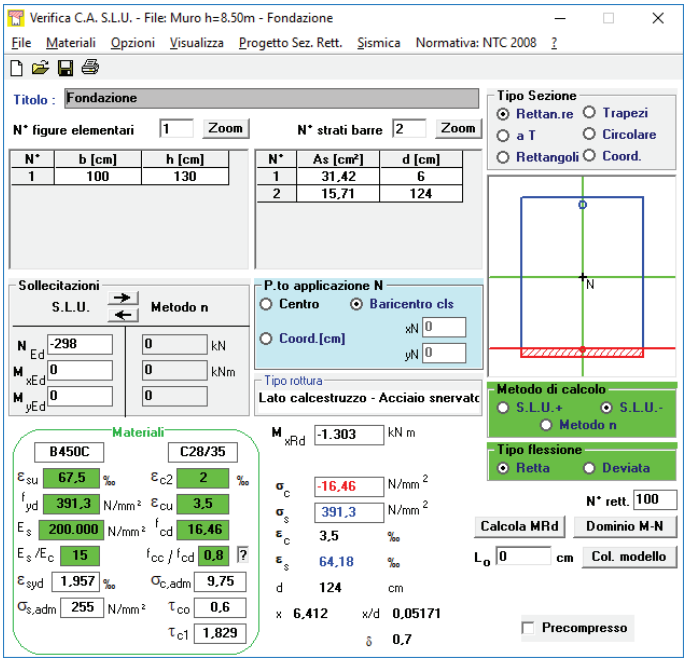
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,80	m
Altezza muro	8,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	22	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	20	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	33	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	6	kg/m
Peso delle barre interne	254	kg/m
Peso delle barre esterne	105	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	67	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	51	kg/m
Peso per spille di legatura	41	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	607	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	6,80	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

4.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

4.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.30m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -298KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-298	-277	-285	-231
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1137	1397	1245	919
Momento di rottura Mr (KNxm)	1303	1546	1311	1343
Coefficiente di sicurezza γs	**1,15**	**1,11**	**1,05**	**1,46**

4.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

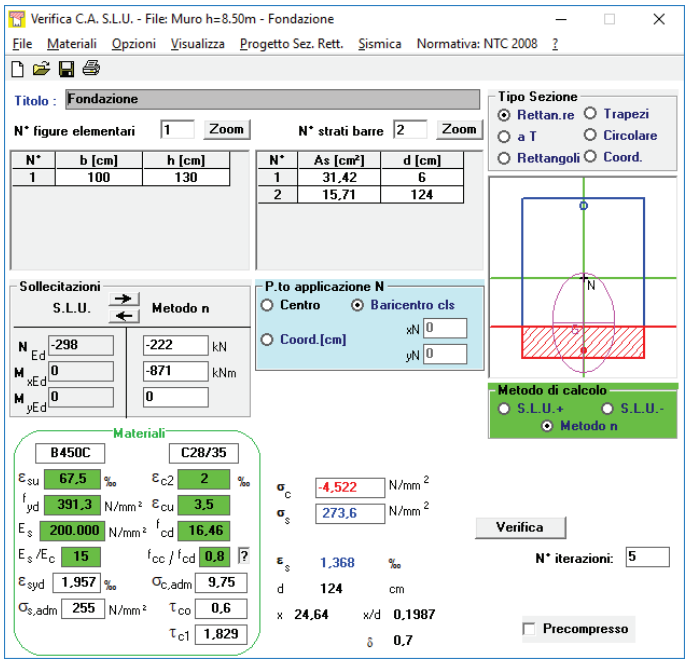
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	596	689	696	514
Taglio resistente Vrd (KN)	741	852	741	741
Coefficiente di sicurezza γs	**1,24**	**1,24**	**1,06**	**1,44**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	741	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	3167	KN
d	1240	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

4.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,5	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,91**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	274	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,31**	

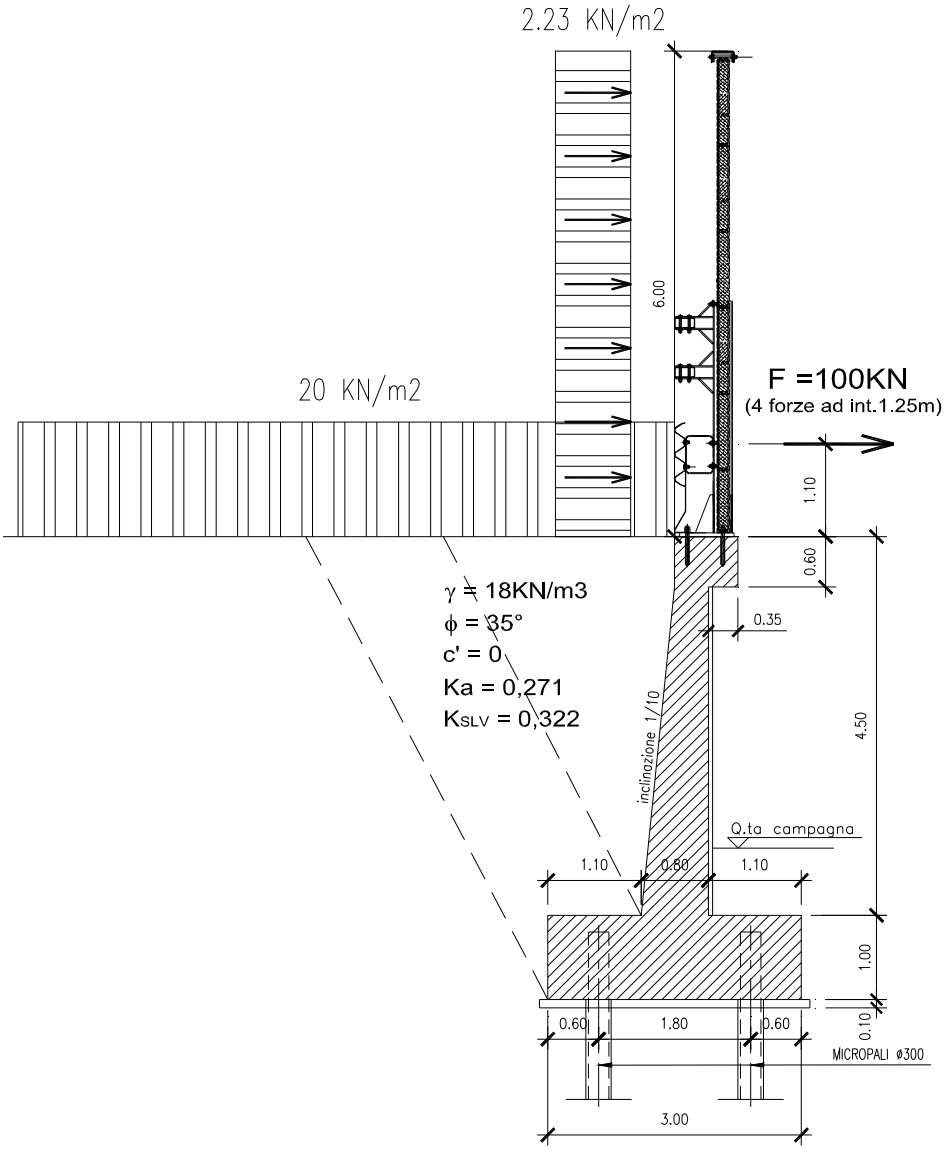
4.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,30	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	20	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	45	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	18	kg/m
Peso delle barre superiori	146	kg/m
Peso delle barre inferiori	73	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	11	
Peso dei cavallotti	28	
PESO TOTALE ARMATURA	375	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,68	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

5. TIPOLOGIE E, E1 - MURO DI SOSTEGNO H = 4.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia E, E1 come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS5, OS6 e OS12. La verifica è fatta con riferimento al muro OS6, essendo quello più sollecitato sia per la presenza in testa di una barriera antirumore di altezza 6.00m integrata alla barriera di sicurezza, sia per la maggiore sismicità della zona in cui ricade.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIE E, E1 - H=4,50m (con barriera antirumore)		
Geometria		
Altezza paramento	4,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,80	m
Larghezza fondazione	3,00	m
Spessore fondazione	1,00	m
Larghezza mensola interna	1,10	m
Larghezza mensola esterna	1,10	m
file di micropali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,8	m
braccio delle forze	1,8	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,00	m
Volume terreno su zattera interna	4,95	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	5,27	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	7,87	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Pressione del vento su barriera antirumore	2,23	KN/m2
Altezza barriera antirumore	6,00	m
Spinta del vento applicata in testa al muro (da considerare al 60%)	13,38	KN/m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,882	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,090	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,322	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,502	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,051	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,299	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,335	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,034	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,289	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	49,39	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	24,39	KN/m
Spinta del vento al 60% (val.caratt.)	8,03	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	9,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	44,44	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	12,19	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	9,22	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,28	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	7,84	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	5,27	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	8,53	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	3,33	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,82	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	2,97	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	3,24	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+vento)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	87	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	113	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	269	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	87	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	118	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	378	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	87	KN/m
Sforzo di taglio V	89	KN/m
Momento flettente M	179	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	87	KN/m
Sforzo di taglio V	82	KN/m
Momento flettente M	189	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	87	KN/m
Sforzo di taglio V	72	KN/m
Momento flettente M	130	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+vento)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	73,78	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Spinta del vento al 60% (val. caratt.)	8,03	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	75,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	89,10	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	27,50	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	22,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	8,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	395	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,24	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	153	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,63	m
Momento flettente M (amplificato)	298	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	301	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,25	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	152	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,53	m
Momento flettente M (non amplificato)	461	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	73,78	KN/m
Momento spinta rinterro	135,26	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	13,77	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	50,48	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	14,90	KN/m
Momento spinta sovraccarico	40,99	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,78	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	10,20	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	7,84	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	25,48	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	6,74	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,37	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	7,87	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	12,74	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	46,72	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	1,09	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	26,13	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-84,65	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-10,45	KNxm/m
Carico verticale totale	290	KN/m
Forza orizzontale totale	133	KN/m
Momento totale	245	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	301	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,25	m
Sforzo di taglio V	112	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,56	m
Momento flettente M	209	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	73,78	KN/m
Momento spinta rinterro	135,26	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	4,98	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	18,25	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	14,90	KN/m
Momento spinta sovraccarico	40,99	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,01	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	3,69	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	2,97	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	9,67	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	2,56	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,28	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	4,83	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	17,73	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	1,09	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	26,13	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-84,65	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-10,45	KNxm/m
Carico verticale totale	290	KN/m
Forza orizzontale totale	105	KN/m
Momento totale	159	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	395	301	290	301	290
Sforzo di taglio V (KN/m)	153	152	133	112	105
Momento flettente M (KNxm/m)	298	461	245	209	159

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	327	366	253	240	210
Nmin sul micropalo di monte (KN)	29	-95	8	31	51
Vmax sui micropali (KN)	69	68	60	50	47

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	87	87	87	87	87
Sforzo di taglio V (KN/m)	113	118	89	82	72
Momento flettente M (KNxm/m)	269	378	179	189	130

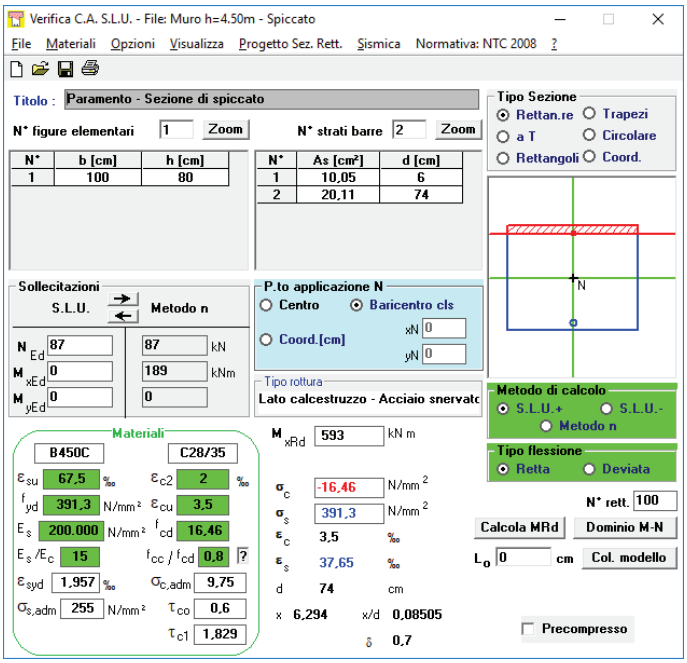
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-113	-118	-89	-82	-72
Sforzo di taglio V (KN/m)	292	352	226	212	178
Momento flettente M (KNxm/m)	325	437	224	230	166

5.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

5.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.80m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ16/10 interno in zona tesa e da 1Φ16/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.80m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	87	87	87	87
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	269	378	179	130
Momento di rottura Mr (KNxm)	593	685	593	593
Coefficiente di sicurezza γs	**2,20**	**1,81**	**3,31**	**4,55**

5.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	113	118	89	72
Taglio resistente Vrd (KN)	269	403	269	269
Coefficiente di sicurezza γs	**2,38**	**3,41**	**3,00**	**3,73**

essendo

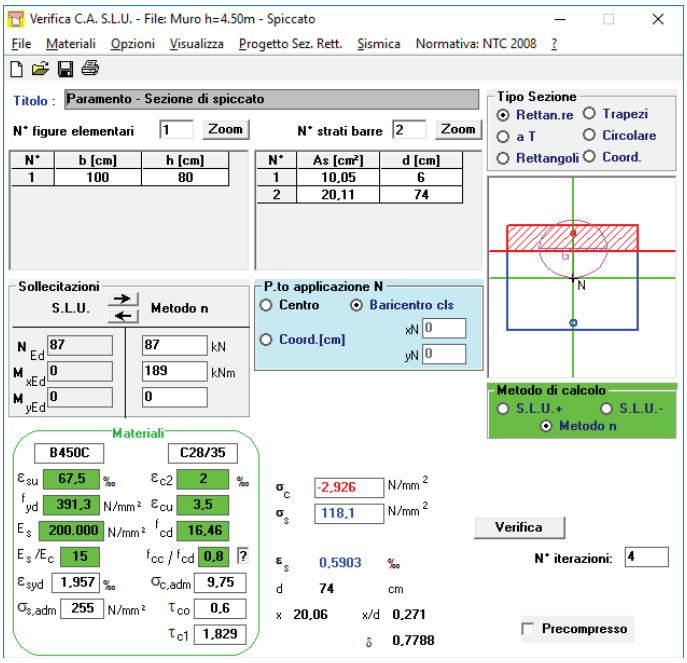
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$ 268,72

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$ 261,57 KN

d	740	mm
bw	1000	mm
k	1,52	
ρl	0,00272	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

5.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,9	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,51**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	118	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,05**	

5.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

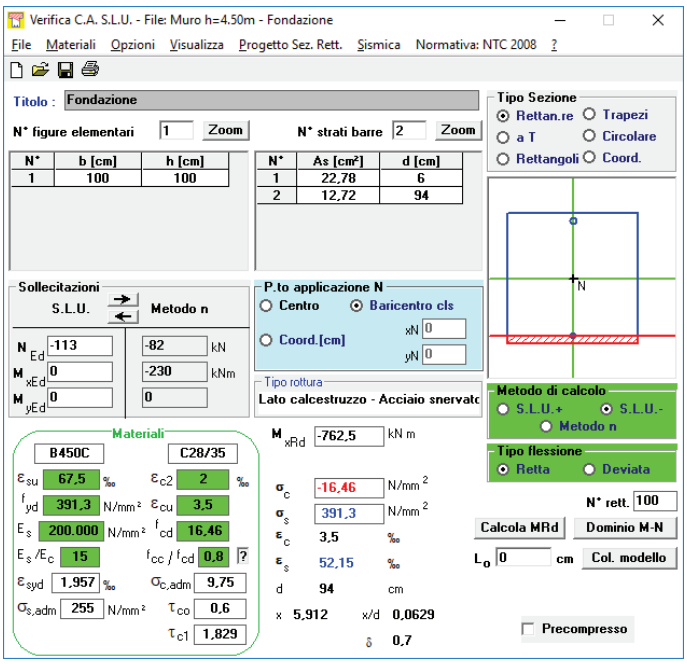
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,60	m
Altezza muro	4,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne	16	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	16	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	13	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	3	kg/m
Peso delle barre interne	71	kg/m
Peso delle barre esterne	36	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	27	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	20	kg/m
Peso per spille di legatura	17	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	236	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	2,70	m3/m
INCIDENZA	**88**	**Kg/m3**

5.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

5.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.00m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/20 + 1Φ16/20 superiore e da 1Φ18/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -113KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-113	-118	-89	-72
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	325	437	224	166
Momento di rottura Mr (KNxm)	762	890	773	781
Coefficiente di sicurezza γs	2,34	2,04	3,45	4,69

5.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

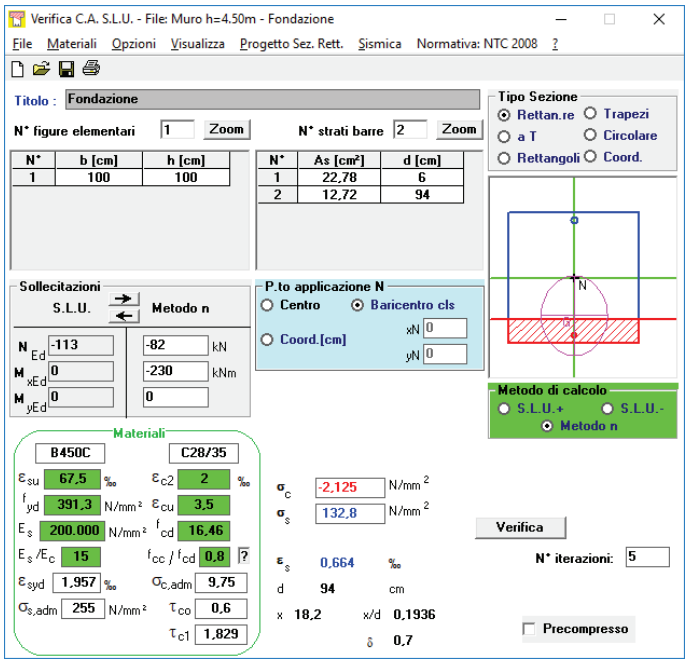
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	292	352	226	178
Taglio resistente Vrd (KN)	562	646	562	562
Coefficiente di sicurezza γs	**1,92**	**1,84**	**2,49**	**3,15**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	562	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	2401	KN
d	940	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

5.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,1	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**6,23**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	133	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,71**	

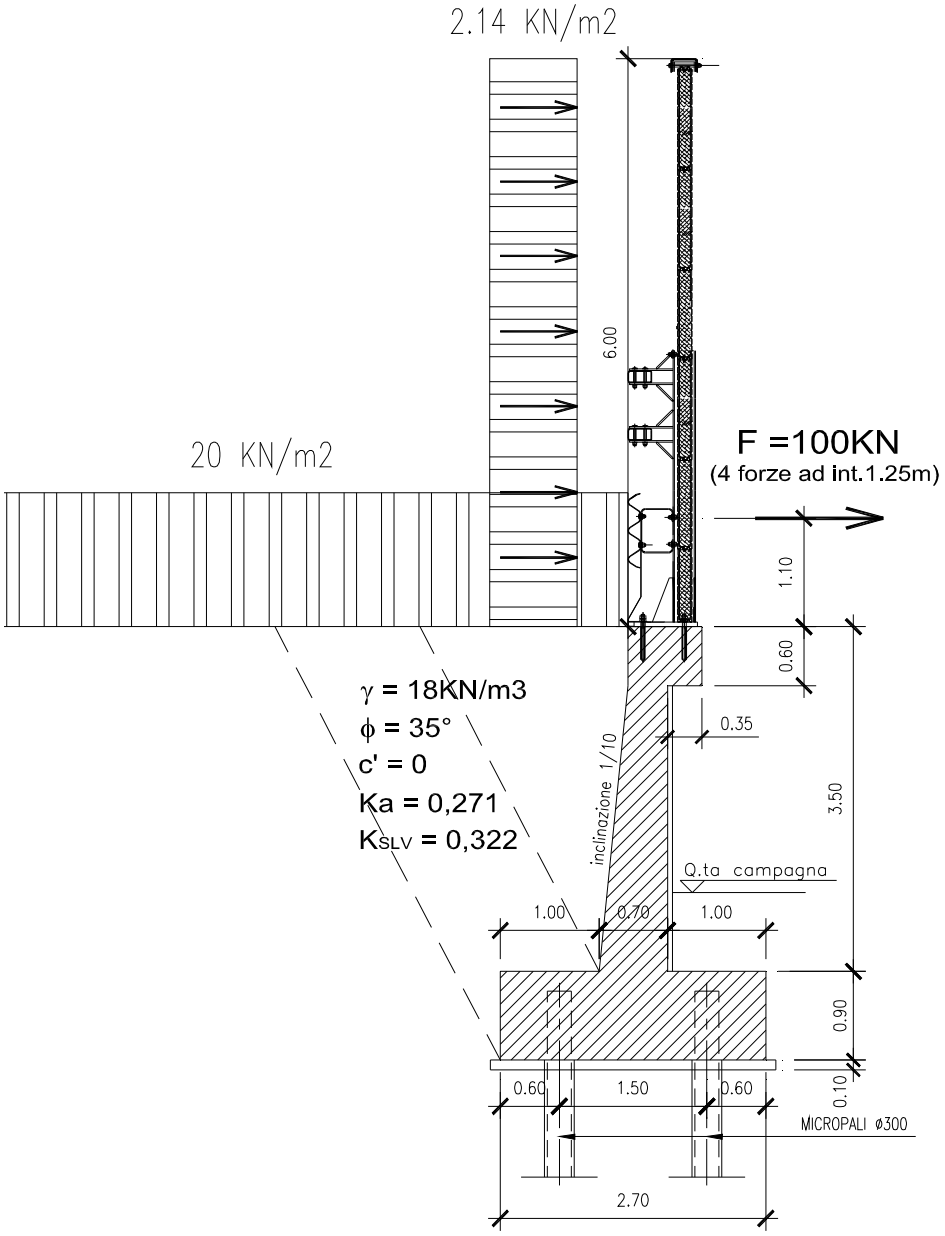
5.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,00	m
Larghezza fondazione	3,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ18/20+1Φ16/20)	17	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	18	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	19	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	9	kg/m
Peso delle barre superiori	84	kg/m
Peso delle barre inferiori	47	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	23	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	23	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	14	
Peso dei cavallotti	18	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	237	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	3,00	m3/m
INCIDENZA	**79**	**Kg/m3**

6. TIPOLOGIE F, F1, F2 - MURO DI SOSTEGNO H = 3.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia F, F1, F2 come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS5, OS6, OS9 e OS12. La verifica è fatta con riferimento al muro OS6, essendo quello più sollecitato sia per la presenza in testa di una barriera antirumore di altezza 6.00m integrata alla barriera di sicurezza, sia per la maggiore sismicità della zona in cui ricade.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIE F, F1, F2 - H=3,50m (con barriera antirumore)		
Geometria		
Altezza paramento	3,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,70	m
Larghezza fondazione	2,70	m
Spessore fondazione	0,90	m
Larghezza mensola interna	1,00	m
Larghezza mensola esterna	1,00	m
file di micropali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,5	m
braccio delle forze	1,5	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	1,90	m
Volume terreno su zattera interna	3,50	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	3,19	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	5,04	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Pressione del vento su barriera antirumore	2,14	KN/m2
Altezza barriera antirumore	6,00	m
Spinta del vento applicata in testa al muro (da considerare al 60%)	12,84	KN/m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,882	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,090	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,322	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,502	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,051	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,299	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,335	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,034	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,289	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	29,88	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	18,97	KN/m
Spinta del vento al 60% (val.caratt.)	7,70	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	7,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	57,14	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	9,48	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	5,58	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	1,77	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	5,70	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	3,50	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	5,66	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	2,02	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,64	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	2,16	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	2,15	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+vento)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	63	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	79	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	170	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	63	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	106	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	331	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	63	KN/m
Sforzo di taglio V	58	KN/m
Momento flettente M	92	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	63	KN/m
Sforzo di taglio V	57	KN/m
Momento flettente M	118	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	63	KN/m
Sforzo di taglio V	46	KN/m
Momento flettente M	66	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+vento)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	47,22	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	23,85	KN/m
Spinta del vento al 60% (val. caratt.)	7,70	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	60,75	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	63,00	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	25,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	20,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	7,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	306	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,15	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	109	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,34	m
Momento flettente M (amplificato)	192	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	232	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,15	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	126	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,37	m
Momento flettente M (non amplificato)	380	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	47,22	KN/m
Momento spinta rinterro	69,25	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	8,81	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	25,85	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	11,92	KN/m
Momento spinta sovraccarico	26,23	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,23	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	6,53	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	5,70	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	15,11	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	5,46	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	2,46	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	5,04	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	8,16	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	23,92	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	-0,79	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	21,25	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-53,55	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-8,50	KNxm/m
Carico verticale totale	222	KN/m
Forza orizzontale totale	89	KN/m
Momento totale	128	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	232	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,15	m
Sforzo di taglio V	79	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,27	m
Momento flettente M	133	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	47,22	KN/m
Momento spinta rinterro	69,25	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	3,18	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	9,34	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	11,92	KN/m
Momento spinta sovraccarico	26,23	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,80	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	2,36	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	2,16	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	5,74	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	2,07	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	0,93	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	3,09	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	9,08	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	-0,79	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	21,25	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-53,55	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-8,50	KNxm/m
Carico verticale totale	222	KN/m
Forza orizzontale totale	70	KN/m
Momento totale	81	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	306	232	222	232	222
Sforzo di taglio V (KN/m)	109	126	89	79	70
Momento flettente M (KNxm/m)	192	380	128	133	81

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	253	332	177	185	149
Nmin sul micropalo di monte (KN)	22	-123	23	24	51
Vmax sui micropali (KN)	49	57	40	35	32

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	63	63	63	63	63
Sforzo di taglio V (KN/m)	79	106	58	57	46
Momento flettente M (KNxm/m)	170	331	92	118	66

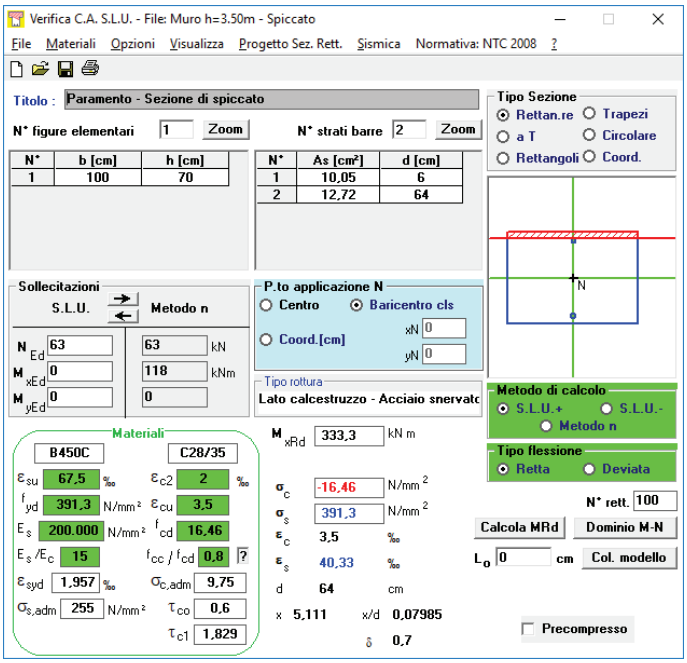
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-79	-106	-58	-57	-46
Sforzo di taglio V (KN/m)	219	322	149	158	118
Momento flettente M (KNxm/m)	206	379	118	144	87

6.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

6.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.70m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/20 interno in zona tesa e da 1Φ16/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.70m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	63	63	63	63
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	170	331	92	66
Momento di rottura Mr (KNxm)	334	387	334	334
Coefficiente di sicurezza γs	**1,96**	**1,17**	**3,64**	**5,03**

6.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	79	106	58	46
Taglio resistente Vrd (KN)	235	322	235	235
Coefficiente di sicurezza γs	**2,98**	**3,04**	**4,05**	**5,07**

essendo

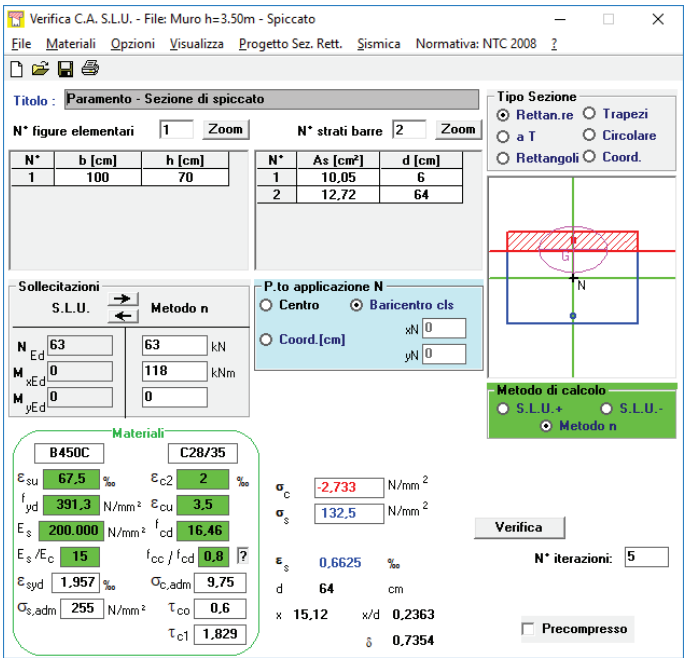
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d \qquad 214{,}82$$

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d \qquad 235{,}02 \text{ KN}$$

d	640	mm
bw	1000	mm
k	1,56	
ρl	0,00199	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

6.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,7	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,84**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	133	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,71**	

6.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

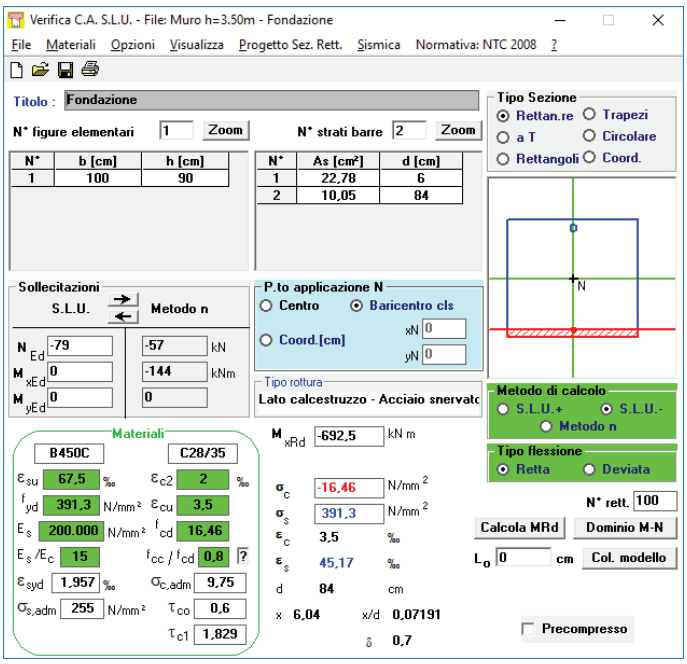
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,55	m
Altezza muro	3,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne	18	mm
Passo barre verticali interne	200	mm
Diametro barre verticali esterne	16	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	9	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	3	kg/m
Peso delle barre interne	35	kg/m
Peso delle barre esterne	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	21	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	16	kg/m
Peso per spille di legatura	12	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	174	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	1,93	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

6.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

6.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 0.90m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/20 + 1Φ16/20 superiore e da 1Φ16/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -79KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-79	-106	-58	-46
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	206	379	118	87
Momento di rottura Mr (KNxm)	692	798	701	706
Coefficiente di sicurezza γs	**3,36**	**2,11**	**5,94**	**8,09**

6.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

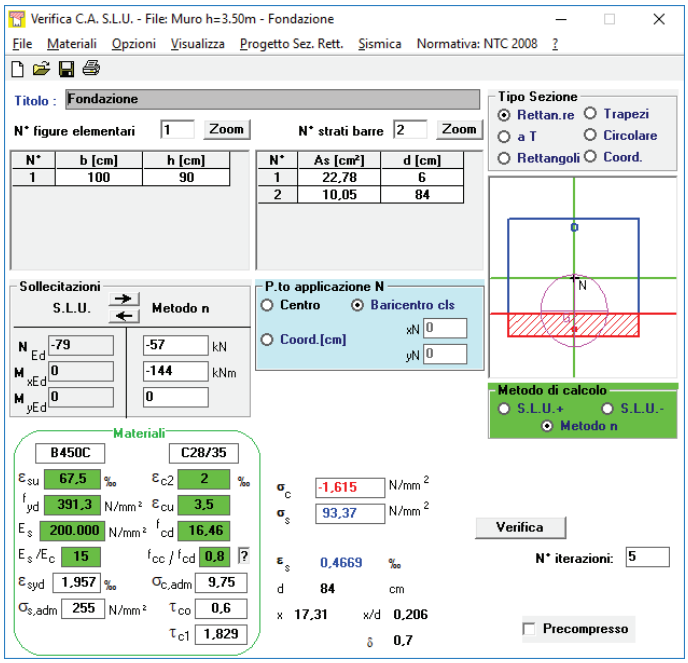
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	219	322	149	118
Taglio resistente Vrd (KN)	502	577	502	502
Coefficiente di sicurezza γs	**2,29**	**1,79**	**3,37**	**4,26**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	502	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	2146	KN
d	840	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

6.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	1,6	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**8,17**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	94	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,83**	

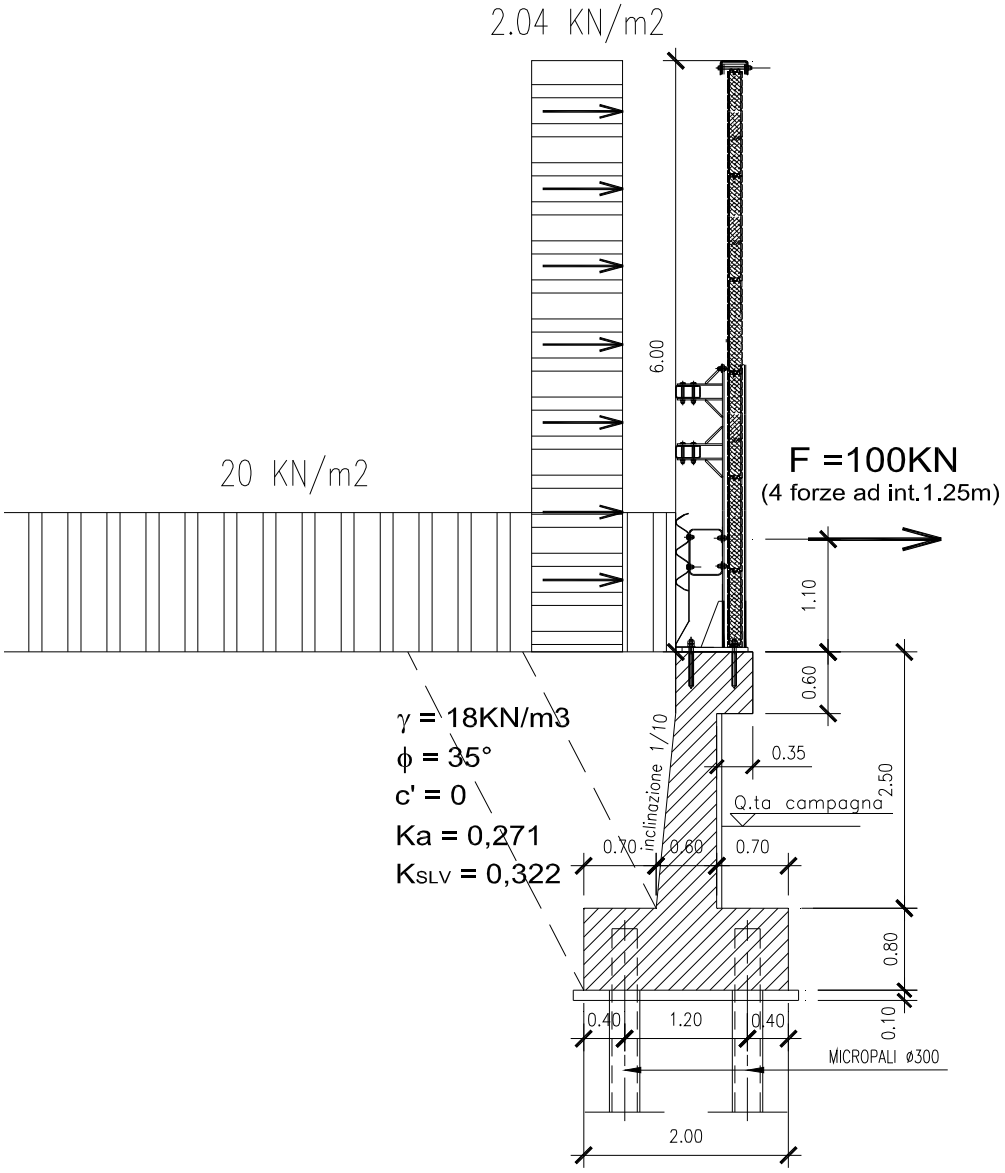
6.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	0,90	m
Larghezza fondazione	2,70	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ18/20+1Φ16/20)	17	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	16	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	11	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	9	kg/m
Peso delle barre superiori	75	kg/m
Peso delle barre inferiori	33	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	21	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	21	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	10	
Peso dei cavallotti	15	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	193	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	2,43	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

7. TIPOLOGIE G, G1 - MURO DI SOSTEGNO H = 2.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia G, G1 come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS5, OS6 e OS12. La verifica è fatta con riferimento al muro OS6, essendo quello più sollecitato sia per la presenza in testa di una barriera antirumore di altezza 6.00m integrata alla barriera di sicurezza, sia per la maggiore sismicità della zona in cui ricade.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIE G, G1 - H=2,50m (con barriera antirumore)		
Geometria		
Altezza paramento	2,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,60	m
Larghezza fondazione	2,00	m
Spessore fondazione	0,80	m
Larghezza mensola interna	0,70	m
Larghezza mensola esterna	0,70	m
file di micropali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio delle forze	1,2	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	1,80	m
Volume terreno su zattera interna	1,75	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	1,63	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	2,83	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Pressione del vento su barriera antirumore	2,04	KN/m2
Altezza barriera antirumore	6,00	m
Spinta del vento applicata in testa al muro (da considerare al 60%)	12,24	KN/m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,882	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,090	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,322	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,502	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,051	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,299	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,335	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,034	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,289	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	15,24	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	13,55	KN/m
Spinta del vento al 60% (val.caratt.)	7,34	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	5,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	80,00	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	6,77	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	2,84	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	1,26	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	3,79	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	1,75	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	2,83	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	1,03	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,46	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	1,44	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	1,07	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+vento)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	42	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	51	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	103	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	42	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	109	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	318	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	42	KN/m
Sforzo di taglio V	33	KN/m
Momento flettente M	37	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	42	KN/m
Sforzo di taglio V	36	KN/m
Momento flettente M	70	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	42	KN/m
Sforzo di taglio V	26	KN/m
Momento flettente M	27	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+vento)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	26,56	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	17,89	KN/m
Spinta del vento al 60% (val. caratt.)	7,34	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	40,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	31,50	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	17,50	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	14,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	6,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	192	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	0,89	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	72	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,10	m
Momento flettente M (amplificato)	131	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	145	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	0,90	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	108	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,14	m
Momento flettente M (non amplificato)	326	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	26,56	KN/m
Momento spinta rinterro	29,22	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	4,96	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	10,90	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	8,94	KN/m
Momento spinta sovraccarico	14,76	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,67	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	3,67	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,79	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	7,78	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,60	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,44	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	2,83	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	4,59	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	10,09	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	-1,58	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	11,38	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-20,48	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-4,55	KNxm/m
Carico verticale totale	138	KN/m
Forza orizzontale totale	54	KN/m
Momento totale	63	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+vento)		
Sforzo assiale N	145	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	0,90	m
Sforzo di taglio V	52	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,03	m
Momento flettente M	90	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	26,56	KN/m
Momento spinta rinterro	29,22	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	1,79	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	3,94	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	8,94	KN/m
Momento spinta sovraccarico	14,76	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,60	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	1,33	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	1,44	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	2,95	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	1,36	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	0,55	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	1,74	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	3,83	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	-1,58	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	11,38	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-20,48	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-4,55	KNxm/m
Carico verticale totale	138	KN/m
Forza orizzontale totale	42	KN/m
Momento totale	41	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	192	145	138	145	138
Sforzo di taglio V (KN/m)	72	108	54	52	42
Momento flettente M (KNxm/m)	131	326	63	90	41

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	184	310	109	133	93
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-12	-179	15	-3	31
Vmax sui micropali (KN)	33	49	24	23	19

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	42	42	42	42	42
Sforzo di taglio V (KN/m)	51	109	33	36	26
Momento flettente M (KNxm/m)	103	318	37	70	27

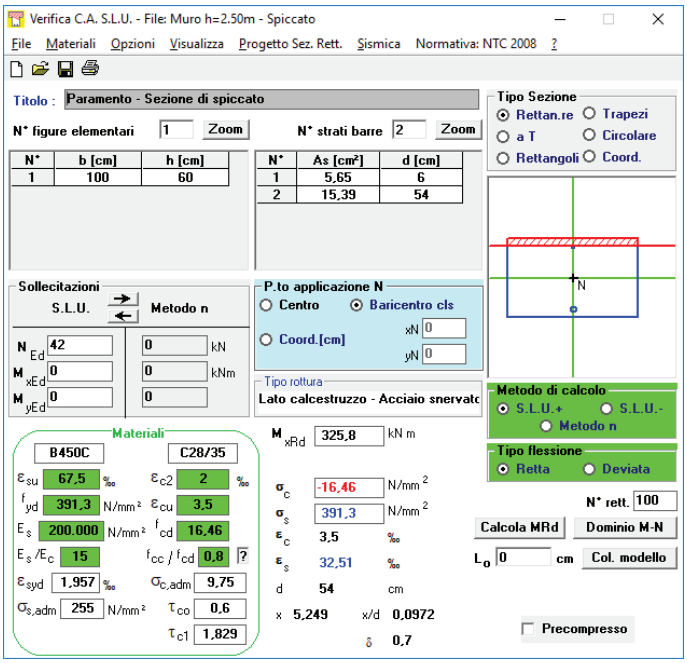
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-51	-109	-33	-36	-26
Sforzo di taglio V (KN/m)	164	313	90	116	72
Momento flettente M (KNxm/m)	123	361	51	84	38

7.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

7.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.60m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ14/10 interno in zona tesa e da 1Φ14/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.60m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	42	42	42	42
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	103	318	37	27
Momento di rottura Mr (KNxm)	326	379	326	326
Coefficiente di sicurezza γs	**3,18**	**1,19**	**8,70**	**11,97**

7.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

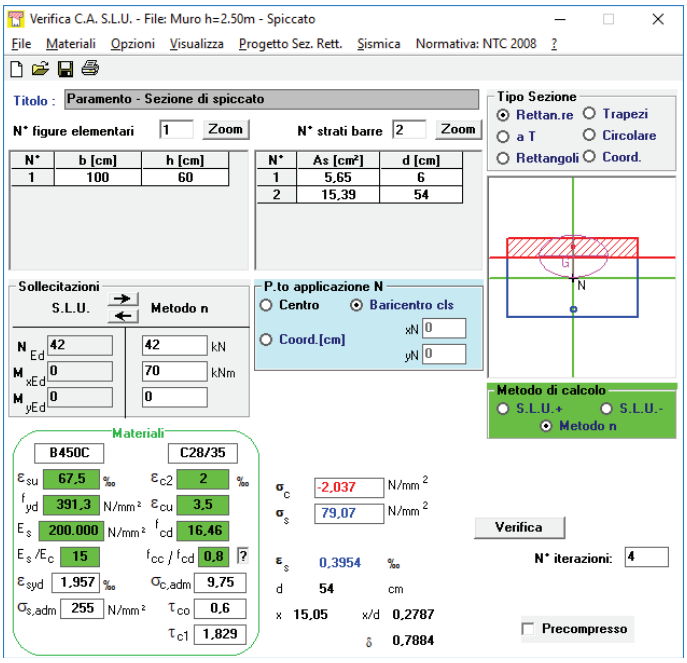
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	51	109	33	26
Taglio resistente Vrd (KN)	211	316	211	211
Coefficiente di sicurezza γs	**4,12**	**2,91**	**6,44**	**8,11**

essendo

$Vrd = [0,18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$	210,89	
$Vrd_{min} = (0,035k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$	207,83	KN
d	540	mm
bw	1000	mm
k	1,61	
ρl	0,00285	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

7.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,1	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**6,23**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	79	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,56**	

7.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

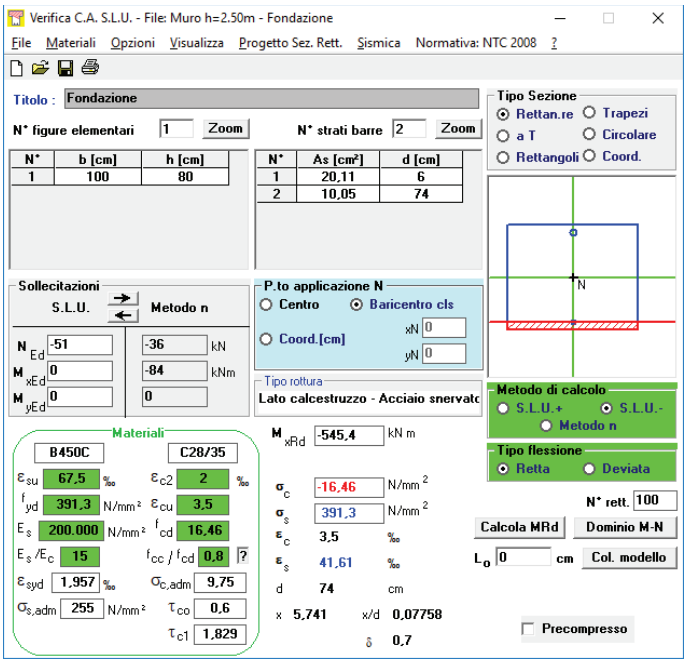
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,50	m
Altezza muro	2,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	14	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	12	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	10	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	10	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	8	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	1	kg/m
Peso delle barre interne	30	kg/m
Peso delle barre esterne	11	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	11	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	8	kg/m
Peso per spille di legatura	6	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	125	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	1,25	m3/m
INCIDENZA	**100**	**Kg/m3**

7.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

7.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 0.80m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ16/10 superiore e da 1Φ16/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -51KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-51	-109	-33	-26
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	123	361	51	38
Momento di rottura Mr (KNxm)	545	617	551	554
Coefficiente di sicurezza γs	**4,43**	**1,71**	**10,89**	**14,72**

7.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

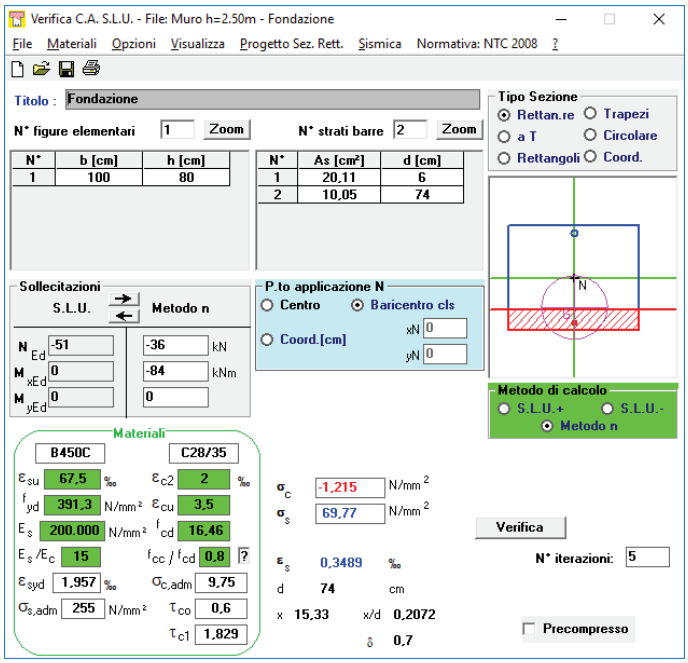
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	164	313	90	72
Taglio resistente Vrd (KN)	442	508	442	442
Coefficiente di sicurezza γs	**2,70**	**1,63**	**4,92**	**6,14**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	442	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	1890	KN
d	740	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

7.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	1,2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**10,89**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	70	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,14**	

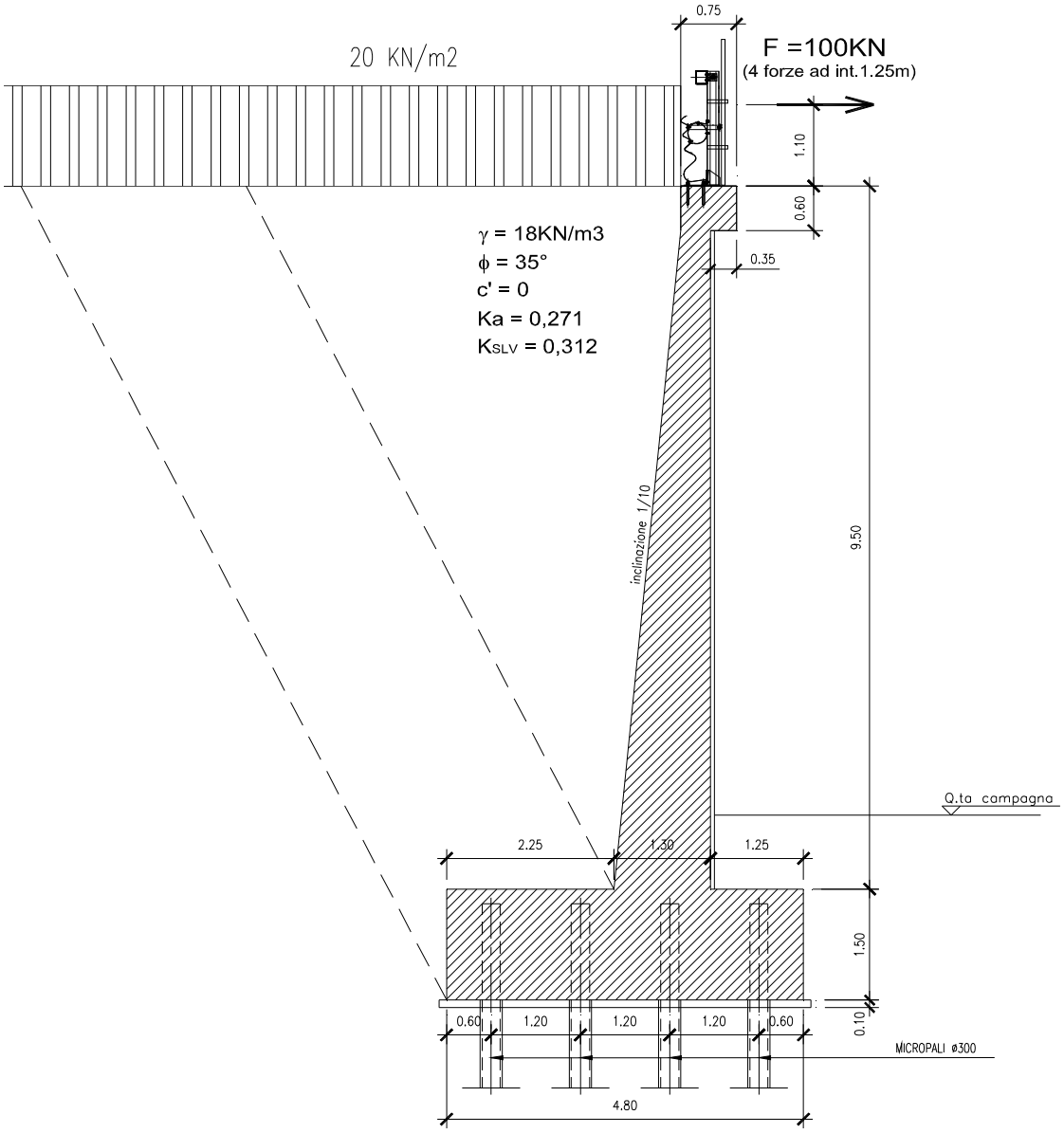
7.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	0,80	m
Larghezza fondazione	2,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	16	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	16	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	12	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	4	kg/m
Peso delle barre superiori	52	kg/m
Peso delle barre inferiori	26	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	8	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	8	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	6	
Peso dei cavallotti	10	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	128	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	1,60	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

8. TIPOLOGIE H, H1, H2 - MURO DI SOSTEGNO H = 9.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia H, H1, H2 come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS7, OS10 e OS11. La verifica è fatta con riferimento ai muri OS7 e OS11, essendo quelli più sollecitati per la presenza in testa della barriera di sicurezza.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIE H, H1 - H=9,50m		
Geometria		
Altezza paramento	9,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,30	m
Larghezza fondazione	4,80	m
Spessore fondazione	1,50	m
Larghezza mensola interna	2,25	m
Larghezza mensola esterna	1,25	m
file di micropali	4	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio equivalente delle forze	4	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,50	m
Volume terreno su zattera interna	21,38	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	23,49	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	31,49	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	220,11	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	51,49	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	19,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	21,05	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	25,74	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	33,05	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	3,87	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	17,87	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	23,49	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	31,03	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	11,07	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,29	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	6,24	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	10,83	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	243	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	363	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	1273	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	243	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	293	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	1165	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	243	KN/m
Sforzo di taglio V	332	KN/m
Momento flettente M	1334	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	243	KN/m
Sforzo di taglio V	272	KN/m
Momento flettente M	942	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	243	KN/m
Sforzo di taglio V	275	KN/m
Momento flettente M	996	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	295,11	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	59,62	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	180,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	384,75	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	31,25	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	45,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	13,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	1159	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,95	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	473	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,01	m
Momento flettente M (amplificato)	1377	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	884	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,96	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	385	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,61	m
Momento flettente M (non amplificato)	1383	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	295,11	KN/m
Momento spinta rinterro	1082,06	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	44,31	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	324,92	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Momento spinta sovraccarico	163,95	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	4,48	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	32,82	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	17,87	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	111,67	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	13,21	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	9,91	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	31,49	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	41,61	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	305,12	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	155,19	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	55,47	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-490,56	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-28,69	KNxm/m
Carico verticale totale	862	KN/m
Forza orizzontale totale	446	KN/m
Momento totale	1722	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	884	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,96	m
Sforzo di taglio V	355	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,97	m
Momento flettente M	1018	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	295,11	KN/m
Momento spinta rinterro	1082,06	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	14,84	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	108,84	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Momento spinta sovraccarico	163,95	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,50	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	10,99	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	6,24	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	38,98	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	4,61	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,46	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	14,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	106,51	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	155,19	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	55,47	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-490,56	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-28,69	KNxm/m
Carico verticale totale	862	KN/m
Forza orizzontale totale	367	KN/m
Momento totale	1206	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	1159	884	862	884	862
Sforzo di taglio V (KN/m)	473	385	446	355	367
Momento flettente M (KNxm/m)	1377	1383	1722	1018	1206

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	571	510	581	428	465
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-49	-112	-193	-30	-77
Vmax sui micropali (KN)	106	87	100	80	82

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	243	243	243	243	243
Sforzo di taglio V (KN/m)	363	293	332	272	275
Momento flettente M (KNxm/m)	1273	1165	1334	942	996

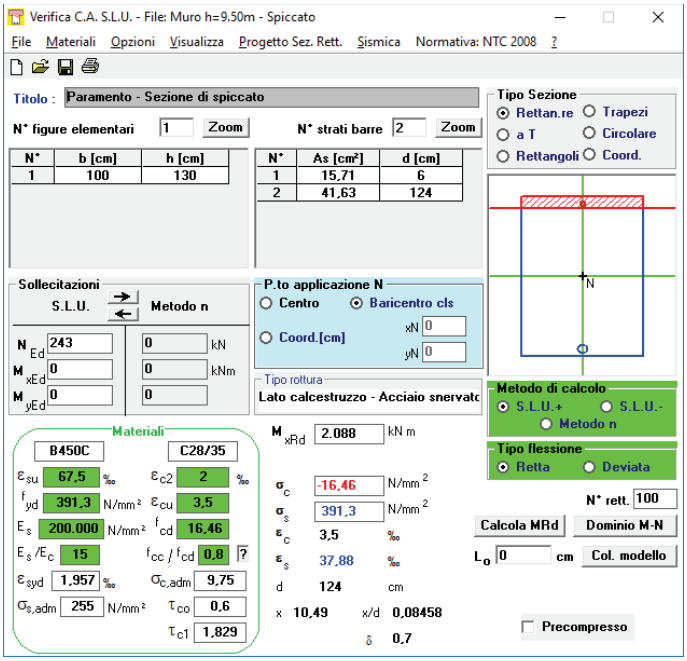
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-363	-293	-332	-272	-275
Sforzo di taglio V (KN/m)	532	489	568	397	439
Momento flettente M (KNxm/m)	1546	1384	1583	1145	1202

8.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

8.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.30m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ24/20+1Φ22/20 interno in zona tesa e da 1Φ20/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.30m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	243	243	243	243
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1273	1165	1334	996
Momento di rottura Mr (KNxm)	2088	2395	2088	2088
Coefficiente di sicurezza γs	1,64	2,06	1,56	2,10

8.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	363	293	332	275
Taglio resistente Vrd (KN)	445	668	445	445
Coefficiente di sicurezza γs	**1,23**	**2,28**	**1,34**	**1,62**

essendo

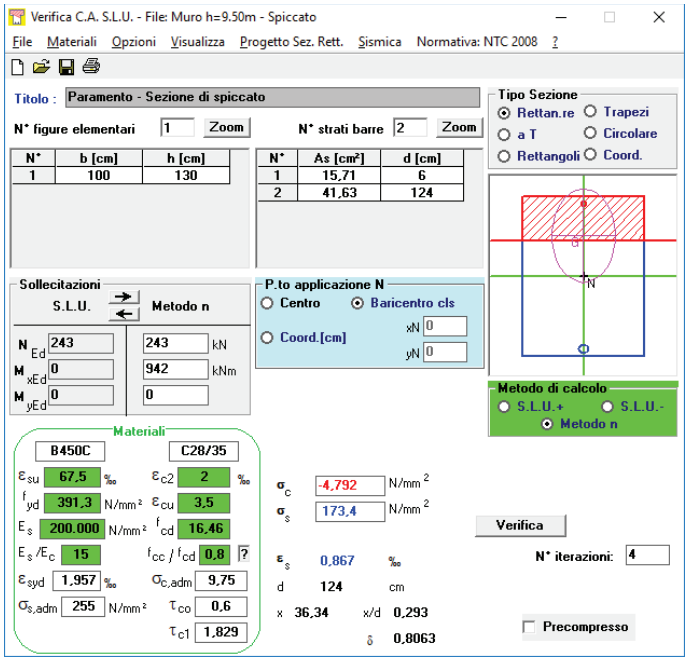
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$ 445,30

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$ 388,15 KN

d	1240	mm
bw	1000	mm
k	1,40	
ρl	0,00335	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

8.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,8	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,72**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	174	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,07**	

8.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

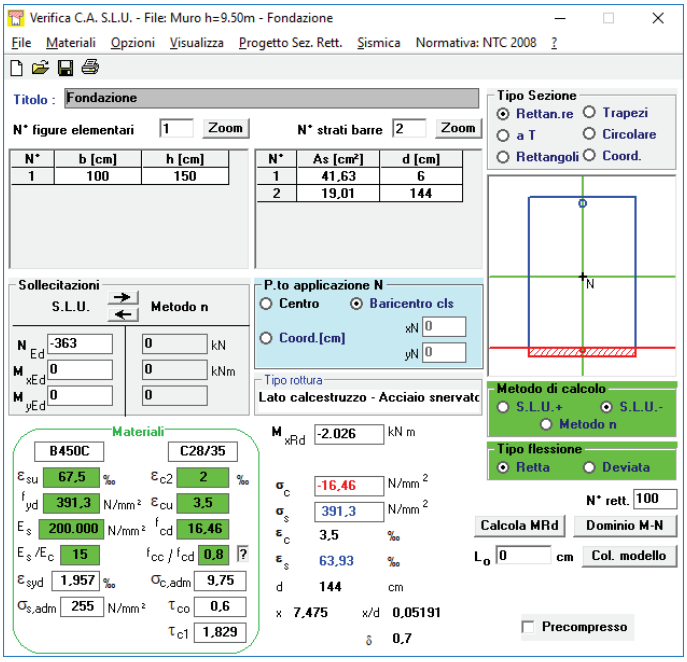
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,85	m
Altezza muro	9,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ24+1Φ22)	23	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	22	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	38	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	8	kg/m
Peso delle barre interne	310	kg/m
Peso delle barre esterne	142	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	75	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	57	kg/m
Peso per spille di legatura	48	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	728	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	8,08	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

8.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

8.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.50m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ24/20 + 1Φ22/20 superiore e da 1Φ22/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -363KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-363	-293	-332	-275
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1546	1384	1583	1202
Momento di rottura Mr (KNxm)	2026	2426	2047	2087
Coefficiente di sicurezza γs	**1,31**	**1,75**	**1,29**	**1,74**

8.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

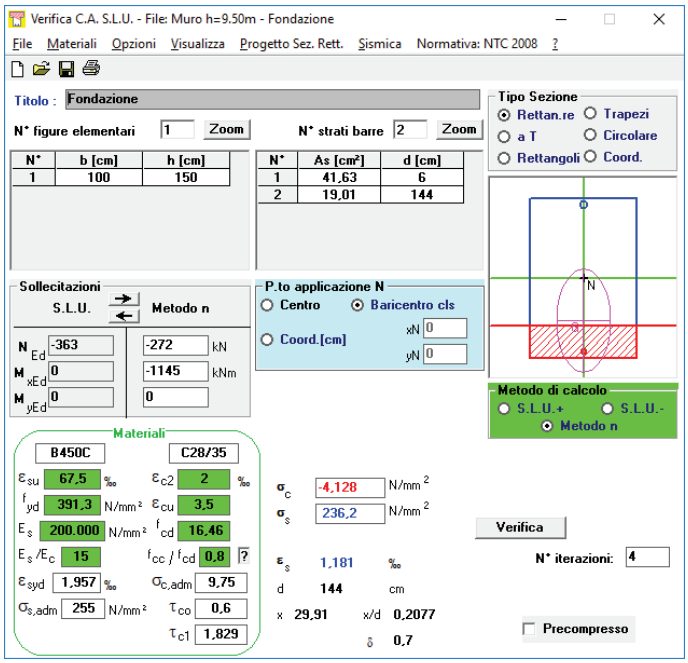
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	532	489	568	439
Taglio resistente Vrd (KN)	860	989	860	860
Coefficiente di sicurezza γs	**1,62**	**2,02**	**1,52**	**1,96**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	860	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	3678	KN
d	1440	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

8.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,1	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,19**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	236	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,53**	

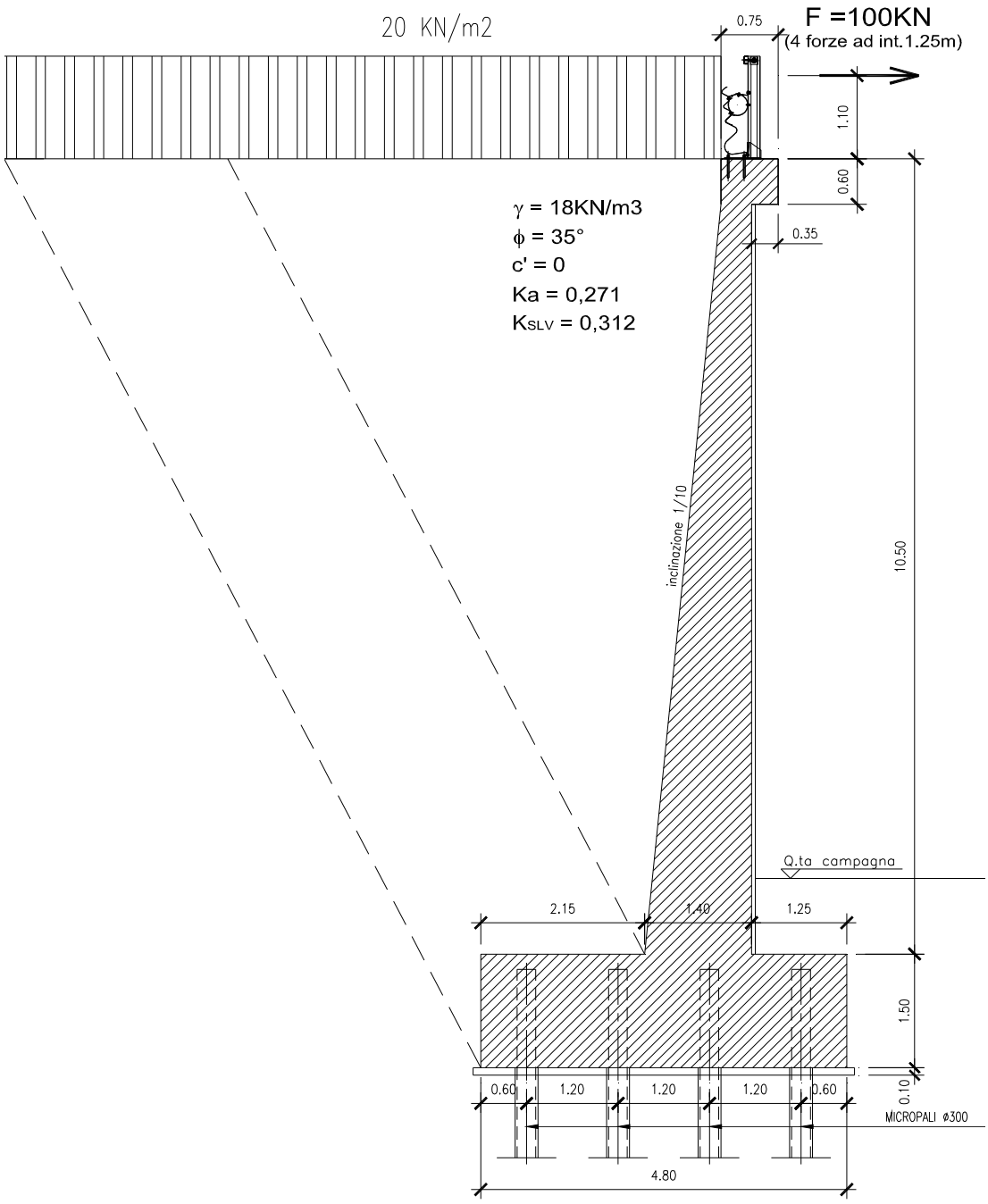
8.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,50	m
Larghezza fondazione	4,80	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ24+1Φ22)	23	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	22	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	55	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	25	kg/m
Peso delle barre superiori	245	kg/m
Peso delle barre inferiori	112	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	37	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	37	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	22	
Peso dei cavallotti	42	
PESO TOTALE ARMATURA	576	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	7,20	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

9. TIPOLOGIA I - MURO DI SOSTEGNO H = 10.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia I, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presente solo nel muro OS7 ed è caratterizzato dalla presenza in testa della barriera di sicurezza.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIA I - H=10,50m		
Geometria		
Altezza paramento	10,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,40	m
Larghezza fondazione	4,80	m
Spessore fondazione	1,50	m
Larghezza mensola interna	2,15	m
Larghezza mensola esterna	1,25	m
file di micropali	4	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio equivalente delle forze	4	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,50	m
Volume terreno su zattera interna	22,58	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	28,70	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	37,48	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	268,89	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	56,91	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	20,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	20,00	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	28,45	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	40,37	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	4,27	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	20,71	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	28,70	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	37,91	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	13,52	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,43	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	7,23	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	13,23	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	282	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	435	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	1672	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	282	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	346	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	1472	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	282	KN/m
Sforzo di taglio V	401	KN/m
Momento flettente M	1777	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	282	KN/m
Sforzo di taglio V	326	KN/m
Momento flettente M	1240	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	282	KN/m
Sforzo di taglio V	333	KN/m
Momento flettente M	1326	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	351,20	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	65,04	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	180,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	406,35	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	31,25	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	43,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	14,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	1234	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,91	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	554	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,35	m
Momento flettente M (amplificato)	1813	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	943	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,92	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	444	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,87	m
Momento flettente M (non amplificato)	1711	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	351,20	KN/m
Momento spinta rinterro	1404,81	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	52,73	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	421,84	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	32,52	KN/m
Momento spinta sovraccarico	195,11	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	4,88	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	39,06	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	20,71	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	139,80	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	13,21	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	9,91	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	37,48	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	49,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	396,13	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	172,84	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	55,47	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-538,41	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-28,49	KNxm/m
Carico verticale totale	921	KN/m
Forza orizzontale totale	525	KN/m
Momento totale	2268	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	943	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,92	m
Sforzo di taglio V	416	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,31	m
Momento flettente M	1343	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	351,20	KN/m
Momento spinta rinterro	1404,81	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	17,66	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	141,30	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	32,52	KN/m
Momento spinta sovraccarico	195,11	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,64	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	13,08	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	7,23	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	48,80	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	4,61	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,46	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	17,28	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	138,28	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	172,84	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	55,47	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-538,41	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-28,49	KNxm/m
Carico verticale totale	921	KN/m
Forza orizzontale totale	432	KN/m
Momento totale	1606	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	1234	943	921	943	921
Sforzo di taglio V (KN/m)	554	444	525	416	432
Momento flettente M (KNxm/m)	1813	1711	2268	1343	1606

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	686	597	718	514	569
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-130	-173	-303	-90	-154
Vmax sui micropali (KN)	125	100	118	94	97

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	282	282	282	282	282
Sforzo di taglio V (KN/m)	435	346	401	326	333
Momento flettente M (KNxm/m)	1672	1472	1777	1240	1326

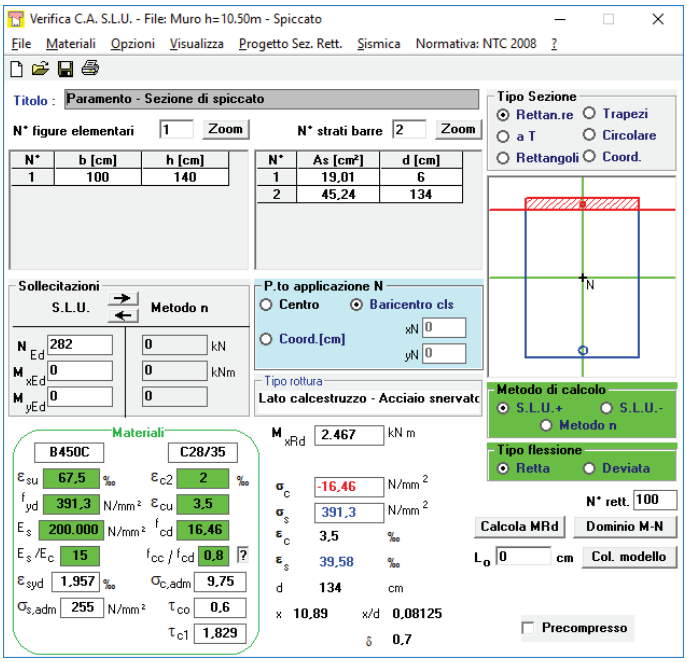
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-435	-346	-401	-326	-333
Sforzo di taglio V (KN/m)	660	585	719	493	554
Momento flettente M (KNxm/m)	1998	1731	2078	1484	1575

9.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

9.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.40m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ24/10 interno in zona tesa e da 1Φ22/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.40m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	282	282	282	282
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1672	1472	1777	1326
Momento di rottura Mr (KNxm)	2467	2826	2467	2467
Coefficiente di sicurezza γs	**1,48**	**1,92**	**1,39**	**1,86**

9.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	435	346	401	333
Taglio resistente Vrd (KN)	477	716	477	477
Coefficiente di sicurezza γs	**1,10**	**2,07**	**1,19**	**1,43**

essendo

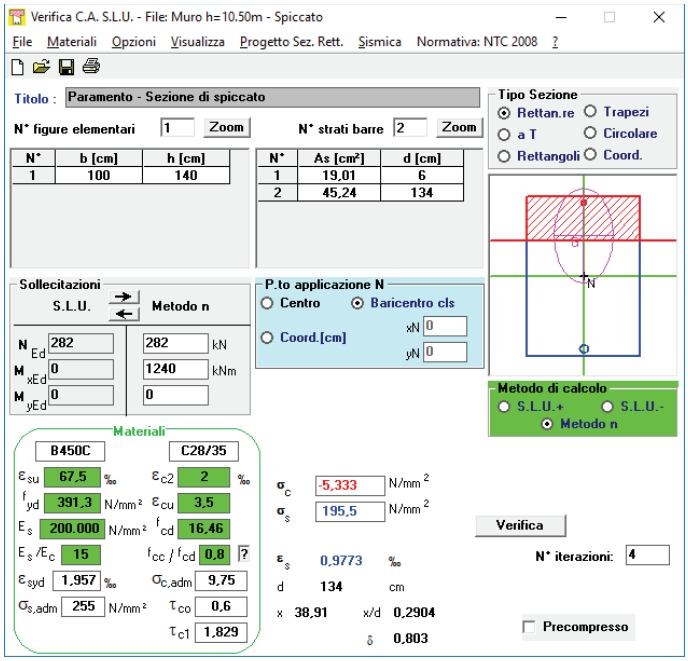
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$ 477,03

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$ 412,62 KN

d	1340	mm
bw	1000	mm
k	1,39	
ρl	0,00337	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

9.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	5,3	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,47**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	196	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,84**	

9.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

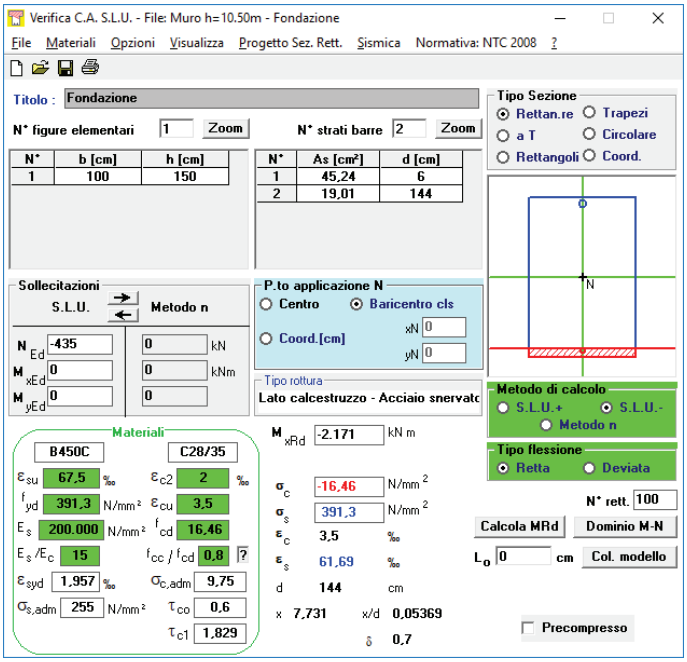
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,90	m
Altezza muro	10,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	24	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	22	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	18	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	43	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	8	kg/m
Peso delle barre interne	373	kg/m
Peso delle barre esterne	157	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	105	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	63	kg/m
Peso per spille di legatura	56	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	855	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	9,45	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

9.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

9.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.50m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ24/10 superiore e da 1Φ22/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -435KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-435	-346	-401	-333
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1998	1731	2078	1575
Momento di rottura Mr (KNxm)	2171	2614	2195	2241
Coefficiente di sicurezza γs	**1,09**	**1,51**	**1,06**	**1,42**

9.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

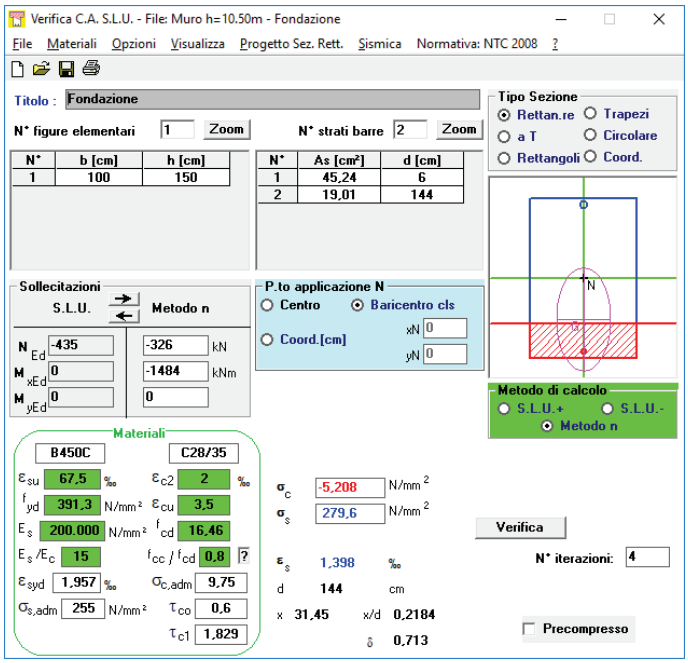
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	660	585	719	554
Taglio resistente Vrd (KN)	860	989	860	860
Coefficiente di sicurezza γs	**1,30**	**1,69**	**1,20**	**1,55**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	860	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	3678	KN
d	1440	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

9.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	5,2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,51**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	280	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,29**	

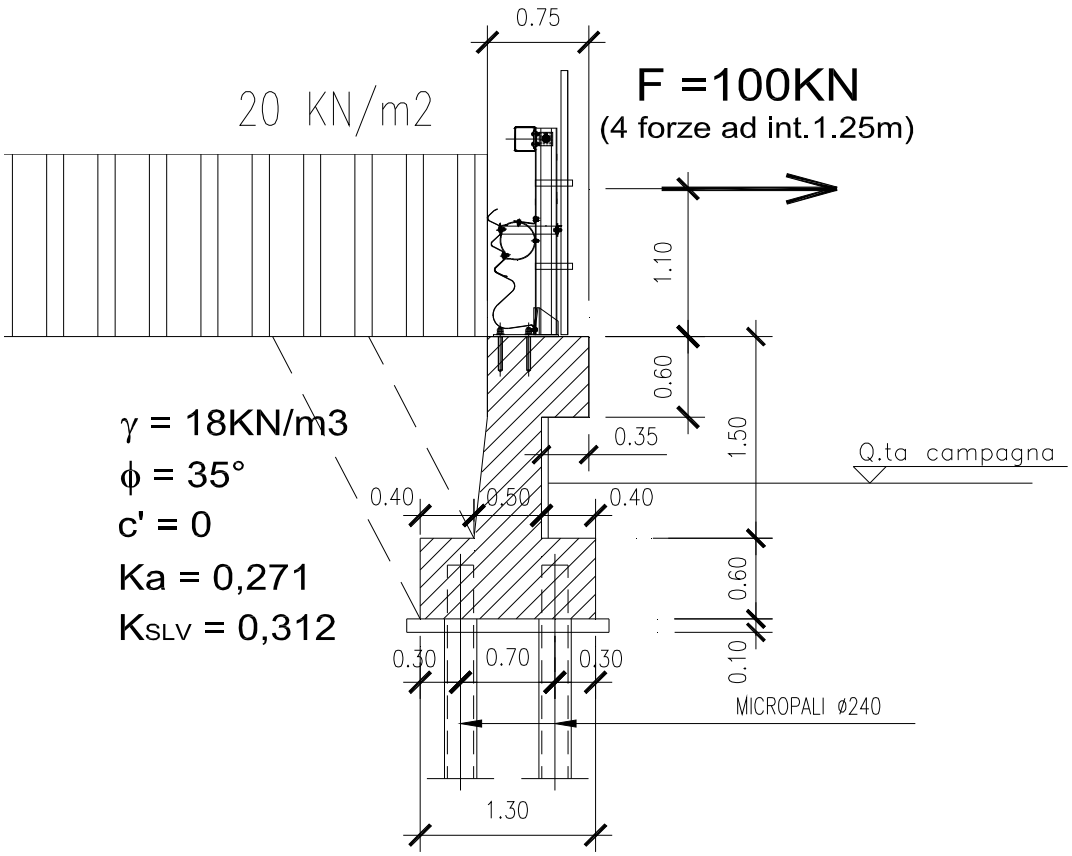
9.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,50	m
Larghezza fondazione	4,80	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	24	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	24	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	18	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	18	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	18	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	60	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	25	kg/m
Peso delle barre superiori	266	kg/m
Peso delle barre inferiori	133	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	47	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	47	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	28	
Peso dei cavallotti	42	
PESO TOTALE ARMATURA	649	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	7,20	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

10. TIPOLOGIA L - MURO DI SOSTEGNO H = 1.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia L, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presenti solo nel muri OS12 ed è caratterizzato dalla presenza in testa della barriera di sicurezza.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO TIPOLOGIA L - H=1,50m		
Geometria		
Altezza paramento	1,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,50	m
Larghezza fondazione	1,30	m
Spessore fondazione	0,60	m
Larghezza mensola interna	0,40	m
Larghezza mensola esterna	0,40	m
file di micropali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	0,7	m
braccio delle forze	0,7	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	1,60	m
Volume terreno su zattera interna	0,60	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	0,59	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	1,15	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	5,49	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	8,13	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	3,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	66,67	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	4,06	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	0,82	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	0,61	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	1,72	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	0,60	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	0,79	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	0,28	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,20	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	0,60	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	0,28	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	23	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	19	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	13	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	23	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	80	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	182	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	23	KN/m
Sforzo di taglio V	13	KN/m
Momento flettente M	9	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	23	KN/m
Sforzo di taglio V	14	KN/m
Momento flettente M	9	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	23	KN/m
Sforzo di taglio V	11	KN/m
Momento flettente M	7	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	10,76	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	11,38	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	19,50	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	10,80	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	10,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	8,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	5,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	95	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	0,62	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	31	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	0,89	m
Momento flettente M (amplificato)	25	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	72	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	0,62	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	98	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,68	m
Momento flettente M (non amplificato)	261	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	10,76	KN/m
Momento spinta rinterro	7,53	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	1,61	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	2,26	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	5,69	KN/m
Momento spinta sovraccarico	5,98	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,85	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	1,20	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	1,72	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	2,32	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	1,43	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	0,43	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	1,15	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	1,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	2,12	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	-1,46	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	4,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-4,86	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-1,80	KNxm/m
Carico verticale totale	68	KN/m
Forza orizzontale totale	24	KN/m
Momento totale	18	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	72	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	0,62	m
Sforzo di taglio V	22	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	0,88	m
Momento flettente M	18	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	10,76	KN/m
Momento spinta rinterro	7,53	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	0,54	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	0,76	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	5,69	KN/m
Momento spinta sovraccarico	5,98	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,29	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	0,40	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	0,60	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	0,81	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	0,50	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	0,15	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	0,53	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	0,74	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	-1,46	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	4,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-4,86	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-1,80	KNxm/m
Carico verticale totale	68	KN/m
Forza orizzontale totale	19	KN/m
Momento totale	13	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	95	72	68	72	68
Sforzo di taglio V (KN/m)	31	98	24	22	19
Momento flettente M (KNxm/m)	25	261	18	18	13

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	74	368	54	55	47
Nmin sul micropalo di monte (KN)	11	-304	7	10	14
Vmax sui micropali (KN)	14	44	11	10	9

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	23	23	23	23	23
Sforzo di taglio V (KN/m)	19	80	13	14	11
Momento flettente M (KNxm/m)	13	182	9	9	7

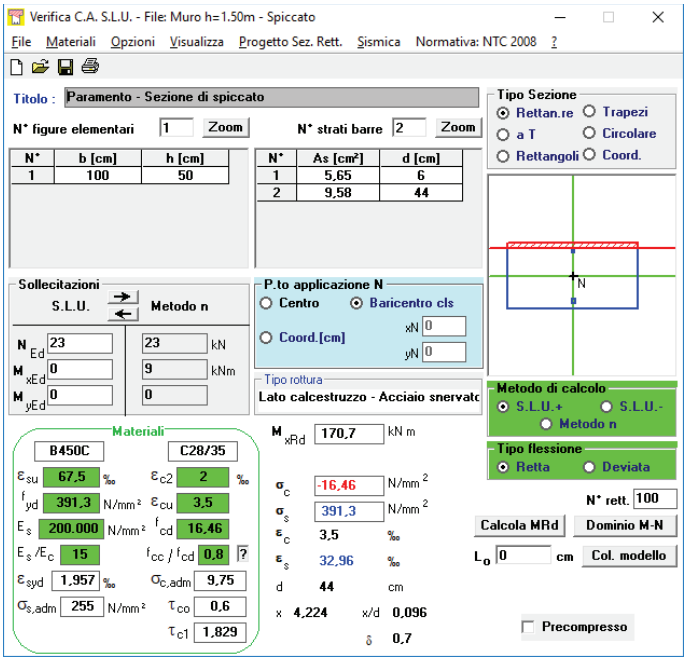
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-19	-80	-13	-14	-11
Sforzo di taglio V (KN/m)	62	393	44	45	36
Momento flettente M (KNxm/m)	19	206	13	13	10

10.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

10.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.50m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ12/20+1Φ10/20 interno in zona tesa e da 1Φ12/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.50m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	23	23	23	23
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	13	182	9	7
Momento di rottura Mr (KNxm)	170	200	170	170
Coefficiente di sicurezza γs	13,37	1,10	18,26	24,29

10.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	19	80	13	11
Taglio resistente Vrd (KN)	180	245	180	180
Coefficiente di sicurezza γs	**9,30**	**3,05**	**13,32**	**16,48**

essendo

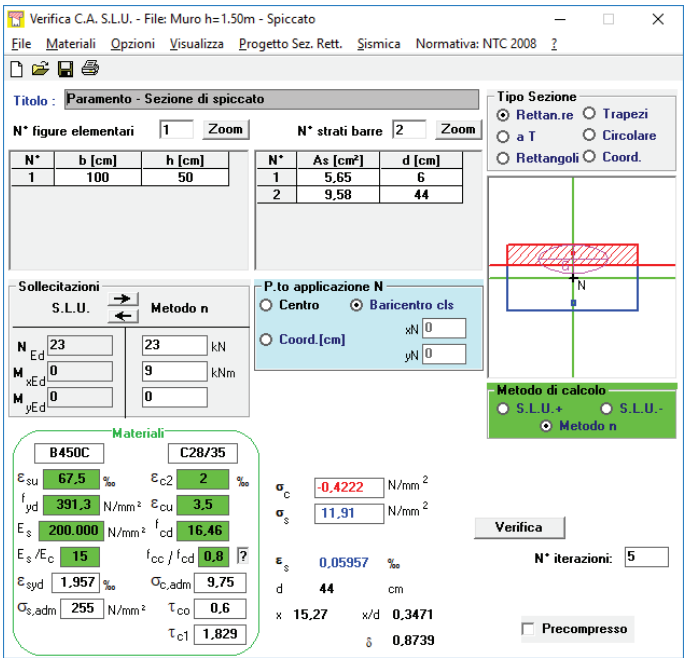
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$ 163,04

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$ 179,81 KN

d	440	mm
bw	1000	mm
k	1,67	
ρl	0,00216	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

10.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	0,5	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**26,15**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	12	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**30,00**	

10.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

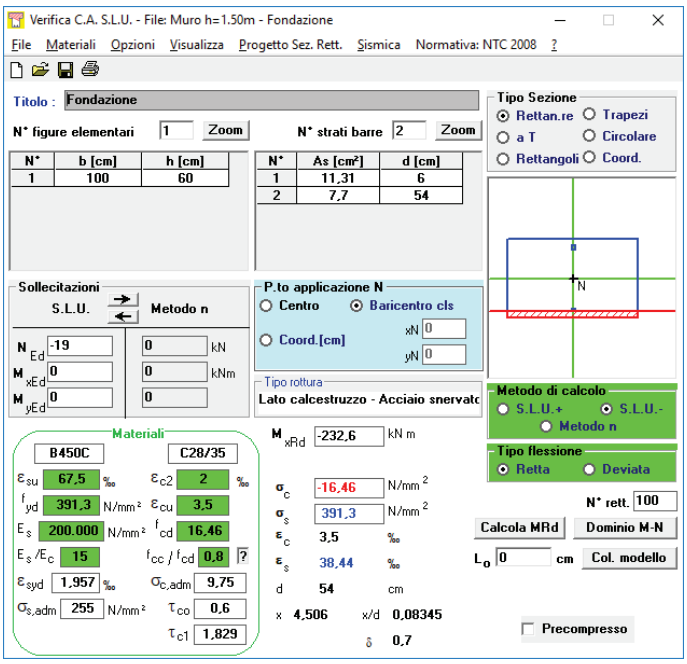
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,45	m
Altezza muro	1,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ12/20+1Φ10/20)	11	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	12	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	8	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	8	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	6	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	4	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	1	kg/m
Peso delle barre interne	11	kg/m
Peso delle barre esterne	7	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	3	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	3	kg/m
Peso per spille di legatura	1	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	80	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	0,68	m3/m
INCIDENZA	**119**	**Kg/m3**

10.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

10.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 0.60m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ14/20 + 1Φ12/20 superiore e da 1Φ14/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -19KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-19	-80	-13	-11
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	19	206	13	10
Momento di rottura Mr (KNxm)	233	258	234	235
Coefficiente di sicurezza γs	12,59	1,25	17,52	22,88

10.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 8 spille Φ12/m2:

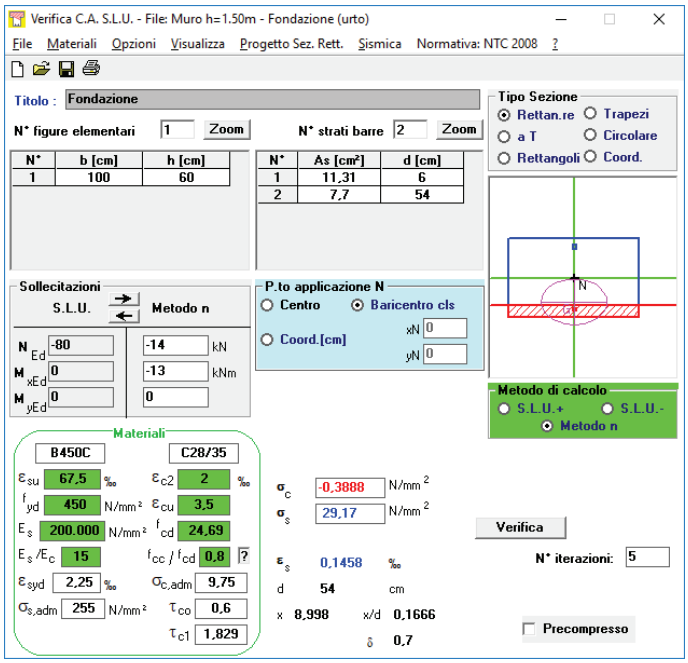
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	62	393	44	36
Taglio resistente Vrd (KN)	430	495	430	430
Coefficiente di sicurezza γs	**6,98**	**1,26**	**9,80**	**11,93**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	430	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	1379	KN
d	540	mm
numero spille a metro quadro	8	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	125	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

10.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	0,4	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**32,68**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	29	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**12,41**	

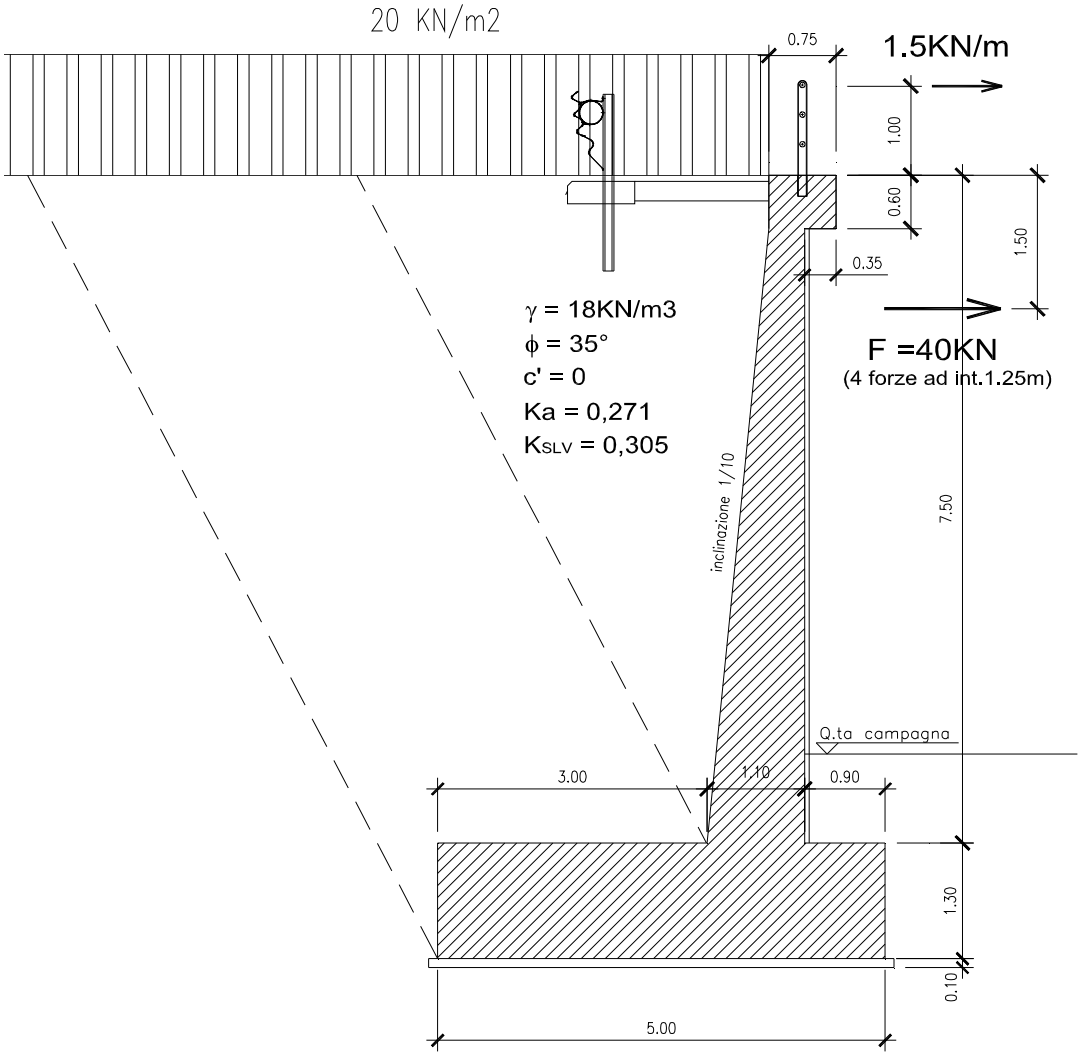
10.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	0,60	m
Larghezza fondazione	1,30	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	12	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	12	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	4	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	6	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	4	kg/m
Peso delle barre superiori	20	kg/m
Peso delle barre inferiori	10	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	5	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	5	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	4	
Peso dei cavallotti	7	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	61	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	0,78	m3/m
INCIDENZA	**78**	**Kg/m3**

11. TIPOLOGIA M - MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 7.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia M, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS13 e OS14, che risultano ugualmente sollecitati. Dato l'arretramento della barriera di sicurezza, l'urto del veicolo in svio verrà considerato in forma ridotta e applicato ad una quota più bassa (4 forze da 40KN a interasse 1.25m applicate a 1.50m sotto la testa del muro).

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO DI TIPOLOGIA M - H=7,50m (con parapetto) FONDAZIONI DIRETTE		
Geometria		
Altezza paramento	7,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,10	m
Larghezza fondazione	5,00	m
Spessore fondazione	1,30	m
Larghezza mensola interna	3,00	m
Larghezza mensola esterna	0,90	m
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	1	m
Lunghezza concio di muro	15,00	m
Area della superficie di contatto	5,00	m2/m
Modulo flessionale W della superficie di contatto	4,17	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,30	m
Volume terreno su zattera interna	22,50	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	14,64	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	20,16	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di fondazione		
Peso di volume $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 2$	50,00	°
Coesione efficace c'2	110,00	KPa
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Forza d'urto veicolo in svio	40,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	-1,50	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,603	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,061	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,305	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,314	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,032	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,288	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,209	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,021	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,282	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	137,19	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	40,65	KN/m
Spinta sul parapetto (val. caratt.)	1,50	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	15,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	10,67	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	20,32	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	17,07	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,53	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	10,66	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	22,50	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	24,89	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	5,73	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,85	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	3,70	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	8,64	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	173	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	242	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	694	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	173	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	189	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	559	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	173	KN/m
Sforzo di taglio V	213	KN/m
Momento flettente M	682	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N	173	KN/m
Sforzo di taglio V	179	KN/m
Momento flettente M	508	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	173	KN/m
Sforzo di taglio V	176	KN/m
Momento flettente M	509	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+ spinta sul parapetto)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	188,87	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	47,69	KN/m
Spinta sul parapetto (val. caratt.)	1,50	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	162,50	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	405,00	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	22,50	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	60,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	160,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	11,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	1082	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,20	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	319	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,31	m
Momento flettente M (amplificato)	729	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,67	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	391,41	KN/m2
Pressione minima	41,58	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	823	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,20	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	251	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,46	m
Momento flettente M (non amplificato)	624	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,76	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	314,55	KN/m2
Pressione minima	14,83	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	188,87	KN/m
Momento spinta rinterro	554,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	23,50	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	137,88	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	23,85	KN/m
Momento spinta sovraccarico	104,93	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,97	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	17,41	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	10,66	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	53,84	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	9,99	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	6,49	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	22,50	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	24,89	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	146,05	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	197,29	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	46,13	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-405,00	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-30,00	KNxm/m
Carico verticale totale	793	KN/m
Forza orizzontale totale	285	KN/m
Momento totale	829	KN/m
Eccentricità M/N	1,04	m
SUPERFICIE PARZIALIZZATA		
Pressione massima	545,26	KN/m2
Pressione minima	0,00	KN/m2

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N	823	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,20	m
Sforzo di taglio V	238	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,27	m
Momento flettente M	535	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,65	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	293,16	KN/m2
Pressione minima	36,22	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	188,87	KN/m
Momento spinta rinterro	554,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	7,88	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	46,24	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	23,85	KN/m
Momento spinta sovraccarico	104,93	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,00	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	5,84	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,70	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	18,69	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,47	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	2,25	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	8,64	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	50,70	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	197,29	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	46,13	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-405,00	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-30,00	KNxm/m
Carico verticale totale	793	KN/m
Forza orizzontale totale	237	KN/m
Momento totale	591	KN/m
Eccentricità M/N	0,74	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	300,55	KN/m2
Pressione minima	16,83	KN/m2

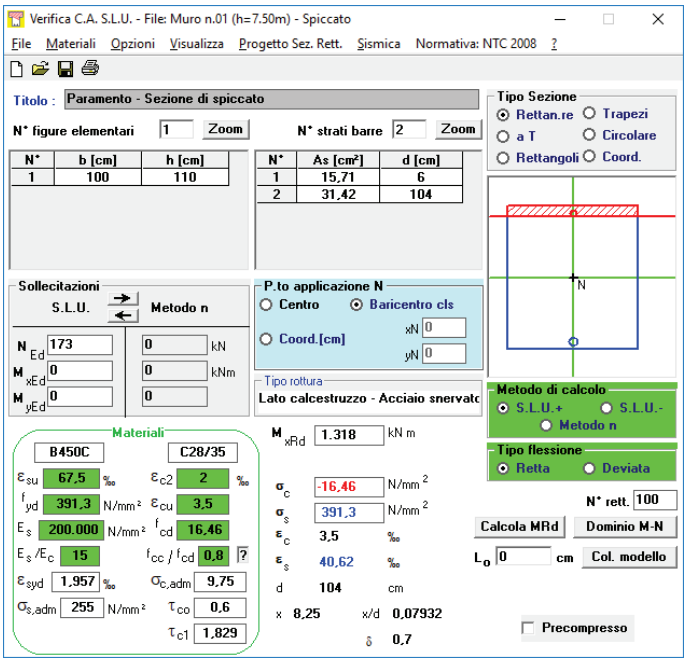
Carichi massimi intradosso fondazione diretta	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	1082	823	793	823	793
Sforzo di taglio V (KN/m)	319	251	285	238	237
Momento flettente M (KNxm/m)	729	624	829	535	591
Pressioni massime e minime sul terreno	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**	**SLD eta=2/3**
pmax (KN/m2)	391	315	545	293	301
pmin (KN/m2)	42	15	0	36	17
Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**	**SLD eta=2/3**
Sforzo assiale N (KN/m)	173	173	173	173	173
Sforzo di taglio V (KN/m)	242	189	213	179	176
Momento flettente M (KNxm/m)	694	559	682	508	509
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**	**SLD eta=2/3**
Sforzo assiale N (KN/m)	-242	-189	-213	-179	-176
Sforzo di taglio V (KN/m)	285	231	439	212	219
Momento flettente M (KNxm/m)	851	682	820	625	624

11.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

11.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.10m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 interno in zona tesa e da 1Φ20/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.10m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	173	173	173	173
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	694	559	682	509
Momento di rottura Mr (KNxm)	1318	1513	1318	1318
Coefficiente di sicurezza γs	**1,90**	**2,70**	**1,93**	**2,59**

11.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

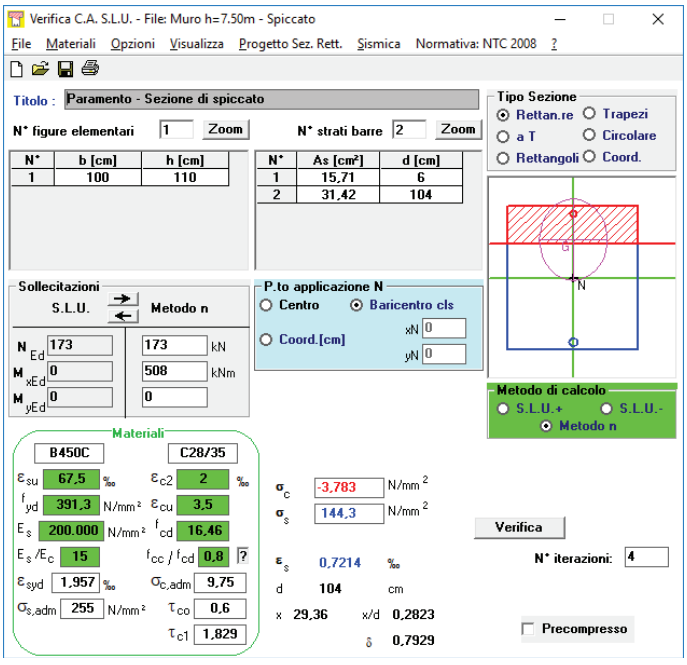
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	242	189	213	176
Taglio resistente Vrd (KN)	370	555	370	370
Coefficiente di sicurezza γs	**1,53**	**2,95**	**1,74**	**2,10**

essendo

$Vrd = [0,18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$	370,30	
$Vrd_{min} = (0,035k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$	338,50	KN
d	1040	mm
bw	1000	mm
k	1,44	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

11.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,8	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,44**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	144	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,50**	

11.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

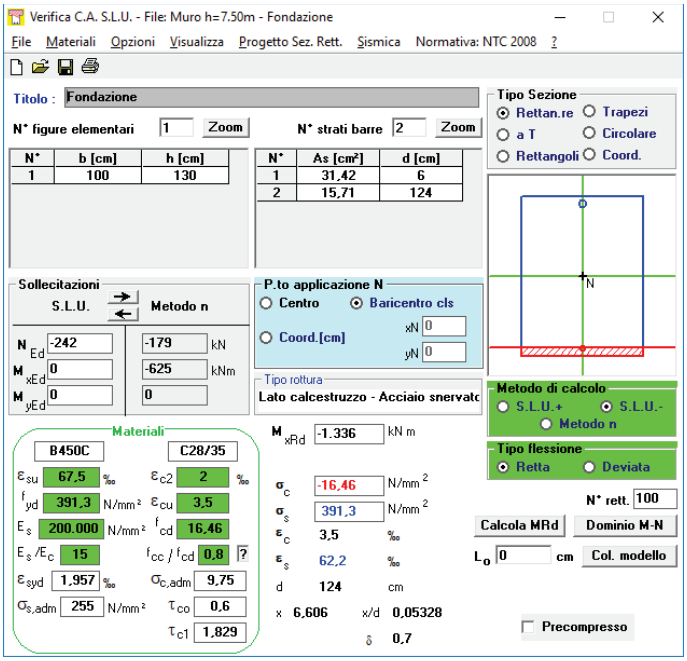
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,75	m
Altezza muro	7,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	20	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	20	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	8	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	25	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	6	kg/m
Peso delle barre interne	185	kg/m
Peso delle barre esterne	92	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	59	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	45	kg/m
Peso per spille di legatura	45	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	508	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	5,63	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

11.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

11.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.30m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -242KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-242	-189	-213	-176
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	851	682	820	624
Momento di rottura Mr (KNxm)	1336	1599	1354	1376
Coefficiente di sicurezza γs	**1,57**	**2,34**	**1,65**	**2,21**

11.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

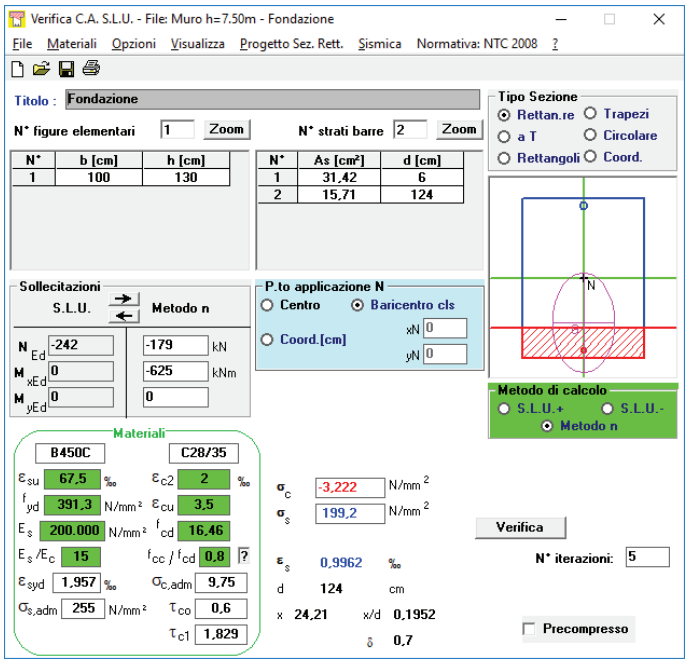
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	285	231	439	219
Taglio resistente Vrd (KN)	741	852	741	741
Coefficiente di sicurezza γs	**2,60**	**3,68**	**1,69**	**3,39**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	741	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	3167	KN
d	1240	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

11.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,3	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,96**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	199	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,81**	

11.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

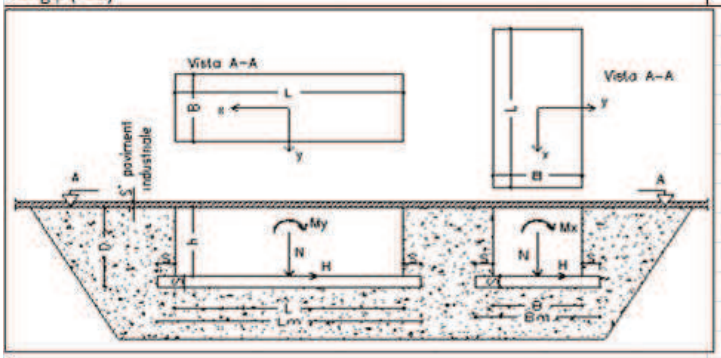
Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,30	m
Larghezza fondazione	5,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori	20	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	20	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	20	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	20	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	37	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	18	kg/m
Peso delle barre superiori	180	kg/m
Peso delle barre inferiori	90	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	60	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	60	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	30	
Peso dei cavallotti	39	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	515	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	6,50	m3/m
INCIDENZA	**79**	**Kg/m3**

11.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

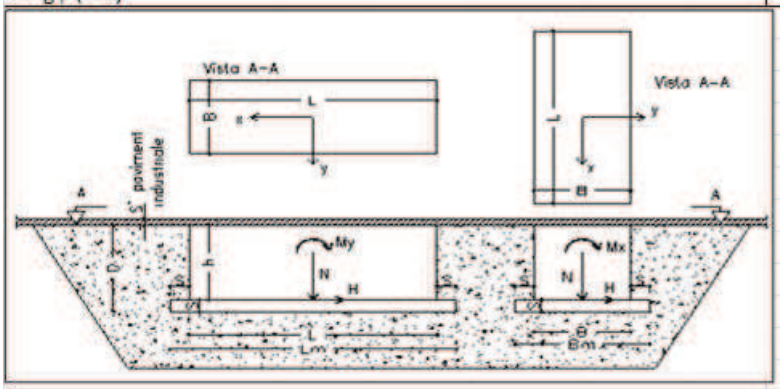
Si riportano di seguito le verifiche geotecniche di portanza e stabilità allo scorrimento e ribaltamento dei muri di tipologia M (OS13, OS14) su fondazione diretta:

Verifica GEO di portanza allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	1082	KN/m
Carico orizzontale H	319	KN/m
Momento M	729	KNxm/m
e (m) = M/N	0,67	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	3,65	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	3,65	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,30	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	57,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



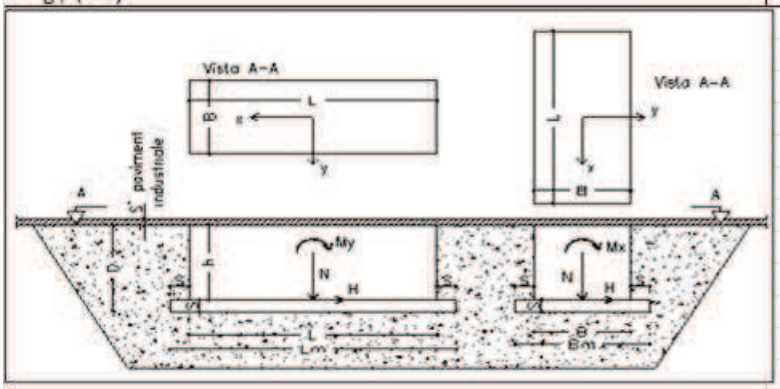
Fattori di forma (striscia indefinita)		
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1	
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1	
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1	
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)		
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1	
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1	
dγ (=1) = 1	1	
Fattori di inclinazione del carico		
N (KN)	1082	
H (KN)	319	
m (striscia indefinita)	2	
*Terreno dotato di attrito e coesione		
ic (<1)	0,496	
iq (<1)	0,497	
iγ (<1)	0,351	
Nc (Vesic)	266,88	
Nq (Vesic)	319,06	
Nγ (Vesic)	762,86	
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	15754	KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	9874	KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	12220	KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	37847	KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40	
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	98766	KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	1082	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**91,24**	**>1**

Verifica GEO di portanza in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	823	KN/m
Carico orizzontale H	251	KN/m
Momento M	624	KNxm/m
e (m) = M/N	0,76	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	3,48	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	3,48	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,30	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	57,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



Fattori di forma (striscia indefinita)		
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1	
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1	
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1	
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)		
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1	
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1	
dγ (=1) = 1	1	
Fattori di inclinazione del carico		
N (KN)	823	
H (KN)	251	
m (striscia indefinita)	2	
*Terreno dotato di attrito e coesione		
ic (<1)	0,482	
iq (<1)	0,484	
iγ (<1)	0,337	
Nc (Vesic)	266,88	
Nq (Vesic)	319,06	
Nγ (Vesic)	762,86	
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	15387	KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	9646	KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	11187	KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	36220	KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40	
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	90119	KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	823	KN/m
Coefficiente di sicurezza	109,44	>1

Verifica GEO di portanza in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	793	KN/m
Carico orizzontale H	285	KN/m
Momento M	829	KNxm/m
e (m) = M/N	1,04	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	2,91	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	2,91	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,30	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	57,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



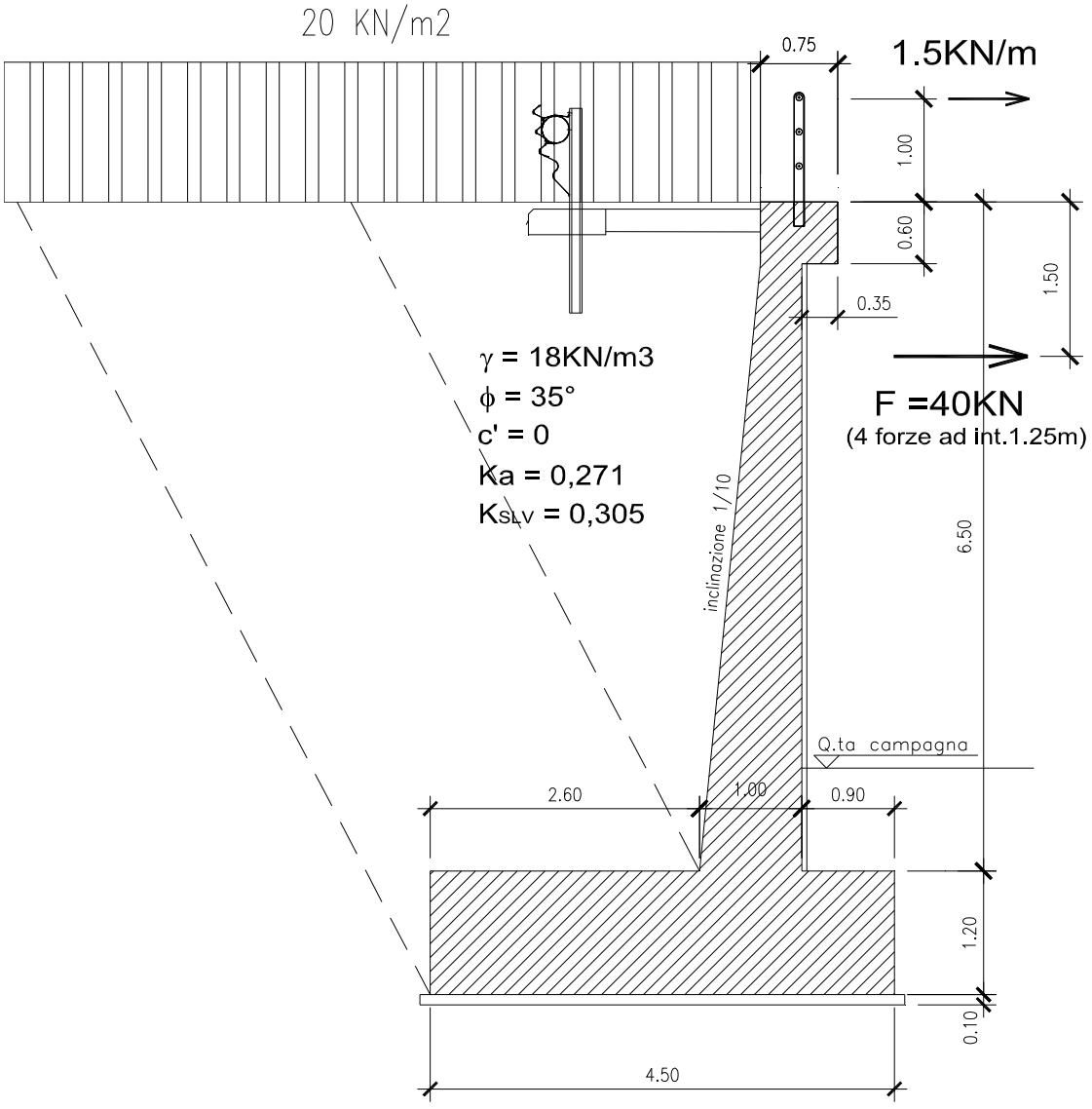
Fattori di forma (striscia indefinita)	
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)	
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1
dγ (=1) = 1	1
Fattori di inclinazione del carico	
N (KN)	793
H (KN)	285
m (striscia indefinita)	2
*Terreno dotato di attrito e coesione	
ic (<1)	0,410
iq (<1)	0,412
iγ (<1)	0,264
Nc (Vesic)	266,88
Nq (Vesic)	319,06
Nγ (Vesic)	762,86
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	13272 KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	8329 KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	7327 KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	28927 KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	60134 KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	793 KN/m
Coefficiente di sicurezza	75,79 >1

Verifica GEO di scorrimento allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	319	KN/m
Carico verticale N	1082	KN/m
Angolo di attrito (2/3φ2)	33,33	°
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	1013	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,17**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	251	KN/m
Carico verticale N	823	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	841	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,35**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	285	KN/m
Carico verticale N	793	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	765	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**2,69**	**> 1**

Verifica EQU a ribaltamento allo SLU		
Angolo di attrito φ1 ridotto del coefficiente M2 = 1,25	29,26	°
Coefficiente di spinta attiva	0,343	
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	239,37	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	60,45	KN/m
Momento ribaltante MR	1171	KNxm/m
Carico verticale N	666,84	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,18	m
Momento stabilizzante MS	1881	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,61**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di urto		
Momento ribaltante MR	1072	KNxm/m
Carico verticale N	666,84	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,18	m
Momento stabilizzante MS	1881	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,76**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di sisma SLV		
Momento ribaltante MR	1021	KNxm/m
Carico verticale N	666,84	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,18	m
Momento stabilizzante MS	1881	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,84**	**>1**

12. TIPOLOGIA N - MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 6.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia N, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS13 e OS14, che risultano ugualmente sollecitati. Dato l'arretramento della barriera di sicurezza, l'urto del veicolo in svio verrà considerato in forma ridotta e applicato ad una quota più bassa (4 forze da 40KN a interasse 1.25m applicate a 1.50m sotto la testa del muro).

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO DI TIPOLOGIA N - H=6,50m (con parapetto) FONDAZIONI DIRETTE		
Geometria		
Altezza paramento	6,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,00	m
Larghezza fondazione	4,50	m
Spessore fondazione	1,20	m
Larghezza mensola interna	2,60	m
Larghezza mensola esterna	0,90	m
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	1	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Area della superficie di contatto	4,50	m2/m
Modulo flessionale W della superficie di contatto	3,38	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,20	m
Volume terreno su zattera interna	16,90	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	11,00	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	15,43	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di fondazione		
Peso di volume $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 2$	50,00	°
Coesione efficace c'2	110,00	KPa
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Forza d'urto veicolo in svio	40,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	-1,50	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,603	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,061	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,305	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,314	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,032	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,288	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,209	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,021	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,282	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	103,04	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	35,23	KN/m
Spinta sul parapetto (val. caratt.)	1,50	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	13,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	12,31	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	17,61	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	12,82	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,19	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	8,74	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	16,90	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	18,70	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	4,30	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,74	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	3,03	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	6,49	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	142	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	189	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	479	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	142	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	151	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	399	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	163	KN/m
Momento flettente M	455	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	140	KN/m
Momento flettente M	349	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	135	KN/m
Momento flettente M	340	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+ spinta sul parapetto)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	144,60	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	41,73	KN/m
Spinta sul parapetto (val. caratt.)	1,50	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	135,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	304,20	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	22,50	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	52,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	160,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	10,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	863	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,97	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	253	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,94	m
Momento flettente M (amplificato)	501	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,58	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	340,16	KN/m2
Pressione minima	43,42	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	656	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,98	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	202	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,11	m
Momento flettente M (non amplificato)	450	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,69	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	279,02	KN/m2
Pressione minima	12,48	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	144,60	KN/m
Momento spinta rinterro	371,15	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	17,99	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	92,37	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	20,87	KN/m
Momento spinta sovraccarico	80,34	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,60	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	13,33	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	8,74	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	38,89	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	8,30	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	4,98	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	16,90	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	18,70	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	95,99	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	129,75	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	40,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-288,99	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-24,70	KNxm/m
Carico verticale totale	630	KN/m
Forza orizzontale totale	222	KN/m
Momento totale	554	KN/m
Eccentricità M/N	0,88	m
SUPERFICIE PARZIALIZZATA		
Pressione massima	459,40	KN/m2
Pressione minima	0,00	KN/m2

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N	656	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,98	m
Sforzo di taglio V	188	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,90	m
Momento flettente M	366	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,56	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	254,21	KN/m2
Pressione minima	37,29	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	144,60	KN/m
Momento spinta rinterro	371,15	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	6,04	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	30,98	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	20,87	KN/m
Momento spinta sovraccarico	80,34	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,87	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	4,47	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,03	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	13,50	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	2,88	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,73	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	6,49	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	33,32	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	129,75	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	40,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-288,99	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-24,70	KNxm/m
Carico verticale totale	630	KN/m
Forza orizzontale totale	185	KN/m
Momento totale	392	KN/m
Eccentricità M/N	0,62	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	256,14	KN/m2
Pressione minima	23,81	KN/m2

Carichi massimi intradosso fondazione diretta	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	863	656	630	656	630
Sforzo di taglio V (KN/m)	253	202	222	188	185
Momento flettente M (KNxm/m)	501	450	554	366	392

Pressioni massime e minime sul terreno	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
pmax (KN/m2)	340	279	459	254	256
pmin (KN/m2)	43	12	0	37	24

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	142	142	142	142	142
Sforzo di taglio V (KN/m)	189	151	163	140	135
Momento flettente M (KNxm/m)	479	399	455	349	340

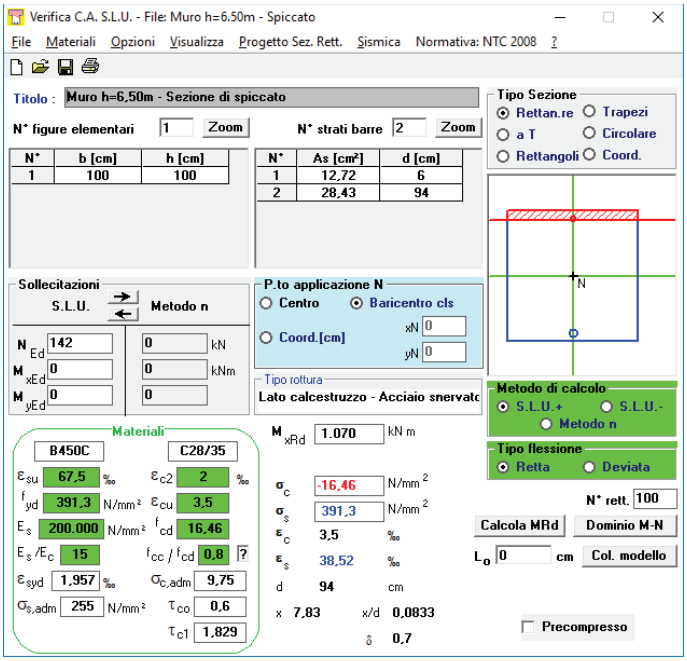
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-189	-151	-163	-140	-135
Sforzo di taglio V (KN/m)	242	202	364	179	181
Momento flettente M (KNxm/m)	592	490	553	433	421

12.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

12.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.00m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/20+1Φ18/20 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.00m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	142	142	142	142
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	479	399	455	340
Momento di rottura Mr (KNxm)	1070	1231	1070	1070
Coefficiente di sicurezza γs	**2,23**	**3,08**	**2,35**	**3,14**

12.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

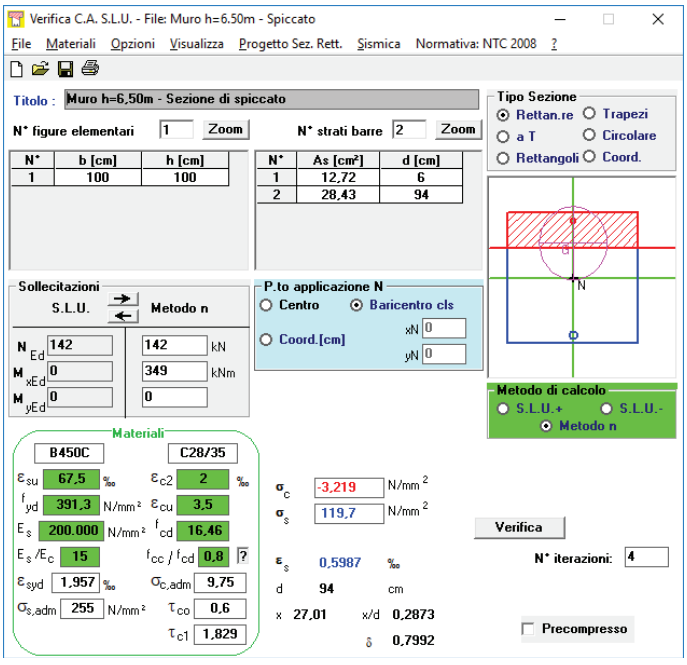
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	189	151	163	135
Taglio resistente Vrd (KN)	340	510	340	340
Coefficiente di sicurezza γs	**1,80**	**3,39**	**2,08**	**2,51**

essendo

$Vrd = [0,18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$	339,82	
$Vrd_{min} = (0,035k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$	313,23	KN
d	940	mm
bw	1000	mm
k	1,46	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

12.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,09**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	120	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,00**	

12.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

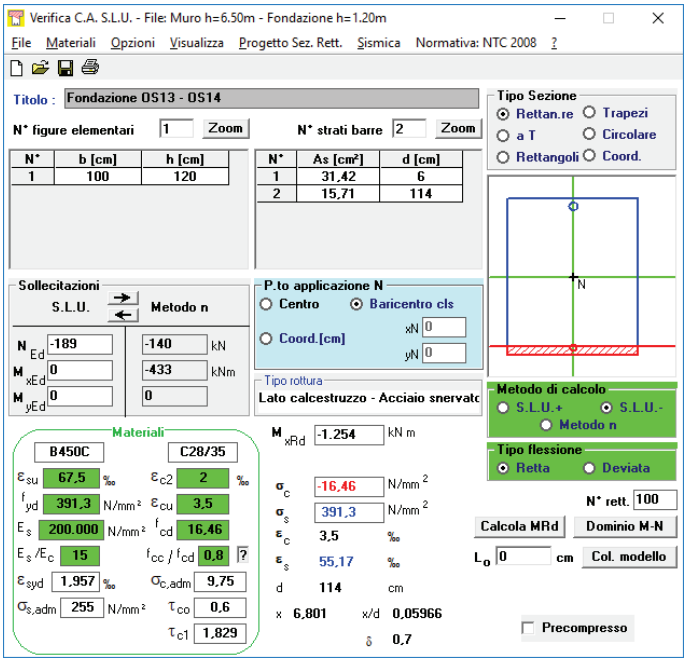
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,70	m
Altezza muro	6,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ20/20+1Φ18/20)	19	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	21	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	145	kg/m
Peso delle barre esterne	65	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	51	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	39	kg/m
Peso per spille di legatura	28	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	403	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,55	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

12.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

12.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.20m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -189KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-189	-151	-163	-135
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	592	490	553	421
Momento di rottura Mr (KNxm)	1254	1488	1268	1284
Coefficiente di sicurezza γs	**2,12**	**3,04**	**2,29**	**3,05**

12.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

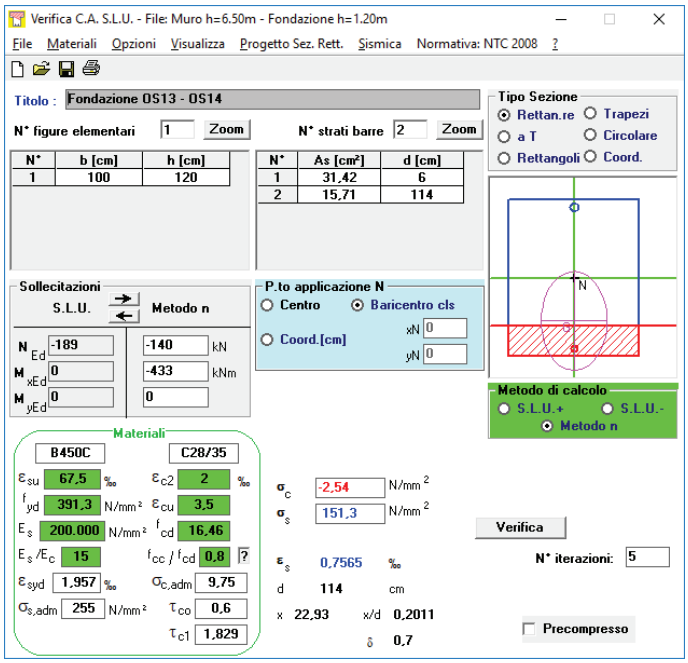
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	242	202	364	181
Taglio resistente Vrd (KN)	681	783	681	681
Coefficiente di sicurezza γs	**2,82**	**3,88**	**1,87**	**3,76**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	681	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	2912	KN
d	1140	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

12.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,6	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,03**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	151	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,38**	

12.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

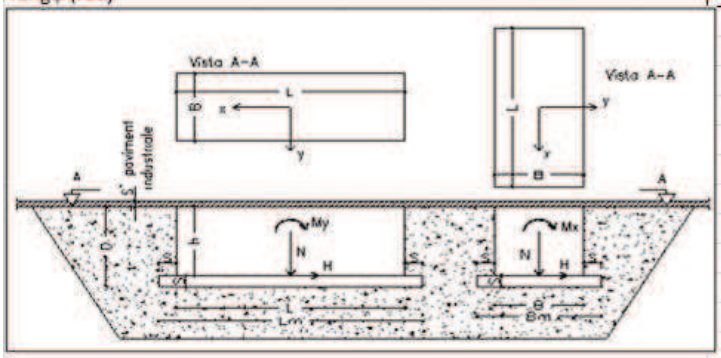
Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,20	m
Larghezza fondazione	4,50	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori	20	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	18	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	18	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	18	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	31	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	14	kg/m
Peso delle barre superiori	163	kg/m
Peso delle barre inferiori	81	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	44	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	44	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	22	
Peso dei cavallotti	32	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	432	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	5,40	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

12.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

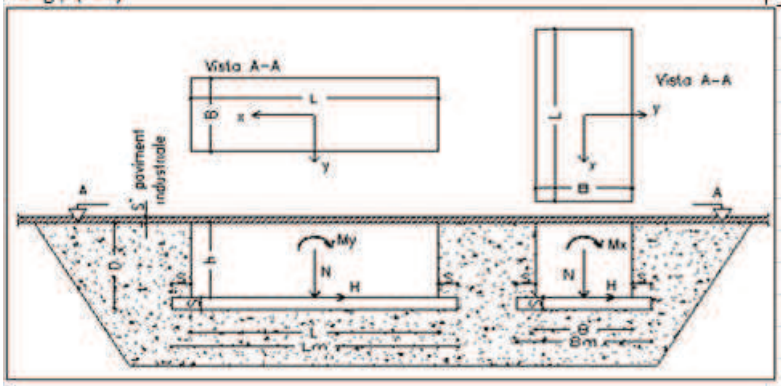
Si riportano di seguito le verifiche geotecniche di portanza e stabilità allo scorrimento e ribaltamento dei muri di tipologia N (OS13, OS14) su fondazione diretta:

Verifica GEO di portanza allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	863	KN/m
Carico orizzontale H	253	KN/m
Momento M	501	KNxm/m
e (m) = M/N	0,58	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	3,34	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	3,34	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,20	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	55,00	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



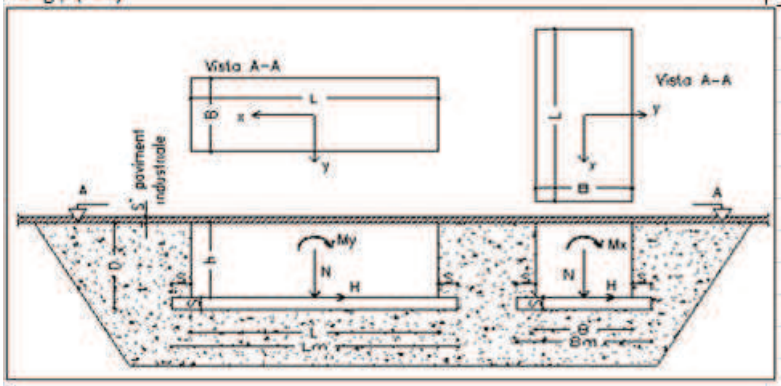
Fattori di forma (striscia indefinita)		
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1	
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1	
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1	
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)		
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1	
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1	
dγ (=1) = 1	1	
Fattori di inclinazione del carico		
N (KN)	863	
H (KN)	253	
m (striscia indefinita)	2	
*Terreno dotato di attrito e coesione		
ic (<1)	0,499	
iq (<1)	0,500	
iγ (<1)	0,354	
Nc (Vesic)	266,88	
Nq (Vesic)	319,06	
Nγ (Vesic)	762,86	
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	15904	KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	9534	KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	11270	KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	36708	KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40	
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	87565	KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	863	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**101,46**	**>1**

Verifica GEO di portanza in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	656	KN/m
Carico orizzontale H	202	KN/m
Momento M	450	KNxm/m
e (m) = M/N	0,69	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	3,13	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	3,13	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,20	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	55,00	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



Fattori di forma (striscia indefinita)	
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)	
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1
dγ (=1) = 1	1
Fattori di inclinazione del carico	
N (KN)	656
H (KN)	202
m (striscia indefinita)	2
*Terreno dotato di attrito e coesione	
ic (<1)	0,478
iq (<1)	0,480
iγ (<1)	0,332
Nc (Vesic)	266,88
Nq (Vesic)	319,06
Nγ (Vesic)	762,86
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	15321 KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	9187 KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	9907 KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	34416 KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	76905 KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	656 KN/m
Coefficiente di sicurezza	**117,25** **>1**

Verifica GEO di portanza in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	630	KN/m
Carico orizzontale H	222	KN/m
Momento M	554	KNxm/m
e (m) = M/N	0,88	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	2,74	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	2,74	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,20	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	55,00	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



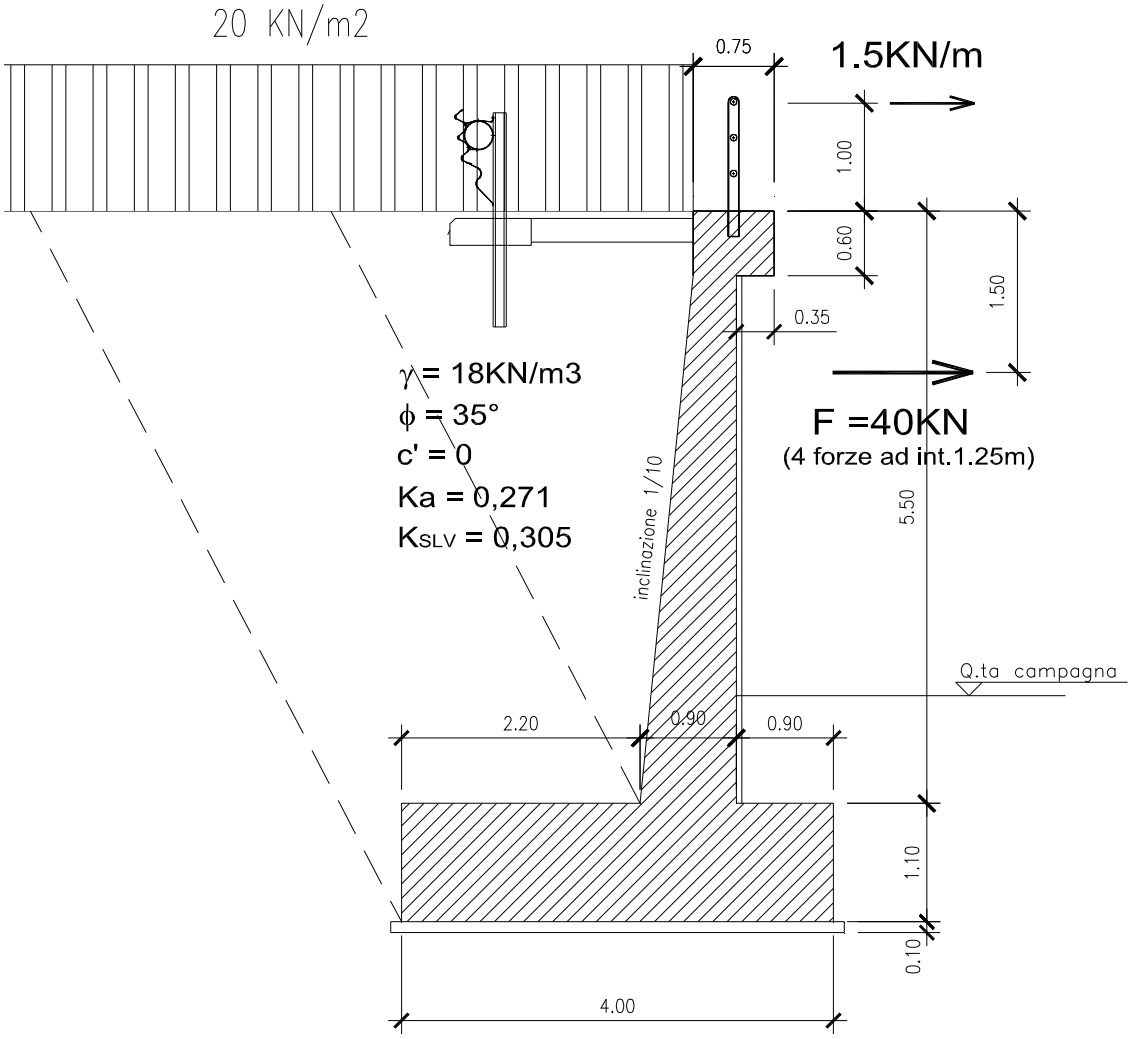
Fattori di forma (striscia indefinita)	
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)	
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1
dγ (=1) = 1	1
Fattori di inclinazione del carico	
N (KN)	630
H (KN)	222
m (striscia indefinita)	2
*Terreno dotato di attrito e coesione	
ic (<1)	0,419
iq (<1)	0,420
iγ (<1)	0,273
Nc (Vesic)	266,88
Nq (Vesic)	319,06
Nγ (Vesic)	762,86
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	13577 KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	8148 KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	7127 KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	28852 KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	56514 KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	630 KN/m
Coefficiente di sicurezza	**89,72** **>1**

Verifica GEO di scorrimento allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	253	KN/m
Carico verticale N	863	KN/m
Angolo di attrito (2/3φ2)	33,33	°
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	850	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,36**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	202	KN/m
Carico verticale N	656	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	705	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,49**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	222	KN/m
Carico verticale N	630	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	651	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**2,93**	**> 1**

Verifica EQU a ribaltamento allo SLU		
Angolo di attrito φ1 ridotto del coefficiente M2 = 1,25	29,26	°
Coefficiente di spinta attiva	0,343	
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	183,26	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	52,89	KN/m
Momento ribaltante MR	823	KNxm/m
Carico verticale N	523,25	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,95	m
Momento stabilizzante MS	1337	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,62**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di urto		
Momento ribaltante MR	771	KNxm/m
Carico verticale N	523,25	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,95	m
Momento stabilizzante MS	1337	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,73**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di sisma SLV		
Momento ribaltante MR	697	KNxm/m
Carico verticale N	523,25	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,95	m
Momento stabilizzante MS	1337	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,92**	**>1**

13. TIPOLOGIA O - MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 5.50M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno di tipologia O, come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, sono presenti nei muri OS13 e OS14, che risultano ugualmente sollecitati. Dato l'arretramento della barriera di sicurezza, l'urto del veicolo in svio verrà considerato in forma ridotta e applicato ad una quota più bassa (4 forze da 40KN a interasse 1.25m applicate a 1.50m sotto la testa del muro).

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO DI TIPOLOGIA O - H=5,50m (con parapetto) FONDAZIONI DIRETTE		
Geometria		
Altezza paramento	5,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,90	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Spessore fondazione	1,10	m
Larghezza mensola interna	2,60	m
Larghezza mensola esterna	0,50	m
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	1	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Area della superficie di contatto	4,00	m2/m
Modulo flessionale W della superficie di contatto	2,67	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,10	m
Volume terreno su zattera interna	14,30	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	7,87	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	11,34	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di fondazione		
Peso di volume $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 2$	50,00	°
Coesione efficace c'2	110,00	KPa
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Forza d'urto veicolo in svio	40,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	-1,50	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,603	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,061	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,305	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,314	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,032	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,288	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,209	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,021	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,282	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	73,78	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Spinta sul parapetto (val. caratt.)	1,50	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	11,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	14,55	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	14,90	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	9,18	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	1,85	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	6,97	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	14,30	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	15,82	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	3,08	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,62	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	2,42	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	5,49	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	143	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	313	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	118	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	275	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	123	KN/m
Momento flettente M	294	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	105	KN/m
Momento flettente M	227	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	100	KN/m
Momento flettente M	217	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU (+ spinta sul parapetto)		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	106,24	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	35,77	KN/m
Spinta sul parapetto (val. caratt.)	1,50	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	110,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	257,40	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	12,50	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	52,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	160,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	9,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	719	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,86	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	194	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,57	m
Momento flettente M (amplificato)	394	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,55	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	327,70	KN/m2
Pressione minima	31,97	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	545	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,86	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	159	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,76	m
Momento flettente M (non amplificato)	366	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,67	m
SUPERFICIE PARZIALIZZATA		
Pressione massima	410,27	KN/m2
Pressione minima	0,00	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	106,24	KN/m
Momento spinta rinterro	233,73	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	13,22	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	58,17	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	17,89	KN/m
Momento spinta sovraccarico	59,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,23	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	9,79	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	6,97	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	26,85	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	6,76	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,72	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	14,30	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	15,82	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	69,62	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	123,36	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	21,88	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-180,18	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-18,20	KNxm/m
Carico verticale totale	519	KN/m
Forza orizzontale totale	169	KN/m
Momento totale	408	KN/m
Eccentricità M/N	0,79	m
SUPERFICIE PARZIALIZZATA		
Pressione massima	427,48	KN/m2
Pressione minima	0,00	KN/m2

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE (+ spinta sul parapetto)		
Sforzo assiale N	545	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,86	m
Sforzo di taglio V	144	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,53	m
Momento flettente M	289	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,53	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	244,71	KN/m2
Pressione minima	27,96	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	106,24	KN/m
Momento spinta rinterro	233,73	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	4,43	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	19,51	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	17,89	KN/m
Momento spinta sovraccarico	59,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,75	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	3,28	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	2,42	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	9,32	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	2,35	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,29	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	5,49	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	24,17	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	123,36	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	21,88	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-180,18	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-18,20	KNxm/m
Carico verticale totale	519	KN/m
Forza orizzontale totale	140	KN/m
Momento totale	297	KN/m
Eccentricità M/N	0,57	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	241,28	KN/m2
Pressione minima	18,39	KN/m2

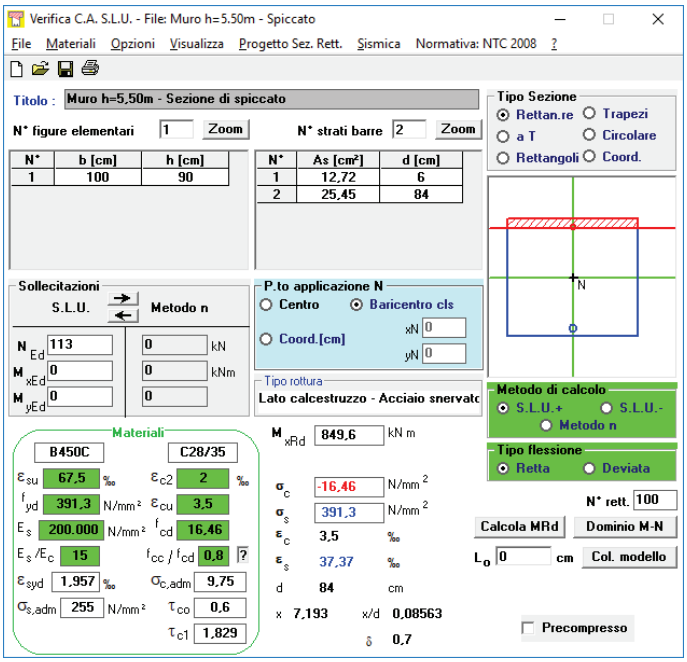
Carichi massimi intradosso fondazione diretta	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	719	545	519	545	519
Sforzo di taglio V (KN/m)	194	159	169	144	140
Momento flettente M (KNxm/m)	394	366	408	289	297
Pressioni massime e minime sul terreno	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**	**SLD eta=2/3**
pmax (KN/m2)	328	410	427	245	241
pmin (KN/m2)	32	0	0	28	18
Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**	**SLD eta=2/3**
Sforzo assiale N (KN/m)	113	113	113	113	113
Sforzo di taglio V (KN/m)	143	118	123	105	100
Momento flettente M (KNxm/m)	313	275	294	227	217
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**	**SLD eta=2/3**
Sforzo assiale N (KN/m)	-143	-118	-123	-105	-100
Sforzo di taglio V (KN/m)	130	179	187	96	94
Momento flettente M (KNxm/m)	392	340	361	285	272

13.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

13.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.90m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/10 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.90m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	113	113	113	113
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	313	275	294	217
Momento di rottura Mr (KNxm)	850	980	850	850
Coefficiente di sicurezza γs	2,71	3,56	2,89	3,92

13.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	143	118	123	100
Taglio resistente Vrd (KN)	310	464	310	310
Coefficiente di sicurezza γs	**2,17**	**3,93**	**2,53**	**3,09**

essendo

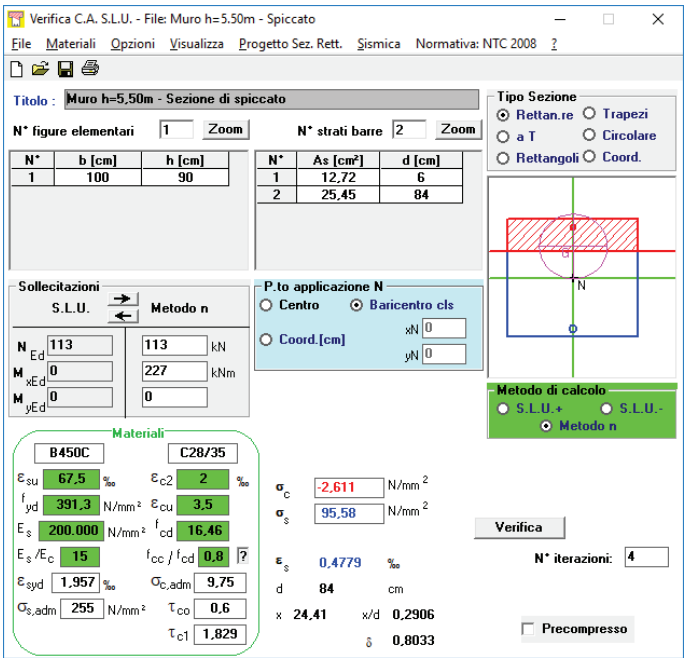
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d = 309{,}47$$

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d = 287{,}61 \text{ KN}$$

d	840	mm
bw	1000	mm
k	1,49	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

13.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,6	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,03**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	96	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,75**	

13.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

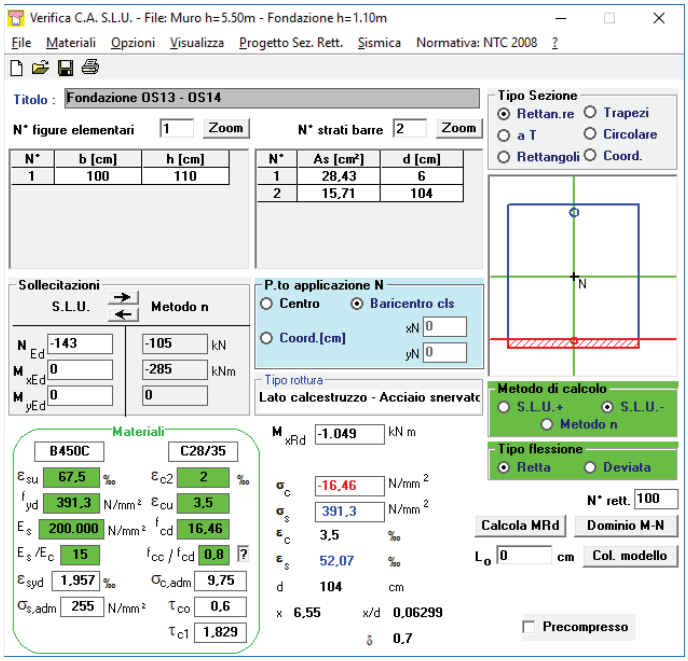
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,65	m
Altezza muro	5,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	18	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	18	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	110	kg/m
Peso delle barre esterne	55	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	33	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	24	kg/m
Peso per spille di legatura	22	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	317	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	3,58	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

13.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

13.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.10m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/20+1Φ18/20 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -143KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-143	-118	-123	-100
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	392	340	361	272
Momento di rottura Mr (KNxm)	1049	1238	1058	1070
Coefficiente di sicurezza γs	**2,68**	**3,64**	**2,93**	**3,94**

13.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

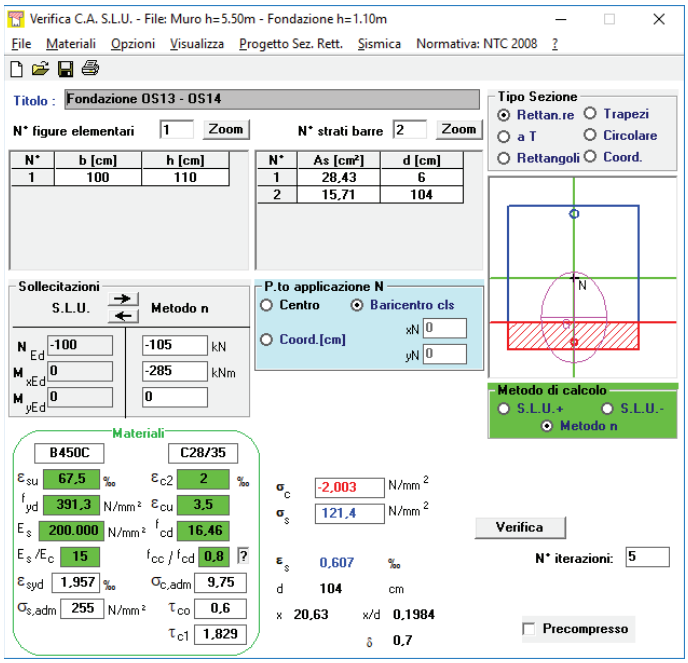
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	130	179	187	94
Taglio resistente Vrd (KN)	621	715	621	621
Coefficiente di sicurezza γs	**4,79**	**3,99**	**3,31**	**6,58**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	621	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	2657	KN
d	1040	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

13.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**6,54**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	121	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,98**	

13.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

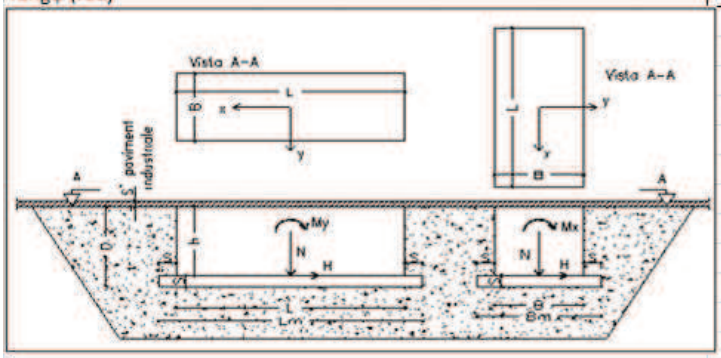
Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del tratto di muro in oggetto:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,10	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ20/20+1Φ18/20)	19	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	26	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	13	kg/m
Peso delle barre superiori	131	kg/m
Peso delle barre inferiori	73	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	16	
Peso dei cavallotti	27	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	347	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,40	m3/m
INCIDENZA	**79**	**Kg/m3**

13.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

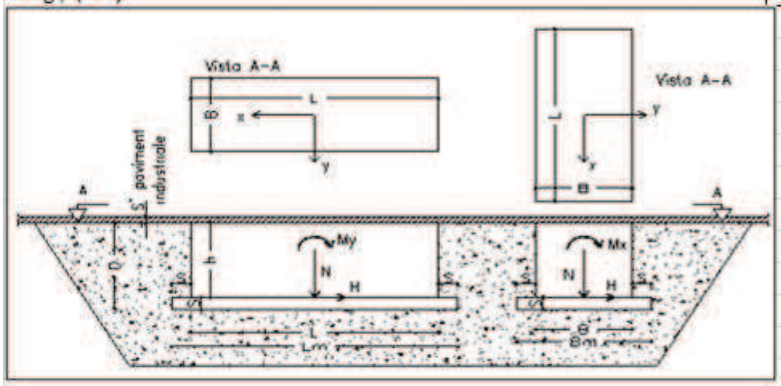
Si riportano di seguito le verifiche geotecniche di portanza e stabilità allo scorrimento e ribaltamento dei muri di tipologia O (OS13, OS14) su fondazione diretta:

Verifica GEO di portanza allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	719	KN/m
Carico orizzontale H	194	KN/m
Momento M	394	KNxm/m
e (m) = M/N	0,55	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	2,90	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	2,90	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,10	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	52,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



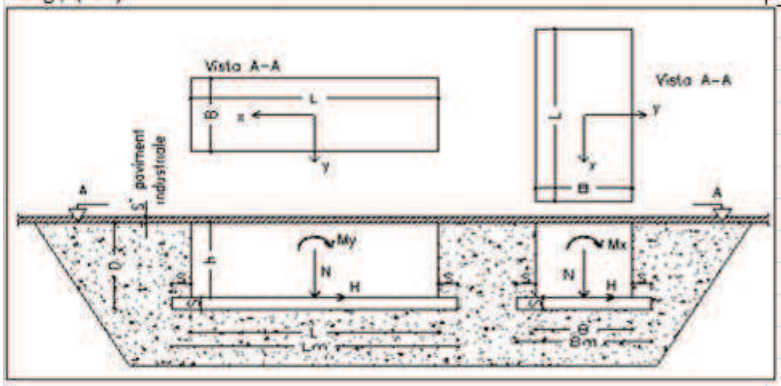
Fattori di forma (striscia indefinita)		
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1	
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1	
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1	
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)		
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1	
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1	
dγ (=1) = 1	1	
Fattori di inclinazione del carico		
N (KN)	719	
H (KN)	194	
m (striscia indefinita)	2	
*Terreno dotato di attrito e coesione		
ic (<1)	0,532	
iq (<1)	0,534	
iγ (<1)	0,390	
Nc (Vesic)	266,88	
Nq (Vesic)	319,06	
Nγ (Vesic)	762,86	
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	17106	KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	9785	KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	10798	KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	37689	KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40	
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	78170	KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	719	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**108,67**	**>1**

Verifica GEO di portanza in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	545	KN/m
Carico orizzontale H	159	KN/m
Momento M	366	KNxm/m
e (m) = M/N	0,67	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	2,66	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	2,66	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,10	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	52,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



Fattori di forma (striscia indefinita)		
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1	
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1	
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1	
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)		
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1	
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1	
dγ (=1) = 1	1	
Fattori di inclinazione del carico		
N (KN)	545	
H (KN)	159	
m (striscia indefinita)	2	
*Terreno dotato di attrito e coesione		
ic (<1)	0,500	
iq (<1)	0,502	
iγ (<1)	0,355	
Nc (Vesic)	266,88	
Nq (Vesic)	319,06	
Nγ (Vesic)	762,86	
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	16201	KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	9270	KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	9009	KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	34480	KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40	
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	65473	KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	545	KN/m
Coefficiente di sicurezza	120,06	>1

Verifica GEO di portanza in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	519	KN/m
Carico orizzontale H	169	KN/m
Momento M	408	KNxm/m
e (m) = M/N	0,79	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	2,43	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	2,43	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,10	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	52,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



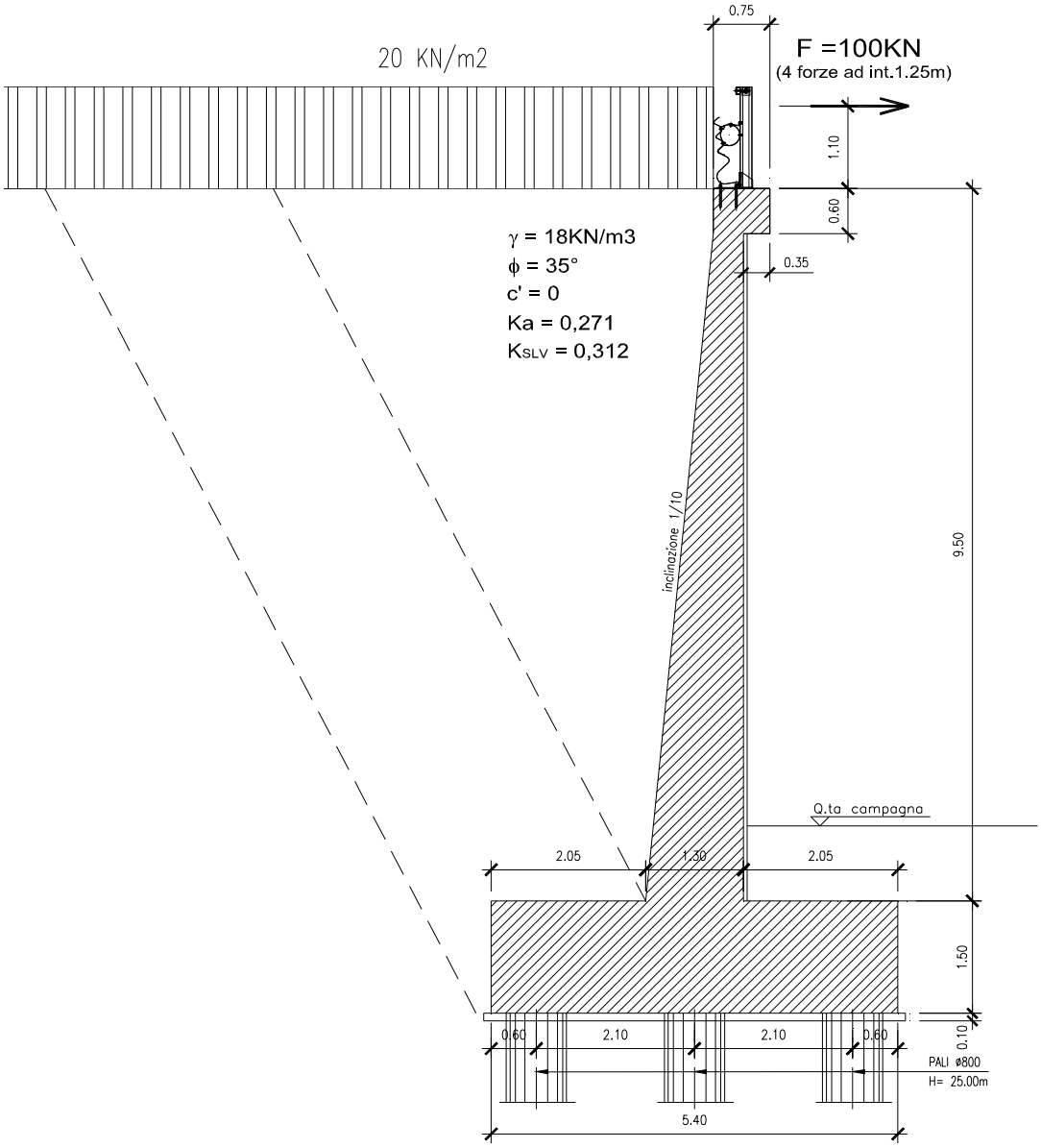
Fattori di forma (striscia indefinita)	
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)	
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1
dγ (=1) = 1	1
Fattori di inclinazione del carico	
N (KN)	519
H (KN)	169
m (striscia indefinita)	2
*Terreno dotato di attrito e coesione	
ic (<1)	0,454
iq (<1)	0,455
iγ (<1)	0,307
Nc (Vesic)	266,88
Nq (Vesic)	319,06
Nγ (Vesic)	762,86
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	14827 KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	8489 KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	7121 KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	30438 KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	52825 KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	519 KN/m
Coefficiente di sicurezza	**101,72** >1

Verifica GEO di scorrimento allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	194	KN/m
Carico verticale N	719	KN/m
Angolo di attrito (2/3φ2)	33,33	°
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	720	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,71**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	159	KN/m
Carico verticale N	545	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	592	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,72**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	169	KN/m
Carico verticale N	519	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	553	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,27**	**> 1**

Verifica EQU a ribaltamento allo SLU		
Angolo di attrito φ1 ridotto del coefficiente M2 = 1,25	29,26	°
Coefficiente di spinta attiva	0,343	
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	134,64	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	45,33	KN/m
Momento ribaltante MR	550	KNxm/m
Carico verticale N	432,75	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,86	m
Momento stabilizzante MS	924	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,68**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di urto		
Momento ribaltante MR	534	KNxm/m
Carico verticale N	432,75	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,86	m
Momento stabilizzante MS	924	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,73**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di sisma SLV		
Momento ribaltante MR	461	KNxm/m
Carico verticale N	432,75	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,86	m
Momento stabilizzante MS	924	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**2,01**	**>1**

14. TIPOLOGIA P - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 9.50M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia P come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presente solo nel muro OS11.

VERIFICA DEL MURO DI SOSTEGNO SU PALI TIPOLOGIA P - H=9,50m (OS11)		
Geometria		
Altezza paramento	9,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,30	m
Larghezza fondazione	5,40	m
Spessore fondazione	1,50	m
Larghezza mensola interna	2,05	m
Larghezza mensola esterna	2,05	m
file di pali	3	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	2,4	m
interasse trasversale dei pali	2,1	m
braccio equivalente delle forze	4,2	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,50	m
Volume terreno su zattera interna	19,48	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	23,49	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	31,49	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	18,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	220,11	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	51,49	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	19,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	21,05	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	25,74	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	33,05	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	3,87	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	17,87	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	23,49	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	31,03	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	11,07	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,29	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	6,24	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	10,83	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	243	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	363	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	1273	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	243	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	293	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	1165	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	243	KN/m
Sforzo di taglio V	332	KN/m
Momento flettente M	1334	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	243	KN/m
Sforzo di taglio V	272	KN/m
Momento flettente M	942	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	243	KN/m
Sforzo di taglio V	275	KN/m
Momento flettente M	996	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	295,11	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	59,62	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	202,50	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	350,55	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	36,90	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	41,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	13,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	1145	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,99	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	473	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,01	m
Momento flettente M (amplificato)	1085	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	874	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,00	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	385	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,61	m
Momento flettente M (non amplificato)	1160	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	295,11	KN/m
Momento spinta rinterro	1082,06	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	44,31	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	324,92	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Momento spinta sovraccarico	163,95	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	4,48	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	32,82	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	17,87	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	111,67	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	14,86	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	11,15	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	31,49	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	41,61	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	305,12	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	33,47	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	61,81	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-587,17	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-34,34	KNxm/m
Carico verticale totale	854	KN/m
Forza orizzontale totale	448	KN/m
Momento totale	1505	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	874	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,00	m
Sforzo di taglio V	355	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,97	m
Momento flettente M	795	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	295,11	KN/m
Momento spinta rinterro	1082,06	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	14,84	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	108,84	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Momento spinta sovraccarico	163,95	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,50	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	10,99	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	6,24	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	38,98	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	5,19	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,89	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	14,52	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	106,51	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	33,47	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	61,81	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-587,17	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-34,34	KNxm/m
Carico verticale totale	854	KN/m
Forza orizzontale totale	367	KN/m
Momento totale	989	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	1145	874	854	874	854
Sforzo di taglio V (KN/m)	473	385	448	355	367
Momento flettente M (KNxm/m)	1085	1160	1505	795	989

Carichi massimi sui pali fi800	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	1536	1362	1543	1154	1248
Nmin sul palo di monte (KN)	296	37	-177	245	118
Vmax sui pali (KN)	378	308	358	284	294

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	243	243	243	243	243
Sforzo di taglio V (KN/m)	363	293	332	272	275
Momento flettente M (KNxm/m)	1273	1165	1334	942	996

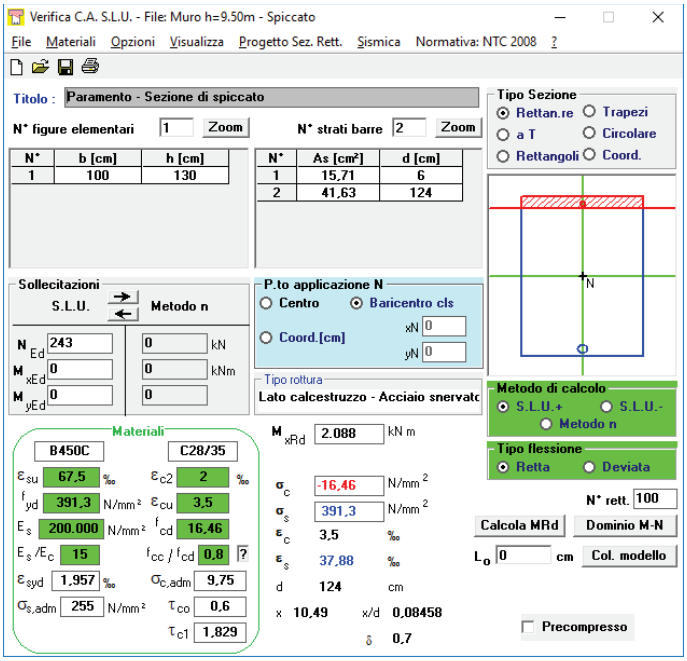
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-363	-293	-332	-272	-275
Sforzo di taglio V (KN/m)	492	454	529	367	406
Momento flettente M (KNxm/m)	1546	1384	1583	1145	1202

14.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

14.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.30m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ24/20+1Φ22/20 interno in zona tesa e da 1Φ20/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.30m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	243	243	243	243
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1273	1165	1334	996
Momento di rottura Mr (KNxm)	2088	2395	2088	2088
Coefficiente di sicurezza γs	**1,64**	**2,06**	**1,56**	**2,10**

14.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	363	293	332	275
Taglio resistente Vrd (KN)	445	668	445	445
Coefficiente di sicurezza γs	**1,23**	**2,28**	**1,34**	**1,62**

essendo

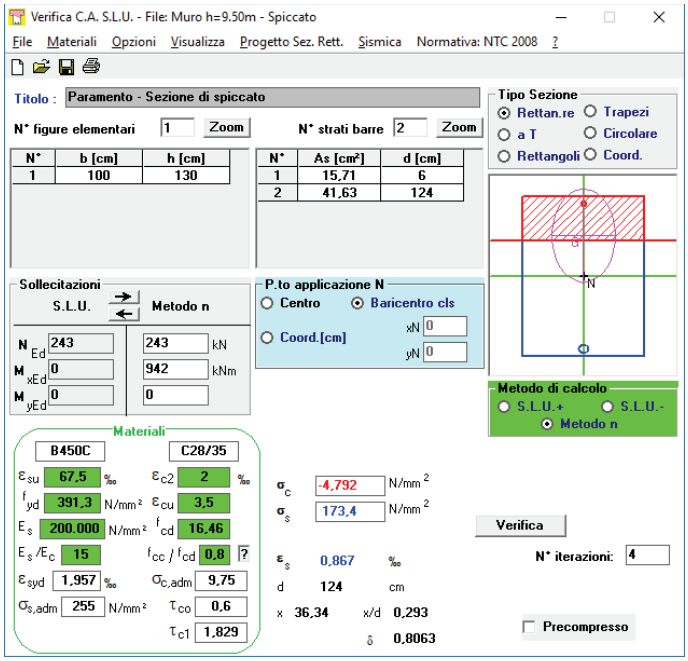
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$

Vrd = [0,18 k (100 ρl fck)^1/3/γc] bw d	445,30	
Vrd min = (0,035k^3/2 fck^1/2) bw d	388,15	KN
d	1240	mm
bw	1000	mm
k	1,40	
ρl	0,00335	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

14.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,8	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,72**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	174	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,07**	

14.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

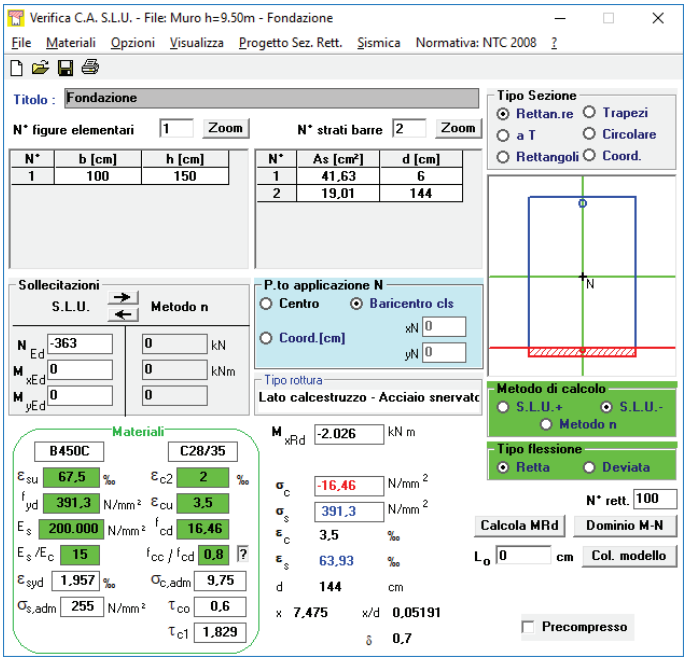
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,85	m
Altezza muro	9,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ24+1Φ22)	23	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	22	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	38	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	8	kg/m
Peso delle barre interne	310	kg/m
Peso delle barre esterne	142	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	75	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	57	kg/m
Peso per spille di legatura	48	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	728	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	8,08	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

14.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

14.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.50m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ24/20 + 1Φ22/20 superiore e da 1Φ22/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -363KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-363	-293	-332	-275
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1546	1384	1583	1202
Momento di rottura Mr (KNxm)	2026	2426	2047	2087
Coefficiente di sicurezza γs	**1,31**	**1,75**	**1,29**	**1,74**

14.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

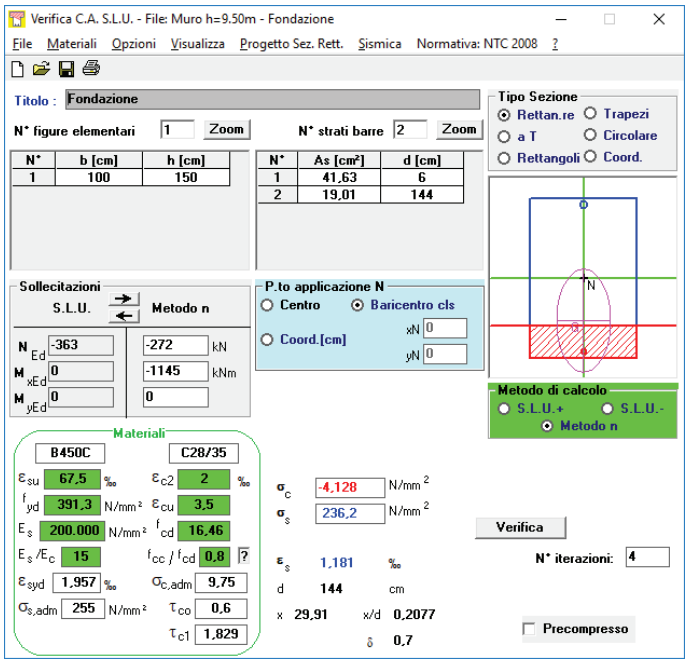
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	492	454	529	406
Taglio resistente Vrd (KN)	860	989	860	860
Coefficiente di sicurezza γs	**1,75**	**2,18**	**1,63**	**2,12**

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	860	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg²θ)	3678	KN
d	1440	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

14.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,1	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,19**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	236	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,53**	

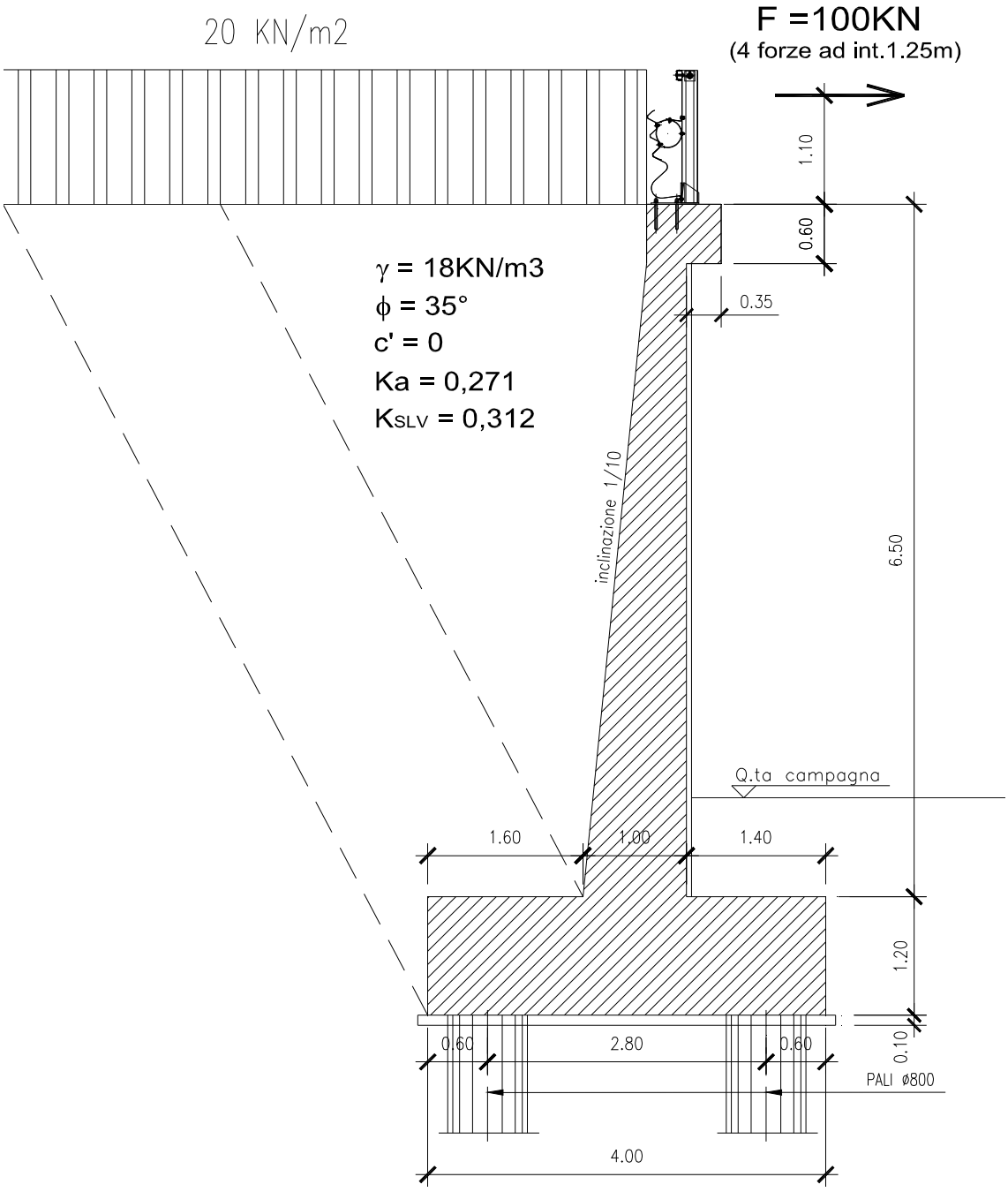
14.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,50	m
Larghezza fondazione	5,40	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ24+1Φ22)	23	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	22	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	22	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive diagonali (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	60	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	55	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	25	kg/m
Peso delle barre superiori	264	kg/m
Peso delle barre inferiori	121	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	42	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	42	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	22	kg/m
Peso dei cavallotti	47	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	26	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	24	Kg/m
Armatura aggiuntiva diagonale sui pali	63	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	75	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	808	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	8,10	m3/m
INCIDENZA	**100**	**Kg/m3**

15. TIPOLOGIA Q - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 6.00-7.00M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia Q come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presente solo nel muro OS15.

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO SU PALI TIPOLOGIA Q - H=6,50m		
Geometria		
Altezza paramento	6,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,00	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Spessore fondazione	1,20	m
Larghezza mensola interna	1,60	m
Larghezza mensola esterna	1,40	m
file di pali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	2,4	m
interasse trasversale dei pali	2,8	m
braccio delle forze	2,8	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,20	m
Volume terreno su zattera interna	10,40	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	11,00	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	15,43	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	103,04	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	35,23	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	13,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	30,77	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	17,61	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	15,47	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,64	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	10,44	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	11,00	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	14,53	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	5,18	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,89	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	3,64	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	5,07	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	142	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	187	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	462	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	142	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	169	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	572	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	164	KN/m
Momento flettente M	456	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	138	KN/m
Momento flettente M	338	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	142	KN/m
Sforzo di taglio V	135	KN/m
Momento flettente M	341	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	144,60	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	41,73	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	120,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	187,20	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	35,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	32,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	10,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	678	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,60	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	251	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,89	m
Momento flettente M (amplificato)	449	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	516	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,60	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	225	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,88	m
Momento flettente M (non amplificato)	670	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	144,60	KN/m
Momento spinta rinterro	371,15	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	21,71	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	111,45	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	20,87	KN/m
Momento spinta sovraccarico	80,34	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	3,13	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	16,08	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	10,44	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	46,44	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	8,81	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	5,28	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	15,43	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	20,39	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	104,66	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	23,11	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-224,64	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-19,20	KNxm/m
Carico verticale totale	500	KN/m
Forza orizzontale totale	230	KN/m
Momento totale	560	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	516	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,60	m
Sforzo di taglio V	186	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,85	m
Momento flettente M	327	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	144,60	KN/m
Momento spinta rinterro	371,15	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	7,27	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	37,33	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	20,87	KN/m
Momento spinta sovraccarico	80,34	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,05	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	5,39	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,64	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	16,21	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,07	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,84	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	7,12	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	36,53	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	23,11	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-224,64	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-19,20	KNxm/m
Carico verticale totale	500	KN/m
Forza orizzontale totale	188	KN/m
Momento totale	374	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	678	516	500	516	500
Sforzo di taglio V (KN/m)	251	225	230	186	188
Momento flettente M (KNxm/m)	449	670	560	327	374

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	1198	1194	1081	900	921
Nmin sul palo di monte (KN)	428	45	120	340	280
Vmax sui pali (KN)	301	270	276	224	225

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	142	142	142	142	142
Sforzo di taglio V (KN/m)	187	169	164	138	135
Momento flettente M (KNxm/m)	462	572	456	338	341

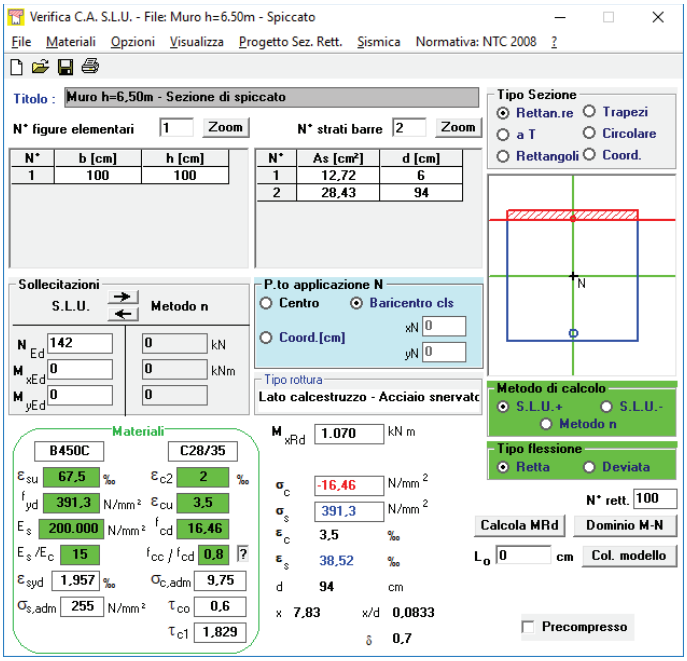
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-187	-169	-164	-138	-135
Sforzo di taglio V (KN/m)	399	421	373	298	307
Momento flettente M (KNxm/m)	574	673	554	421	422

15.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

15.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.00m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/20+1Φ18/20 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.00m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	142	142	142	142
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	462	572	456	341
Momento di rottura Mr (KNxm)	1070	1231	1070	1070
Coefficiente di sicurezza γs	2,32	2,15	2,35	3,14

15.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	187	169	164	135
Taglio resistente Vrd (KN)	340	510	340	340
Coefficiente di sicurezza γs	**1,82**	**3,02**	**2,08**	**2,51**

essendo

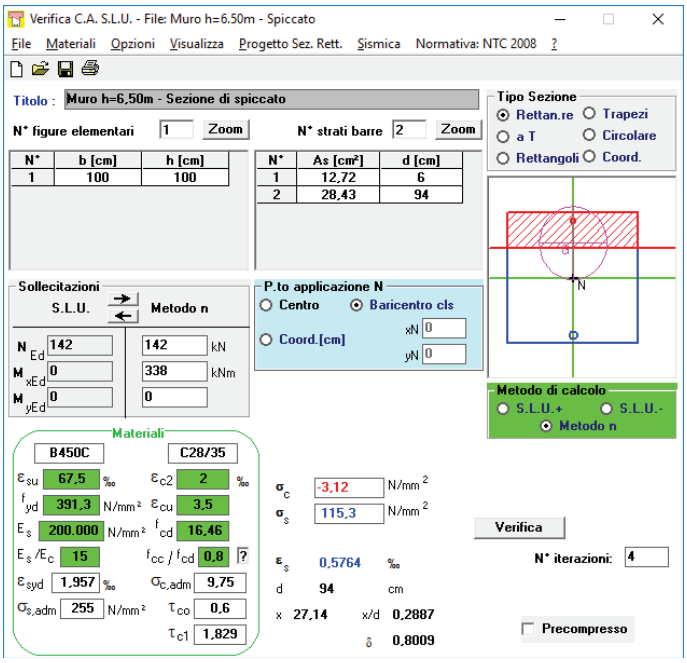
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d = 339{,}82$$

$$Vrd_{min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d = 313{,}23 \text{ KN}$$

d	940	mm
bw	1000	mm
k	1,46	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

15.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,1	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,22**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	115	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,13**	

15.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

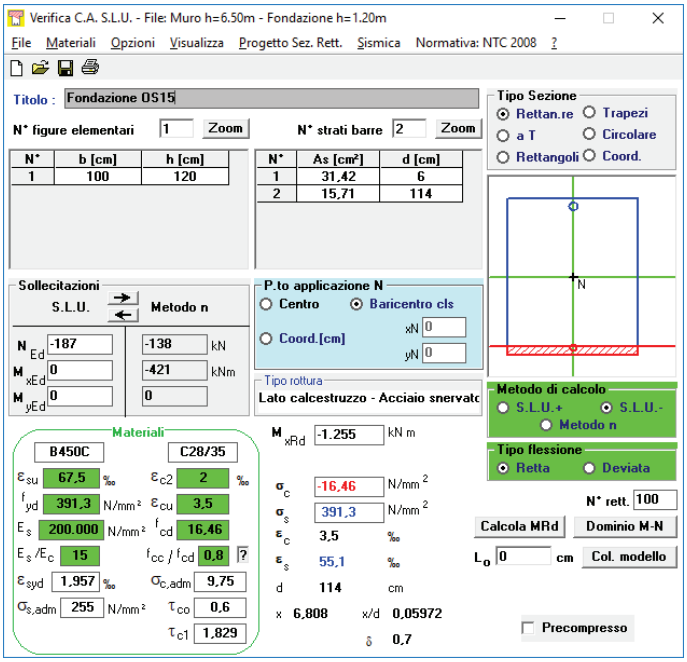
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,70	m
Altezza muro	6,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ20/20+1Φ18/20)	19	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	21	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	145	kg/m
Peso delle barre esterne	65	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	51	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	39	kg/m
Peso per spille di legatura	28	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	403	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,55	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

15.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

15.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.20m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/10 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -187KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-187	-169	-164	-135
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	574	673	554	422
Momento di rottura Mr (KNxm)	1255	1611	1268	1284
Coefficiente di sicurezza γs	2,19	2,39	2,29	3,04

15.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

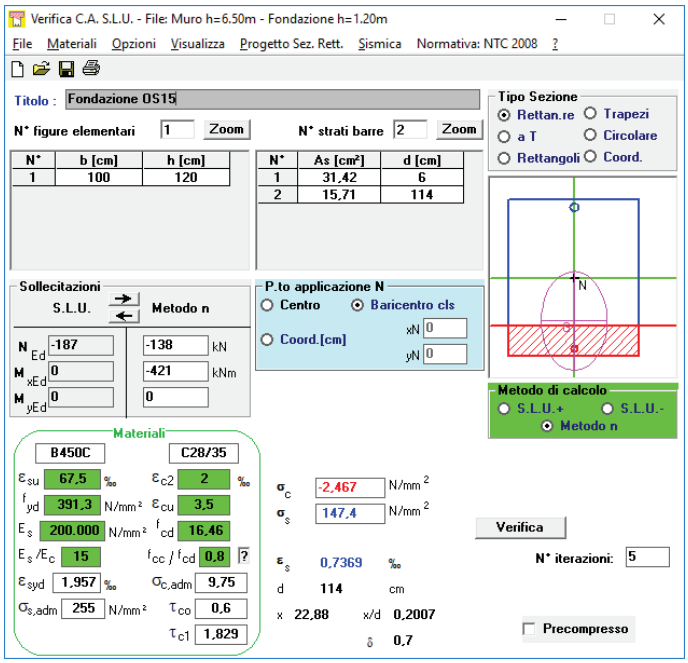
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	399	421	373	307
Taglio resistente Vrd (KN)	681	783	681	681
Coefficiente di sicurezza γs	**1,71**	**1,86**	**1,82**	**2,22**

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	681	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg²θ)	2912	KN
d	1140	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

15.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,5	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,23**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	148	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,43**	

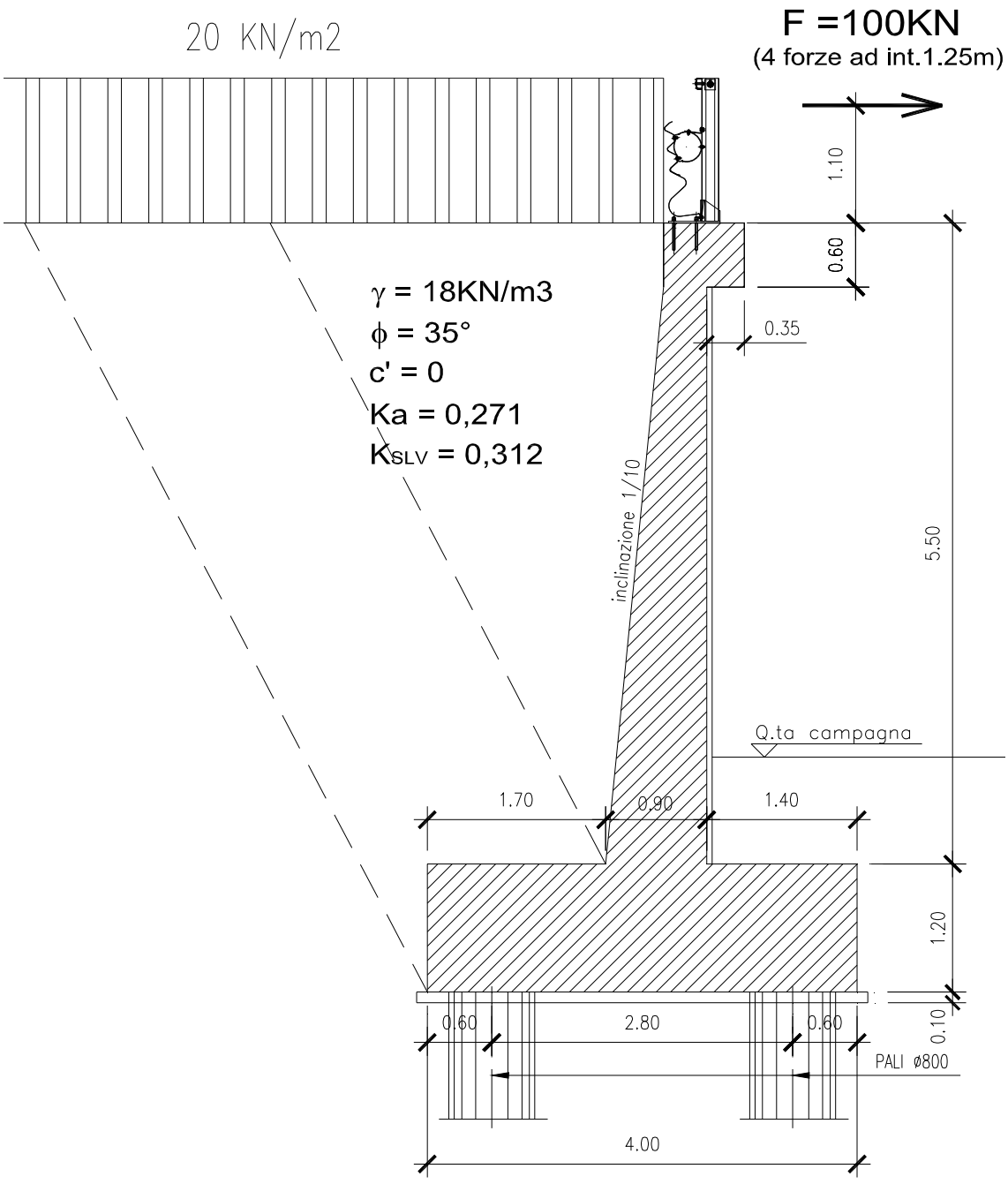
15.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,20	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	20	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	22	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	75	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	31	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	14	kg/m
Peso delle barre superiori	150	kg/m
Peso delle barre inferiori	75	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	13	kg/m
Peso dei cavallotti	29	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	19	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	24	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	63	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	480	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,80	m3/m
INCIDENZA	**100**	**Kg/m3**

16. TIPOLOGIA R - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 5.00-6.00M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia R come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presente solo nel muro OS15.

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO SU PALI TIPOLOGIA R - H=5,50m		
Geometria		
Altezza paramento	5,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,90	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Spessore fondazione	1,20	m
Larghezza mensola interna	1,70	m
Larghezza mensola esterna	1,40	m
file di pali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	2,7	m
interasse trasversale dei pali	2,8	m
braccio delle forze	2,8	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,20	m
Volume terreno su zattera interna	9,35	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	7,87	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	11,68	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	73,78	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	11,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	36,36	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	14,90	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	11,08	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,24	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	8,33	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	9,35	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	12,35	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	3,71	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,75	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	2,91	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	4,31	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	141	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	299	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	140	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	457	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	123	KN/m
Momento flettente M	293	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	104	KN/m
Momento flettente M	217	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	100	KN/m
Momento flettente M	216	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	109,48	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	36,31	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	120,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	168,30	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	35,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	34,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	9,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	619	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,64	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	197	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,54	m
Momento flettente M (amplificato)	277	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	471	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,65	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	189	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,72	m
Momento flettente M (non amplificato)	538	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	109,48	KN/m
Momento spinta rinterro	244,51	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	16,44	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	73,42	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	18,16	KN/m
Momento spinta sovraccarico	60,82	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,73	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	12,18	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	8,33	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	32,89	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	8,81	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	5,28	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	11,68	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	15,44	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	68,95	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	21,27	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-193,55	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-19,55	KNxm/m
Carico verticale totale	454	KN/m
Forza orizzontale totale	179	KN/m
Momento totale	352	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	471	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,65	m
Sforzo di taglio V	146	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,51	m
Momento flettente M	200	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	109,48	KN/m
Momento spinta rinterro	244,51	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	5,51	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	24,59	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	18,16	KN/m
Momento spinta sovraccarico	60,82	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,91	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	4,08	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	2,91	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	11,48	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,07	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,84	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	5,39	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	24,07	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	21,27	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-193,55	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-19,55	KNxm/m
Carico verticale totale	454	KN/m
Forza orizzontale totale	145	KN/m
Momento totale	225	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	619	471	454	471	454
Sforzo di taglio V (KN/m)	197	189	179	146	145
Momento flettente M (KNxm/m)	277	538	352	200	225

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	1102	1154	952	829	830
Nmin sul palo di monte (KN)	568	117	273	442	396
Vmax sui pali (KN)	266	255	242	197	196

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	113	113	113	113	113
Sforzo di taglio V (KN/m)	141	140	123	104	100
Momento flettente M (KNxm/m)	299	457	293	217	216

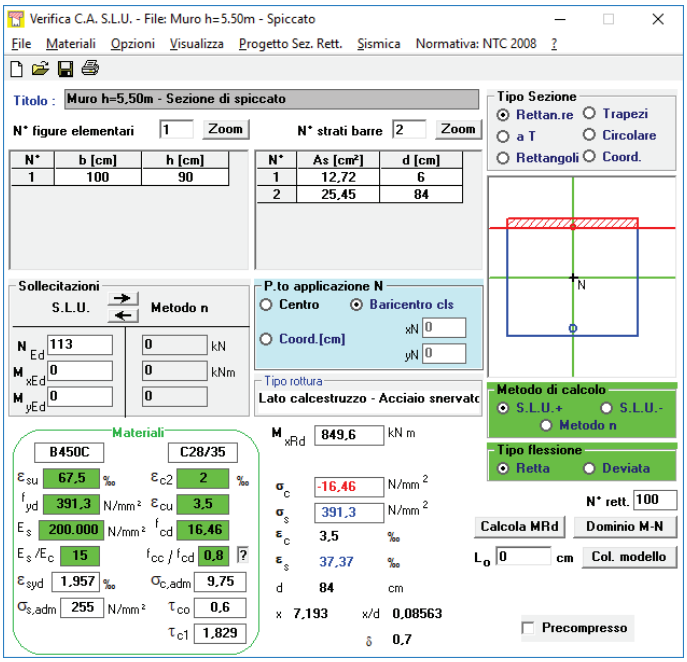
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-141	-140	-123	-104	-100
Sforzo di taglio V (KN/m)	308	350	275	230	230
Momento flettente M (KNxm/m)	383	541	367	279	277

16.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

16.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.90m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/10 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.90m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	113	113	113	113
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	299	457	293	216
Momento di rottura Mr (KNxm)	850	980	850	850
Coefficiente di sicurezza γs	**2,84**	**2,14**	**2,90**	**3,93**

16.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	141	140	123	100
Taglio resistente Vrd (KN)	310	464	310	310
Coefficiente di sicurezza γs	2,20	3,32	2,52	3,09

essendo

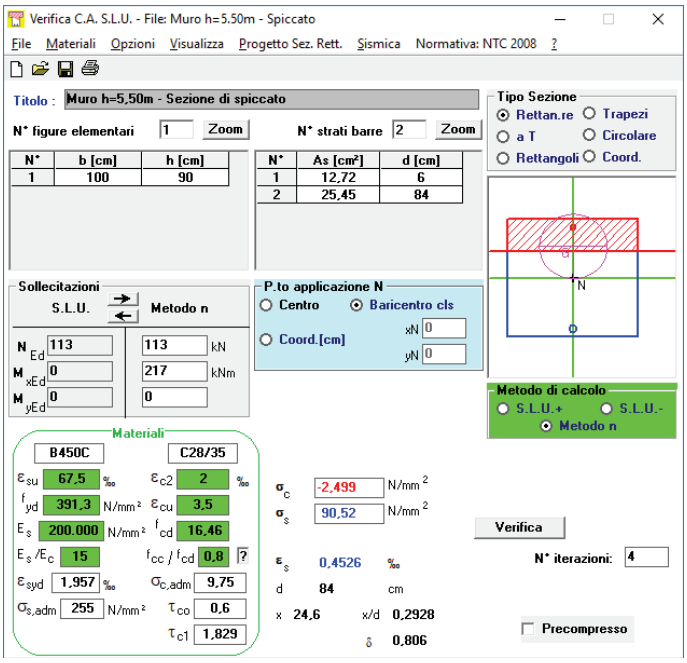
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d = 309{,}66$$

$$Vrd_{min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d = 287{,}61 \text{ KN}$$

d	840	mm
bw	1000	mm
k	1,49	
ρl	0,00303	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

16.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,5	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,23**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	91	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,96**	

16.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

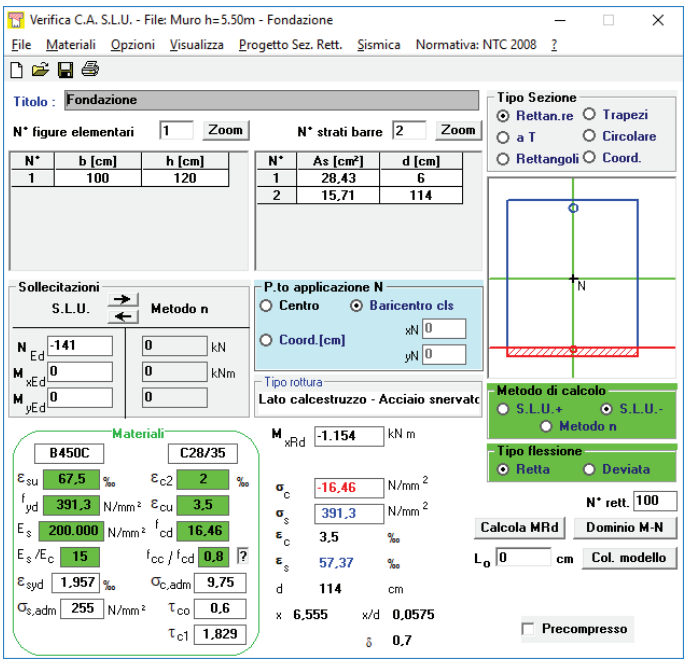
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,65	m
Altezza muro	5,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	18	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	18	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	110	kg/m
Peso delle barre esterne	55	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	33	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	24	kg/m
Peso per spille di legatura	22	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	317	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	3,58	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

16.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

16.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.20m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ20/20+1Φ18/20 superiore e da 1Φ20/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -141KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-141	-140	-123	-100
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	383	541	367	277
Momento di rottura Mr (KNxm)	1154	1348	1164	1176
Coefficiente di sicurezza γs	**3,01**	**2,49**	**3,17**	**4,25**

16.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

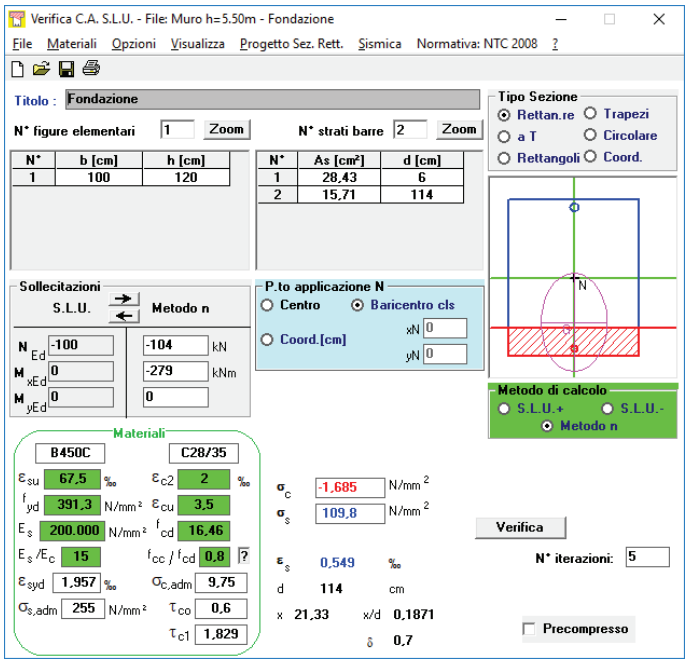
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	308	350	275	230
Taglio resistente Vrd (KN)	681	783	681	681
Coefficiente di sicurezza γs	**2,21**	**2,24**	**2,47**	**2,96**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	681	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	2912	KN
d	1140	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

16.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,5	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,23**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	148	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,43**	

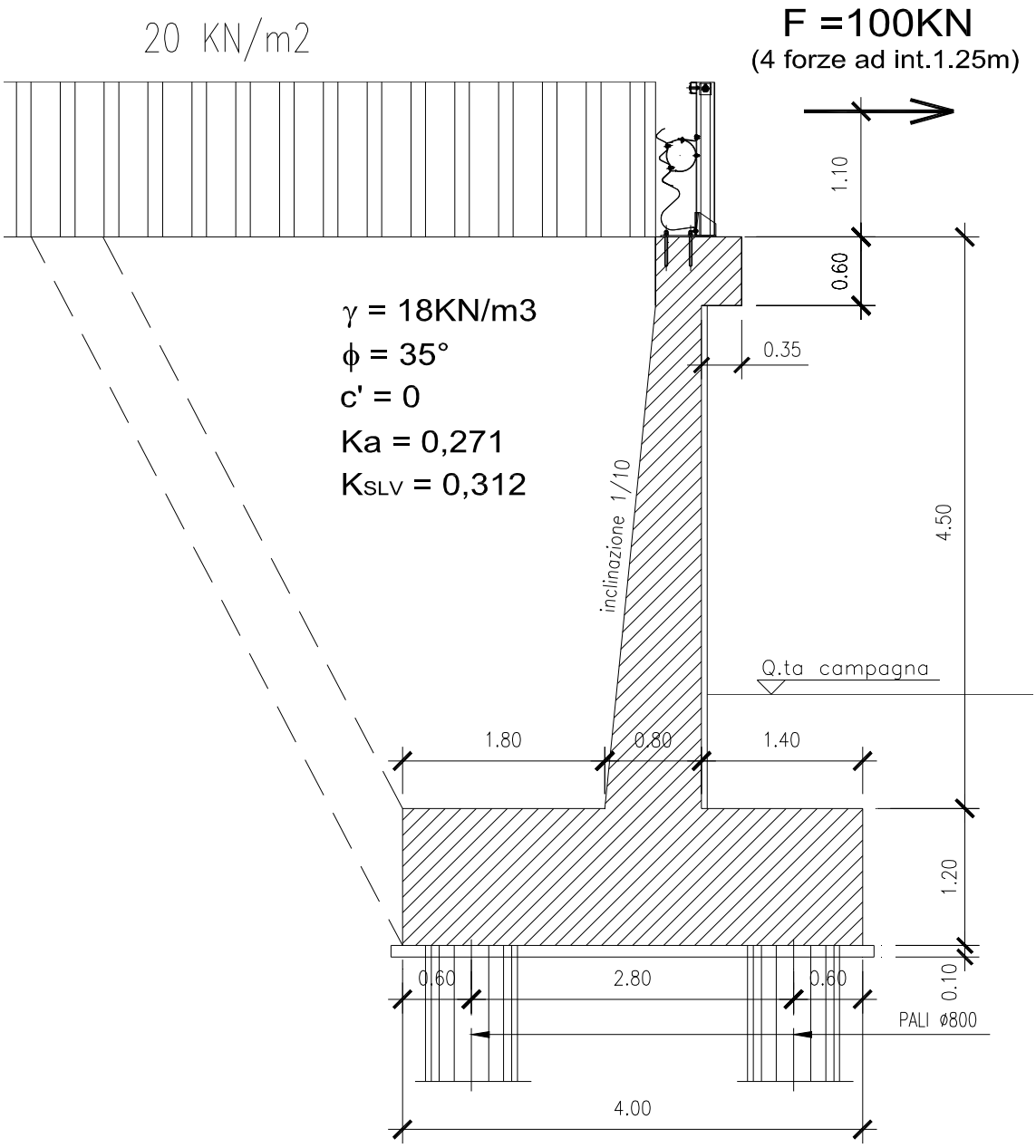
16.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,20	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ20/20+1Φ18/20)	19	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	20	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	20	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	22	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	52	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	28	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	14	kg/m
Peso delle barre superiori	136	kg/m
Peso delle barre inferiori	75	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	48	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	17	kg/m
Peso dei cavallotti	29	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	17	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	24	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	38	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	457	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,80	m3/m
INCIDENZA	**95**	**Kg/m3**

17. TIPOLOGIA S - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 4.00-5.00M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia S come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presente solo nel muro OS15.

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO SU PALI TIPOLOGIA S - H=4,50m		
Geometria		
Altezza paramento	4,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,80	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Spessore fondazione	1,20	m
Larghezza mensola interna	1,80	m
Larghezza mensola esterna	1,40	m
file di pali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	3	m
interasse trasversale dei pali	2,8	m
braccio delle forze	2,8	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,20	m
Volume terreno su zattera interna	8,10	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	5,27	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	8,46	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	73,78	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	29,81	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	11,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	36,36	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	14,90	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	11,08	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,24	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	8,33	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	9,35	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	12,35	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	3,71	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,75	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	2,91	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	4,31	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	141	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	299	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	113	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	140	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	457	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	123	KN/m
Momento flettente M	293	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	104	KN/m
Momento flettente M	217	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	113	KN/m
Sforzo di taglio V	100	KN/m
Momento flettente M	216	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	79,24	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	30,89	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	120,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	145,80	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	35,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	36,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	8,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	558	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,68	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	149	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,19	m
Momento flettente M (amplificato)	152	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	424	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,69	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	159	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,58	m
Momento flettente M (non amplificato)	439	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	79,24	KN/m
Momento spinta rinterro	150,56	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	11,90	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	45,21	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	15,45	KN/m
Momento spinta sovraccarico	44,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,32	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	8,81	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	6,40	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	22,08	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	8,81	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	5,28	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	8,46	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	11,17	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	42,45	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	18,53	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-160,38	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-19,80	KNxm/m
Carico verticale totale	406	KN/m
Forza orizzontale totale	135	KN/m
Momento totale	202	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	424	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,69	m
Sforzo di taglio V	110	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,17	m
Momento flettente M	109	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	79,24	KN/m
Momento spinta rinterro	150,56	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	3,99	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	15,14	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	15,45	KN/m
Momento spinta sovraccarico	44,02	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,78	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	2,95	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	2,23	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	7,71	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,07	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,84	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	3,90	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	14,82	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	18,53	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-160,38	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-19,80	KNxm/m
Carico verticale totale	406	KN/m
Forza orizzontale totale	109	KN/m
Momento totale	121	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	558	424	406	424	406
Sforzo di taglio V (KN/m)	149	159	135	110	109
Momento flettente M (KNxm/m)	152	439	202	109	121

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	1000	1106	826	753	739
Nmin sul palo di monte (KN)	675	166	392	519	479
Vmax sui pali (KN)	224	238	203	165	163

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	87	87	87	87	87
Sforzo di taglio V (KN/m)	101	118	88	74	71
Momento flettente M (KNxm/m)	179	378	176	129	127

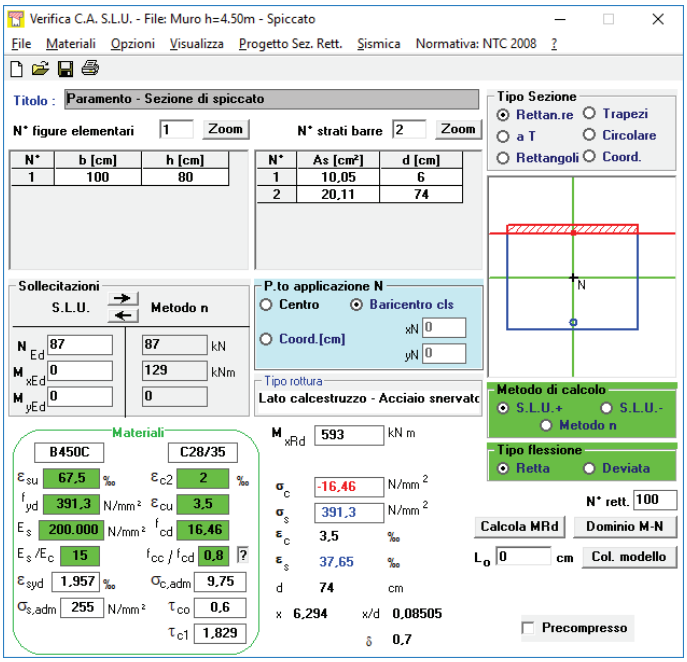
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-101	-118	-88	-74	-71
Sforzo di taglio V (KN/m)	233	292	198	174	169
Momento flettente M (KNxm/m)	239	449	229	173	169

17.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

17.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.80m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ16/10 interno in zona tesa e da 1Φ16/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.80m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	87	87	87	87
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	179	378	176	127
Momento di rottura Mr (KNxm)	593	685	593	593
Coefficiente di sicurezza γs	**3,32**	**1,81**	**3,37**	**4,67**

17.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	101	118	88	71
Taglio resistente Vrd (KN)	269	403	269	269
Coefficiente di sicurezza γs	**2,67**	**3,41**	**3,06**	**3,80**

essendo

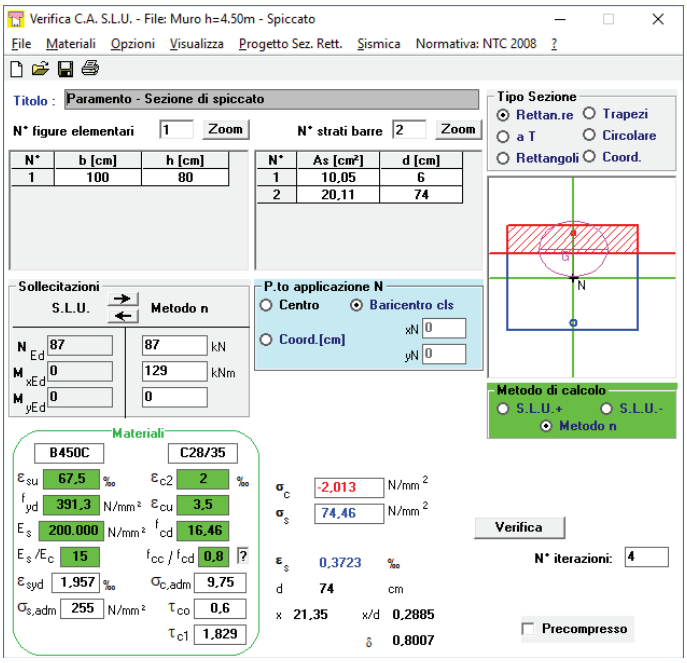
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$ 268,69

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$ 261,57 KN

d	740	mm
bw	1000	mm
k	1,52	
ρl	0,00272	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

17.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**6,54**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	75	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,80**	

17.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

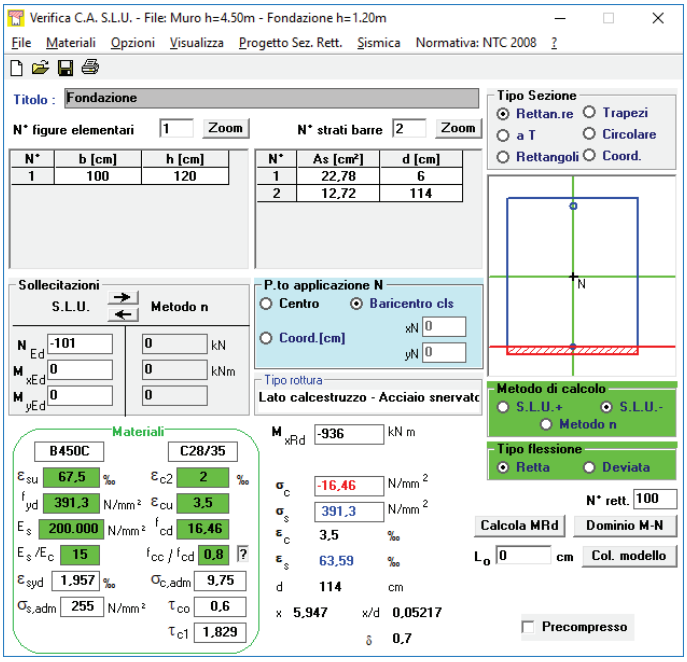
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,60	m
Altezza muro	4,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	16	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	16	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	13	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	3	kg/m
Peso delle barre interne	71	kg/m
Peso delle barre esterne	36	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	27	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	20	kg/m
Peso per spille di legatura	17	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	236	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	2,70	m3/m
INCIDENZA	**88**	**Kg/m3**

17.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

17.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.20m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/20 + 1Φ16/20 superiore e da 1Φ18/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -101KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-101	-118	-88	-71
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	239	449	229	169
Momento di rottura Mr (KNxm)	936	1083	943	952
Coefficiente di sicurezza γs	3,91	2,41	4,13	5,62

17.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

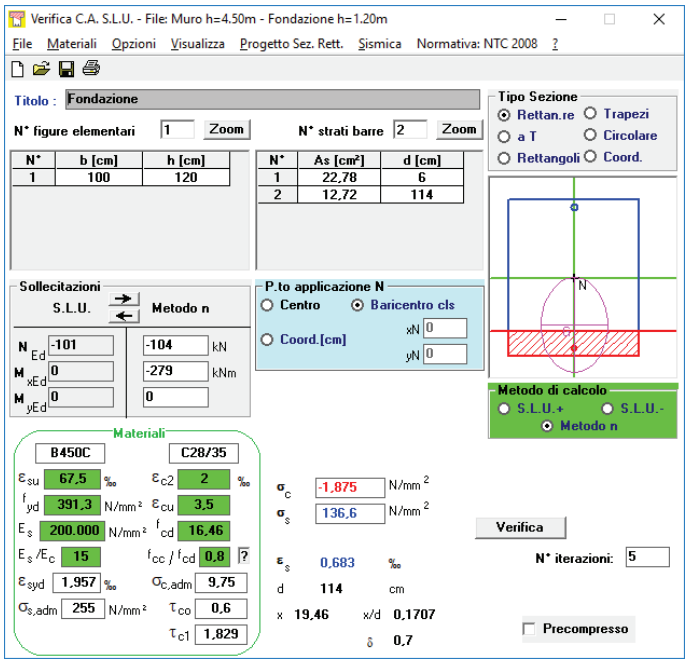
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	233	292	198	169
Taglio resistente Vrd (KN)	681	783	681	681
Coefficiente di sicurezza γs	**2,92**	**2,68**	**3,44**	**4,03**

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	681	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg²θ)	2912	KN
d	1140	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

17.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	1,88	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**6,95**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	137	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,63**	

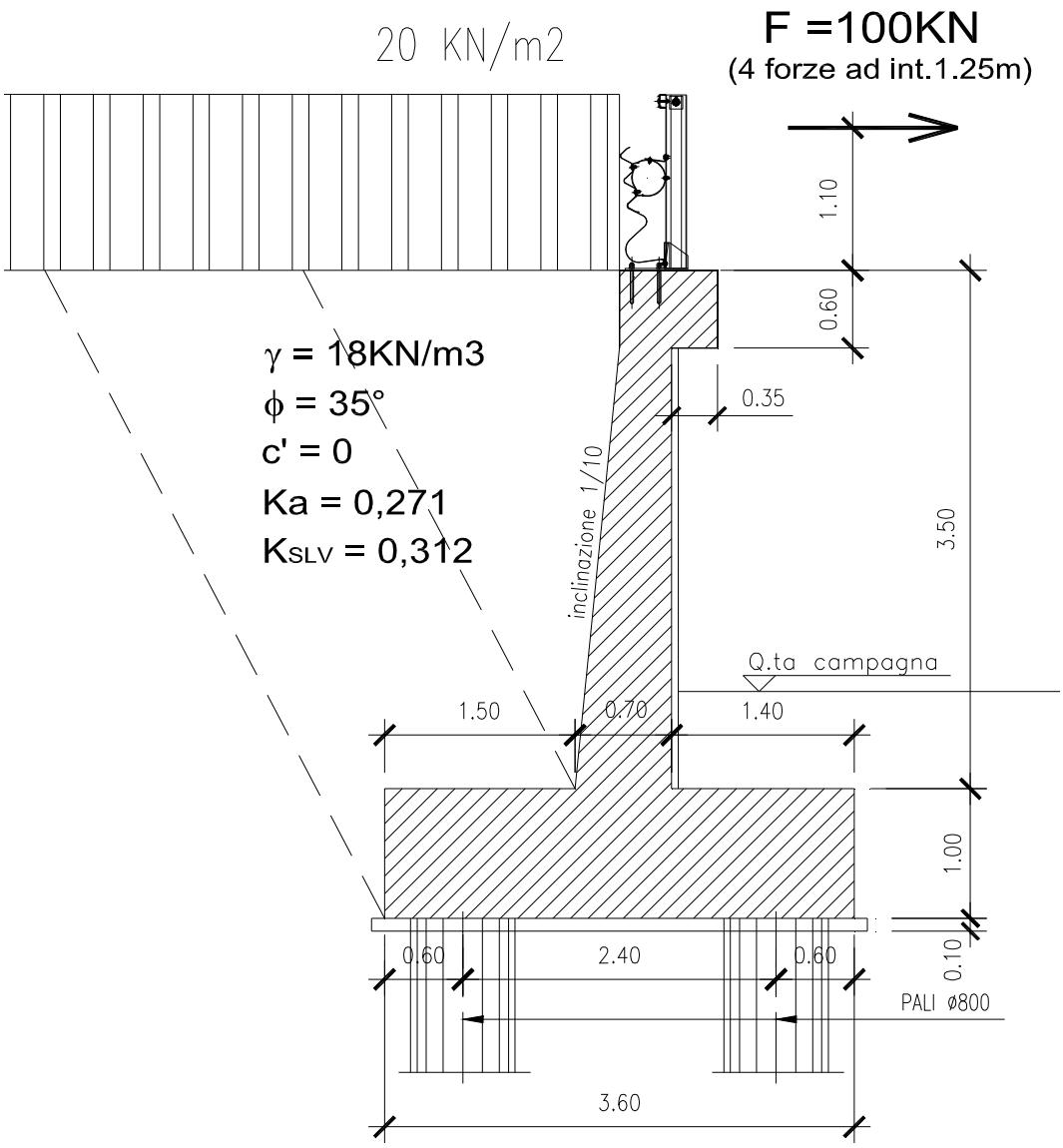
17.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,20	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ18/20+1Φ16/20)	17	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	18	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	24	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	40	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	22	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	11	kg/m
Peso delle barre superiori	109	kg/m
Peso delle barre inferiori	61	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	17	kg/m
Peso dei cavallotti	29	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	18	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	28	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	27	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	384	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,80	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

18. TIPOLOGIA T - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 3.00-4.00M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia T come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presente solo nel muro OS15.

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO SU PALI TIPOLOGIA T - H=3,50m		
Geometria		
Altezza paramento	3,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,70	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Spessore fondazione	1,00	m
Larghezza mensola interna	1,50	m
Larghezza mensola esterna	1,40	m
file di pali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	3	m
interasse trasversale dei pali	2,4	m
braccio delle forze	2,4	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,00	m
Volume terreno su zattera interna	5,25	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	3,19	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	5,27	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	29,88	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	18,97	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	7,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	57,14	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	9,48	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	4,49	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	1,42	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	4,66	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	5,25	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	6,94	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	1,50	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,48	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	1,63	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	2,42	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	63	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	67	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	95	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	63	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	106	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	331	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	63	KN/m
Sforzo di taglio V	57	KN/m
Momento flettente M	90	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	63	KN/m
Sforzo di taglio V	49	KN/m
Momento flettente M	68	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	63	KN/m
Sforzo di taglio V	45	KN/m
Momento flettente M	65	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	49,39	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	24,39	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	90,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	94,50	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	35,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	30,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	7,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	413	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,52	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	101	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	1,77	m
Momento flettente M (amplificato)	64	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	313	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,53	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	129	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,40	m
Momento flettente M (non amplificato)	354	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	49,39	KN/m
Momento spinta rinterro	74,08	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	7,42	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	22,25	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	12,19	KN/m
Momento spinta sovraccarico	27,44	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,83	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	5,49	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	4,66	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	12,80	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	6,61	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,30	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	5,27	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	6,96	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	20,89	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	2,38	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	38,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-99,23	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-15,75	KNxm/m
Carico verticale totale	298	KN/m
Forza orizzontale totale	89	KN/m
Momento totale	92	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	313	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,53	m
Sforzo di taglio V	74	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	1,75	m
Momento flettente M	45	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	49,39	KN/m
Momento spinta rinterro	74,08	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	2,48	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	7,45	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	12,19	KN/m
Momento spinta sovraccarico	27,44	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,61	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	1,84	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	1,63	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	4,47	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	2,31	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,15	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	2,43	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	7,29	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	2,38	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	38,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-99,23	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-15,75	KNxm/m
Carico verticale totale	298	KN/m
Forza orizzontale totale	71	KN/m
Momento totale	50	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	413	313	298	313	298
Sforzo di taglio V (KN/m)	101	129	89	74	71
Momento flettente M (KNxm/m)	64	354	92	45	50

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	699	912	562	526	509
Nmin sul palo di monte (KN)	540	26	332	413	385
Vmax sui pali (KN)	151	193	134	111	107

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	63	63	63	63	63
Sforzo di taglio V (KN/m)	67	106	57	49	45
Momento flettente M (KNxm/m)	95	331	90	68	65

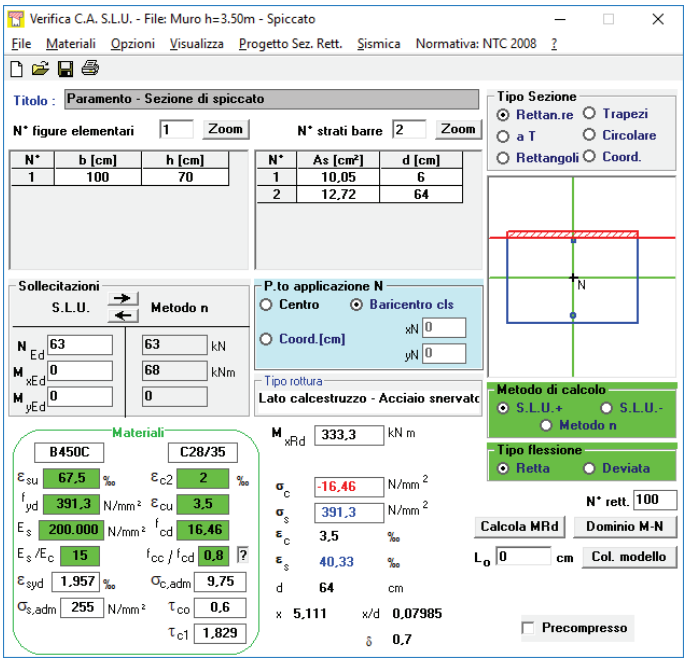
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-67	-106	-57	-49	-45
Sforzo di taglio V (KN/m)	142	234	117	105	100
Momento flettente M (KNxm/m)	129	384	118	92	87

18.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

18.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.70m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/20 interno in zona tesa e da 1Φ16/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.70m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	63	63	63	63
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	95	331	90	65
Momento di rottura Mr (KNxm)	334	387	334	334
Coefficiente di sicurezza γs	**3,51**	**1,17**	**3,73**	**5,17**

18.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	67	106	58	46
Taglio resistente Vrd (KN)	235	322	235	235
Coefficiente di sicurezza γs	**3,49**	**3,04**	**4,05**	**5,07**

essendo

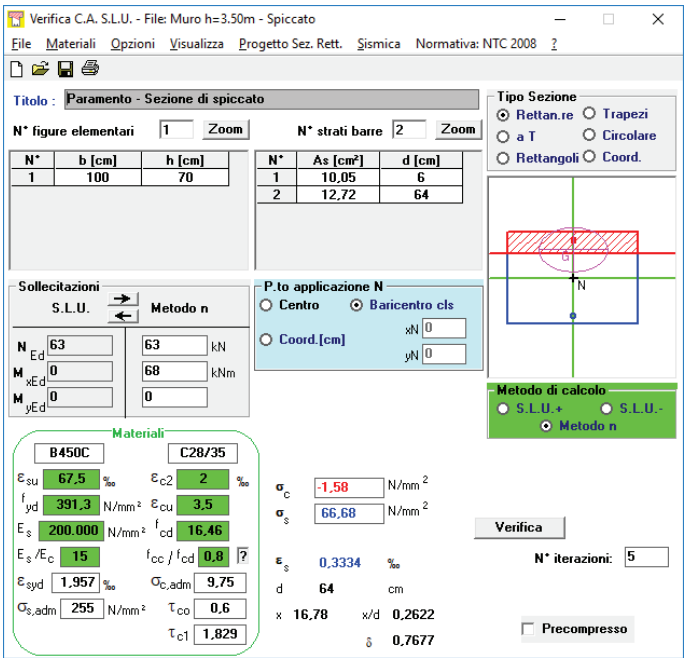
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d = 214{,}69$$

$$Vrd_{min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d = 235{,}02 \text{ KN}$$

d	640	mm
bw	1000	mm
k	1,56	
ρl	0,00198	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

18.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	1,6	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**8,17**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	67	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,37**	

18.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

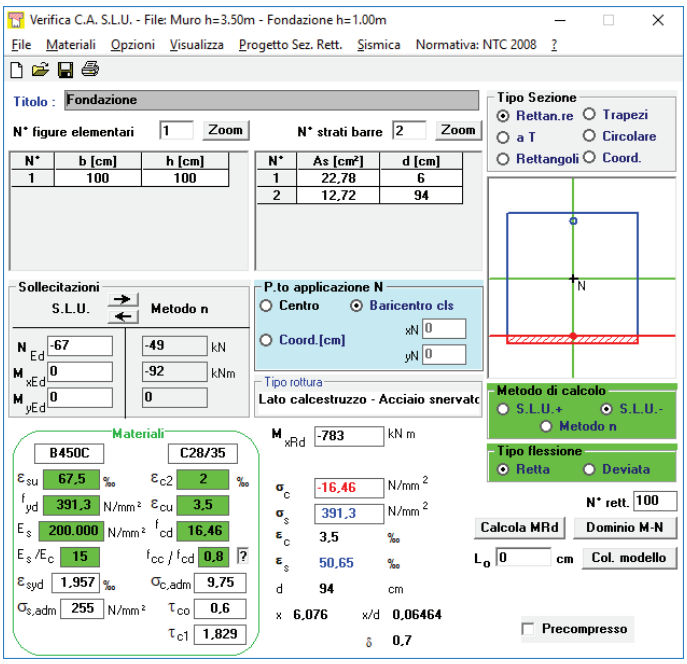
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,55	m
Altezza muro	3,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	18	mm
Passo barre verticali interne	200	mm
Diametro barre verticali esterne	16	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	9	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	3	kg/m
Peso delle barre interne	35	kg/m
Peso delle barre esterne	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	21	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	16	kg/m
Peso per spille di legatura	12	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	174	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	1,93	m3/m
INCIDENZA	**90**	**Kg/m3**

18.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

18.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.00m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/20 + 1Φ16/20 superiore e da 1Φ18/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -67KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-67	-106	-57	-45
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	129	384	118	87
Momento di rottura Mr (KNxm)	783	895	787	793
Coefficiente di sicurezza γs	**6,08**	**2,33**	**6,67**	**9,09**

18.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

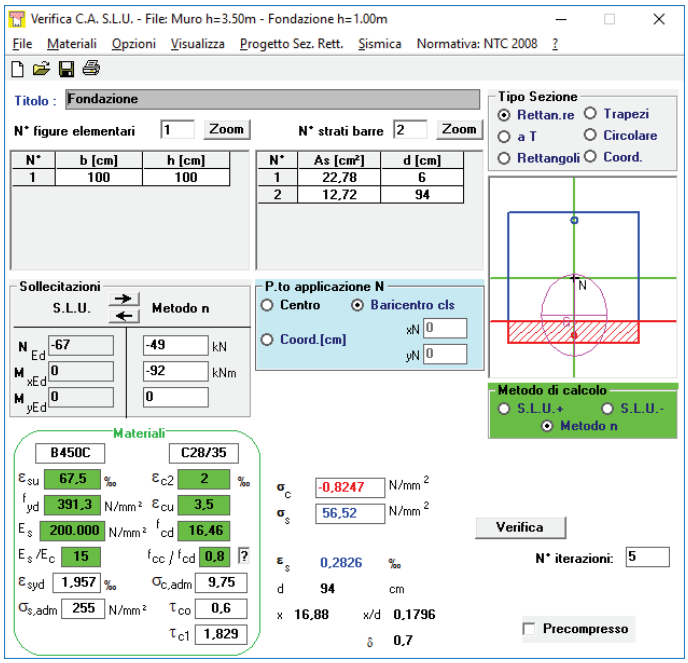
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	142	234	117	100
Taglio resistente Vrd (KN)	562	646	562	562
Coefficiente di sicurezza γs	**3,96**	**2,76**	**4,78**	**5,64**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	562	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	2401	KN
d	940	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

18.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	0,82	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**15,94**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	57	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**6,32**	

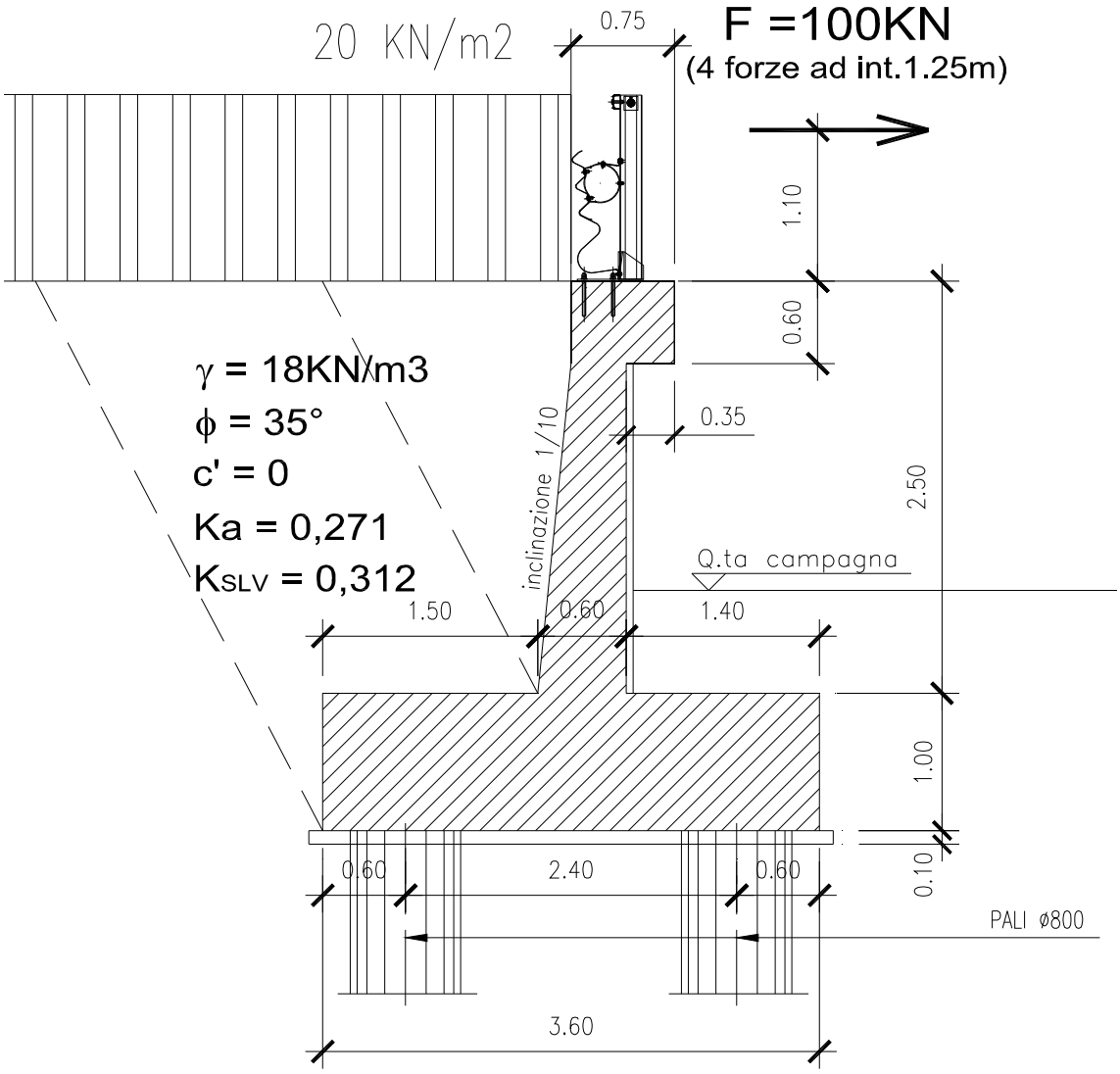
18.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,00	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ18/20+1Φ16/20)	17	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	16	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	24	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	33	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	12	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	9	kg/m
Peso delle barre superiori	94	kg/m
Peso delle barre inferiori	42	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	14	kg/m
Peso dei cavallotti	22	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	17	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	28	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	22	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	316	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	3,60	m3/m
INCIDENZA	**88**	**Kg/m3**

19. TIPOLOGIA U - MURO DI SOSTEGNO SU PALI H = 2.00-3.00M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



Il muro di sostegno di tipologia U come descritto nella tabella di sintesi riportata nelle generalità, è presente solo nel muro OS15.

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO SU PALI TIPOLOGIA U - H=2,50m		
Geometria		
Altezza paramento	2,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	0,60	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Spessore fondazione	1,00	m
Larghezza mensola interna	1,60	m
Larghezza mensola esterna	1,40	m
file di pali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	3	m
interasse trasversale dei pali	2,4	m
braccio delle forze	2,4	m
Lunghezza concio di muro	20,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,00	m
Volume terreno su zattera interna	4,00	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	1,63	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	3,19	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,312	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,292	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,285	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	15,24	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	13,55	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	5,00	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	80,00	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	6,77	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	2,29	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	1,02	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	3,10	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	4,00	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	5,28	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	0,77	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,34	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	1,08	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	1,84	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	42	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	40	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	42	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	42	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	109	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	318	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	42	KN/m
Sforzo di taglio V	34	KN/m
Momento flettente M	39	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	42	KN/m
Sforzo di taglio V	29	KN/m
Momento flettente M	30	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	42	KN/m
Sforzo di taglio V	26	KN/m
Momento flettente M	27	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	29,88	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	18,97	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	90,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	72,00	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	35,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	32,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	6,25	m
Sforzo assiale N (amplificato)	359	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,58	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	67	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	1,41	m
Momento flettente M (amplificato)	17	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	271	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,60	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	113	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,21	m
Momento flettente M (non amplificato)	307	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	29,88	KN/m
Momento spinta rinterro	34,86	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	4,49	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	10,47	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	9,48	KN/m
Momento spinta sovraccarico	16,60	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,42	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	3,32	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,10	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	6,97	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	6,61	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,30	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	4,00	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	5,28	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	12,33	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	2,64	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	38,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-72,00	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-16,00	KNxm/m
Carico verticale totale	255	KN/m
Forza orizzontale totale	60	KN/m
Momento totale	41	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	271	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,60	m
Sforzo di taglio V	49	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	1,39	m
Momento flettente M	13	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	29,88	KN/m
Momento spinta rinterro	34,86	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	1,50	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	3,51	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	9,48	KN/m
Momento spinta sovraccarico	16,60	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,48	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	1,11	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	1,08	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	2,43	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	2,31	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,15	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	1,84	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	4,30	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	2,64	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	38,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-72,00	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-16,00	KNxm/m
Carico verticale totale	255	KN/m
Forza orizzontale totale	47	KN/m
Momento totale	17	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	359	271	255	271	255
Sforzo di taglio V (KN/m)	67	113	60	49	47
Momento flettente M (KNxm/m)	17	307	41	13	17

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	559	790	434	422	404
Nmin sul palo di monte (KN)	518	23	332	391	361
Vmax sui pali (KN)	101	169	90	73	70

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	42	42	42	42	42
Sforzo di taglio V (KN/m)	40	109	34	29	26
Momento flettente M (KNxm/m)	42	318	39	30	27

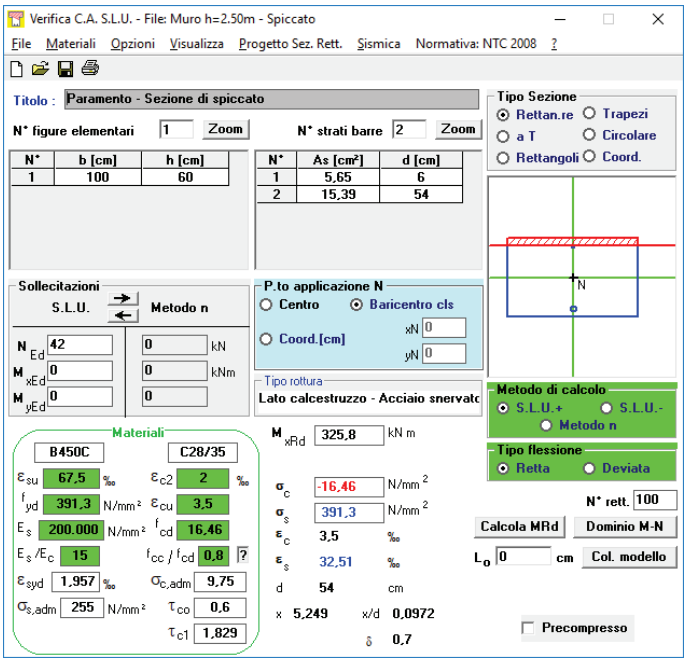
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-40	-109	-34	-29	-26
Sforzo di taglio V (KN/m)	95	193	75	71	65
Momento flettente M (KNxm/m)	62	372	56	44	40

19.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

19.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 0.60m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ14/10 interno in zona tesa e da 1Φ14/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.60m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	42	42	42	42
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	42	318	39	27
Momento di rottura Mr (KNxm)	326	379	326	326
Coefficiente di sicurezza γs	**7,78**	**1,19**	**8,28**	**11,88**

19.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

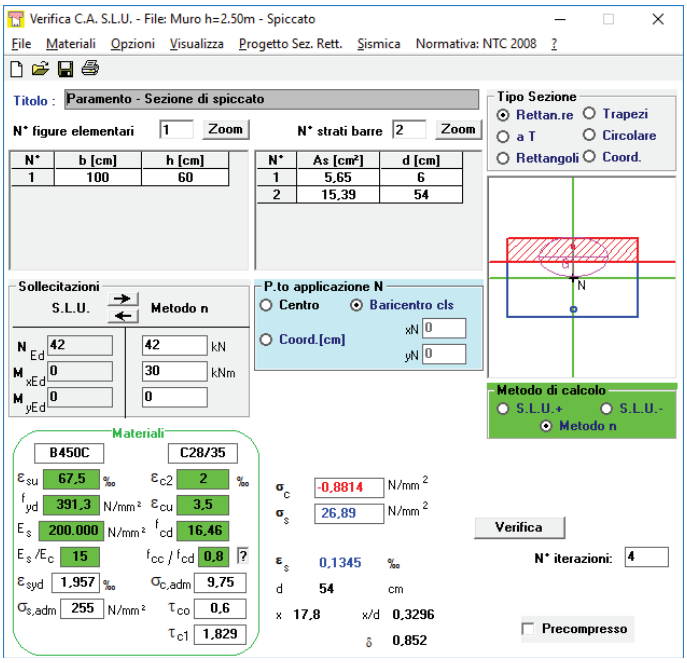
VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	40	109	34	26
Taglio resistente Vrd (KN)	211	316	211	211
Coefficiente di sicurezza γs	**5,25**	**2,91**	**6,26**	**8,10**

essendo

$Vrd = [0,18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$	210,92	
$Vrd_{min} = (0,035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$	207,83	KN
d	540	mm
bw	1000	mm
k	1,61	
ρl	0,00285	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

19.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	0,9	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**14,53**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	27	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**13,33**	

19.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

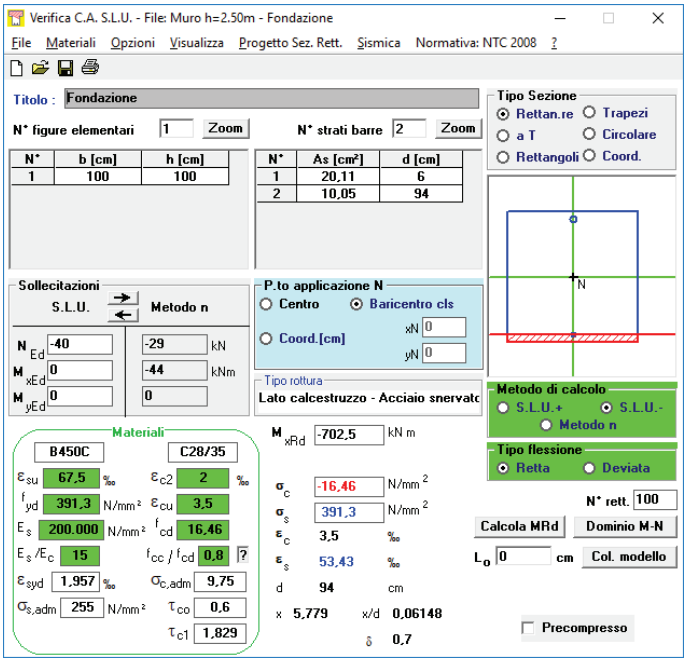
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,50	m
Altezza muro	2,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	14	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	12	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	10	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	10	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	8	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	1	kg/m
Peso delle barre interne	30	kg/m
Peso delle barre esterne	11	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	11	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	8	kg/m
Peso per spille di legatura	6	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	125	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	1,25	m3/m
INCIDENZA	**100**	**Kg/m3**

19.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

19.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.00m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ16/10 superiore e da 1Φ16/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -40KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-40	-109	-34	-26
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	62	372	56	40
Momento di rottura Mr (KNxm)	702	787	705	709
Coefficiente di sicurezza γs	**11,32**	**2,12**	**12,54**	**17,52**

19.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

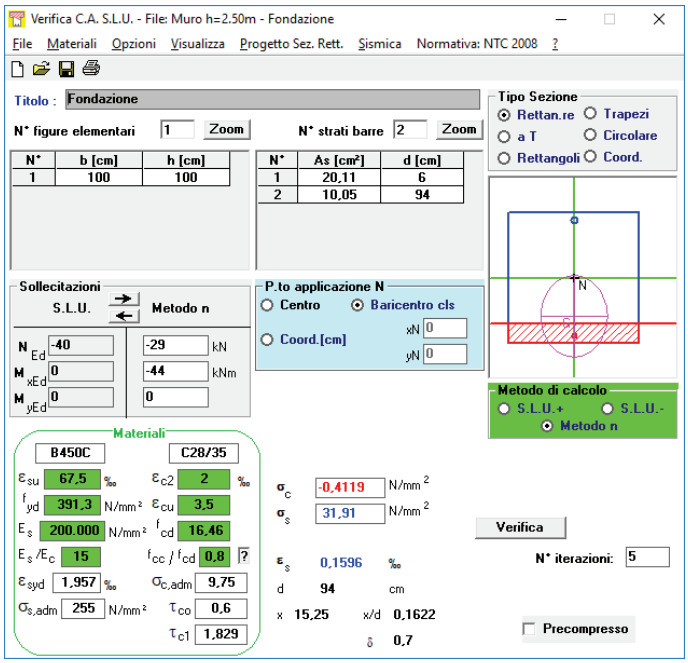
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	95	193	75	65
Taglio resistente Vrd (KN)	562	646	562	562
Coefficiente di sicurezza γs	**5,89**	**3,34**	**7,52**	**8,68**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	562	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	2401	KN
d	940	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

19.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	0,4	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**32,68**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	32	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**11,25**	

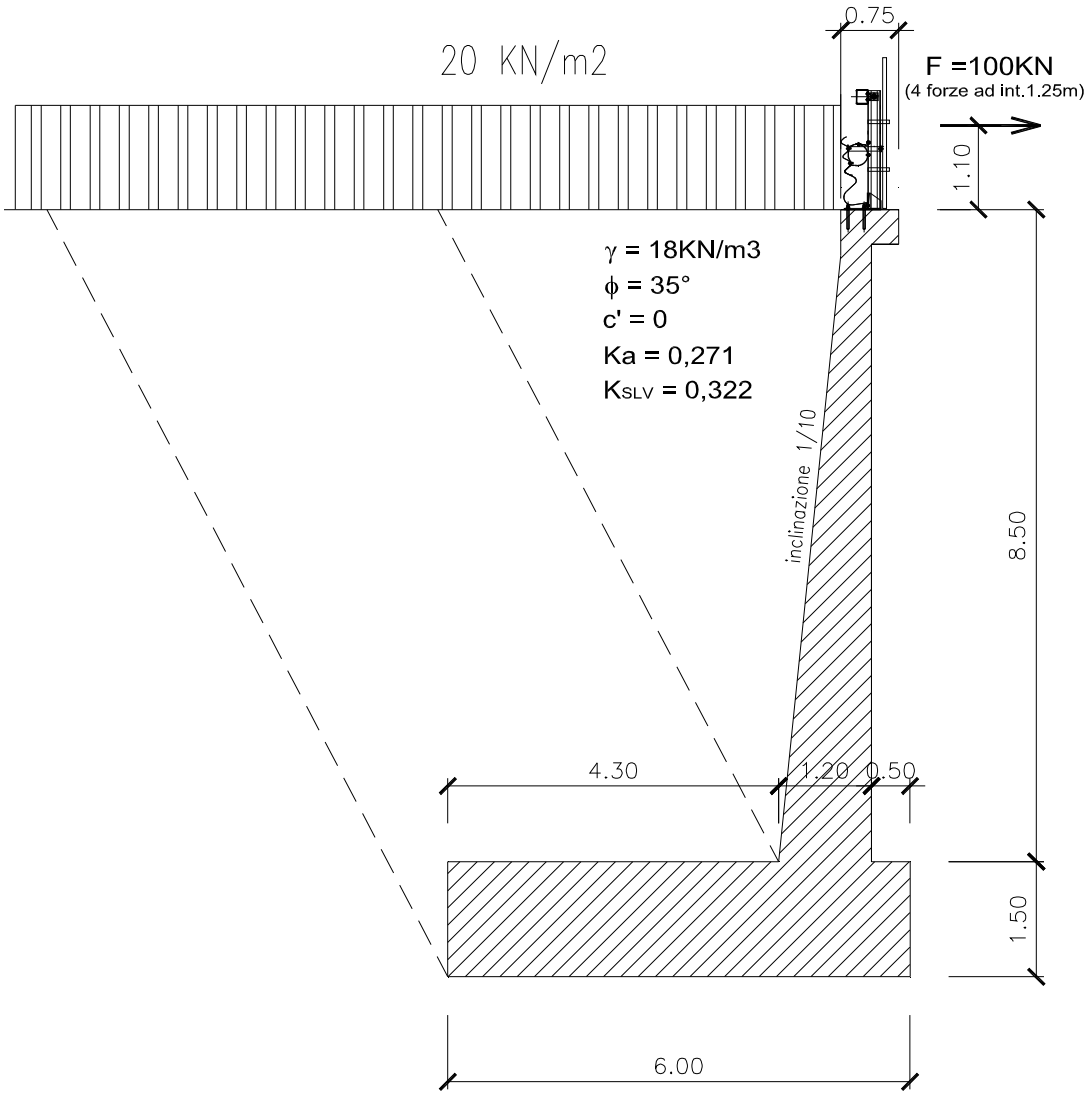
19.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,00	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	16	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	16	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	24	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	33	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	15	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	5	kg/m
Peso delle barre superiori	84	kg/m
Peso delle barre inferiori	42	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	16	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	8	kg/m
Peso dei cavallotti	22	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	17	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	28	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	22	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	286	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	3,60	m3/m
INCIDENZA	**79**	**Kg/m3**

20. TIPOLOGIA OS18 – MURO DI SOSTEGNO SU FOND. DIRETTA H = 8.50M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



I muri di sostegno in oggetto, relativi all'OS18, sono progettati per raccordare le spalle del viadotto Rio Calvia 2 realizzate in carreggiata interna, con quelle di carreggiata esterna. I due muri, di uguale geometria, hanno entrambi sviluppo longitudinale in pianta pari a 9.15m.

VERIFICA DEI MURI DI SOSTEGNO DI TIPOLOGIA OS18 - H=8,50m FONDAZIONI DIRETTE		
Geometria		
Altezza paramento	8,50	m
Spessore in testa	0,75	m
Spessore allo spiccato	1,20	m
Larghezza fondazione	6,00	m
Spessore fondazione	1,50	m
Larghezza mensola interna	4,30	m
Larghezza mensola esterna	0,50	m
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	1	m
Lunghezza concio di muro	9,15	m
Area della superficie di contatto	6,00	m2/m
Modulo flessionale W della superficie di contatto	6,00	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Coefficiente di spinta attiva	0,271	
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,50	m
Volume terreno su zattera interna	36,55	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	18,81	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	26,03	m3/m
Parametri geotecnici del terreno di fondazione		
Peso di volume $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 2$	50,00	°
Coesione efficace c'2	110,00	KPa
Carichi applicati		
Sovraccarico stradale a tergo	20,00	KN/m2
Sovraccarico stradale a tergo in condizioni sismiche	10,00	KN/m2
Forza d'urto veicolo in svio	100,00	KN
Numero forze applicate	4,00	
Interasse forze applicate	1,25	m
Angolo di diffusione a terra	45	°
Altezza di applicazione del carico dalla testa muro	1,10	m
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,603	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,061	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,305	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,314	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,032	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,288	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,209	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,021	
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,282	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	176,21	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	46,07	KN/m
Larghezza di diffusione allo spiccato di una forza orizzontale urto	9,15	m
Carico orizzontale ripartito massimo agente	43,72	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	23,03	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	21,93	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	2,87	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	12,74	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	36,55	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	40,44	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	7,35	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,96	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	4,42	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	14,04	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	207	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	298	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	943	KNxm/m
Sollecitazione alla base del paramento - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	207	KN/m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	266	KN/m
Momento flettente M (non amplificato)	1115	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	207	KN/m
Sforzo di taglio V	277	KN/m
Momento flettente M	1021	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	207	KN/m
Sforzo di taglio V	222	KN/m
Momento flettente M	695	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	207	KN/m
Sforzo di taglio V	226	KN/m
Momento flettente M	743	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	243,89	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	54,20	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	225,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	657,90	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	12,50	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	86,00	KN/m
Azione orizzontale per urto veicolo in svio	400,00	KN
Larghezza di diffusione carico orizzontale da urto	9,15	m
Sforzo assiale N (amplificato)	1562	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,81	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	398	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,67	m
Momento flettente M (amplificato)	1173	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,75	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	455,90	KN/m2
Pressione minima	64,88	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - URTO		
Sforzo assiale N (non amplificato)	1189	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,82	m
Sforzo di taglio V (non amplificato)	342	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	4,59	m
Momento flettente M (non amplificato)	1357	KNxm/m
Eccentricità M/N	1,14	m
SUPERFICIE PARZIALIZZATA		
Pressione massima	639,65	KN/m2
Pressione minima	0,00	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	243,89	KN/m
Momento spinta rinterro	812,97	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	30,35	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	202,33	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	27,10	KN/m
Momento spinta sovraccarico	135,50	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	3,37	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	22,48	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	12,74	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	73,23	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	13,83	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	10,37	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	36,55	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	40,44	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	269,60	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	416,96	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	34,38	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-559,22	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-36,55	KNxm/m
Carico verticale totale	1146	KN/m
Forza orizzontale totale	372	KN/m
Momento totale	1382	KN/m
Eccentricità M/N	1,21	m
SUPERFICIE PARZIALIZZATA		
Pressione massima	638,71	KN/m2
Pressione minima	0,00	KN/m2

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	1189	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,82	m
Sforzo di taglio V	298	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,64	m
Momento flettente M	872	KNxm/m
Eccentricità M/N	0,73	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	343,42	KN/m2
Pressione minima	52,78	KN/m2
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	243,89	KN/m
Momento spinta rinterro	812,97	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	10,18	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	67,86	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	27,10	KN/m
Momento spinta sovraccarico	135,50	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,13	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	7,54	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	4,42	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	25,42	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	4,80	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,60	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	14,04	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	93,59	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	416,96	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	34,38	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-559,22	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-36,55	KNxm/m
Carico verticale totale	1146	KN/m
Forza orizzontale totale	306	KN/m
Momento totale	1002	KN/m
Eccentricità M/N	0,87	m
SUPERFICIE NON PARZIALIZZATA		
Pressione massima	357,94	KN/m2
Pressione minima	23,92	KN/m2

Carichi massimi intradosso fondazione diretta	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	1562	1189	1146	1189	1146
Sforzo di taglio V (KN/m)	398	342	372	298	306
Momento flettente M (KNxm/m)	1173	1357	1382	872	1002

Pressioni massime e minime sul terreno	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
pmax (KN/m2)	456	640	639	343	358
pmin (KN/m2)	65	0	0	53	24

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	207	207	207	207	207
Sforzo di taglio V (KN/m)	298	266	277	222	226
Momento flettente M (KNxm/m)	943	1115	1021	695	743

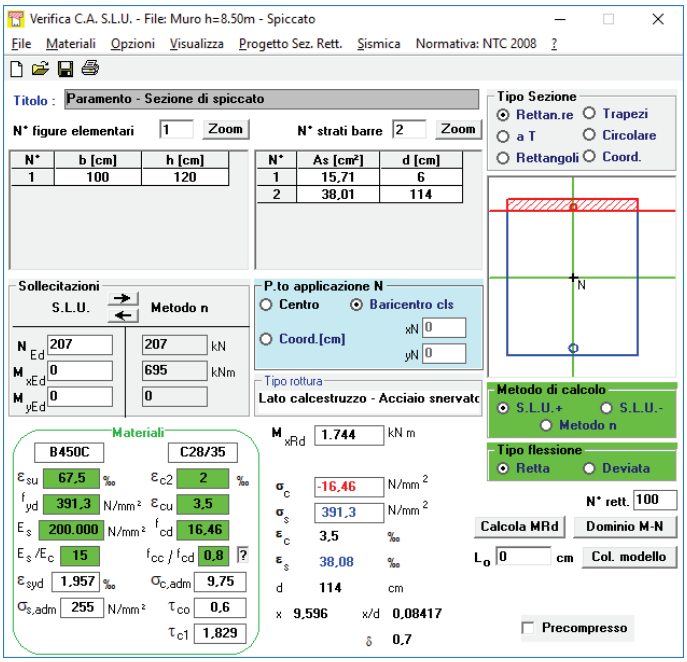
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	URTO	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-298	-266	-277	-222	-226
Sforzo di taglio V (KN/m)	187	289	288	140	148
Momento flettente M (KNxm/m)	1166	1314	1229	862	912

20.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

20.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, di spessore variabile da 1.20m allo spiccato fino a 0.40m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ22/10 interno in zona tesa e da 1Φ20/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 1.20m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	207	207	207	207
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	943	1115	1021	743
Momento di rottura Mr (KNxm)	1318	1513	1318	1318
Coefficiente di sicurezza γs	**1,40**	**1,36**	**1,29**	**1,77**

20.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	298	266	277	226
Taglio resistente Vrd (KN)	414	621	414	414
Coefficiente di sicurezza γs	**1,39**	**2,33**	**1,49**	**1,83**

essendo

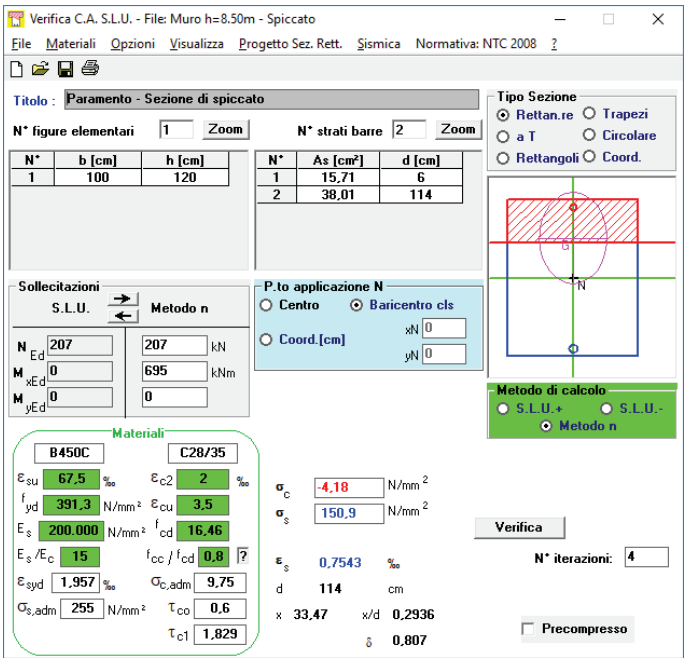
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$ 413,76

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$ 363,46 KN

d	1140	mm
bw	1000	mm
k	1,42	
ρl	0,00333	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

20.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,11**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	151	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,38**	

20.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

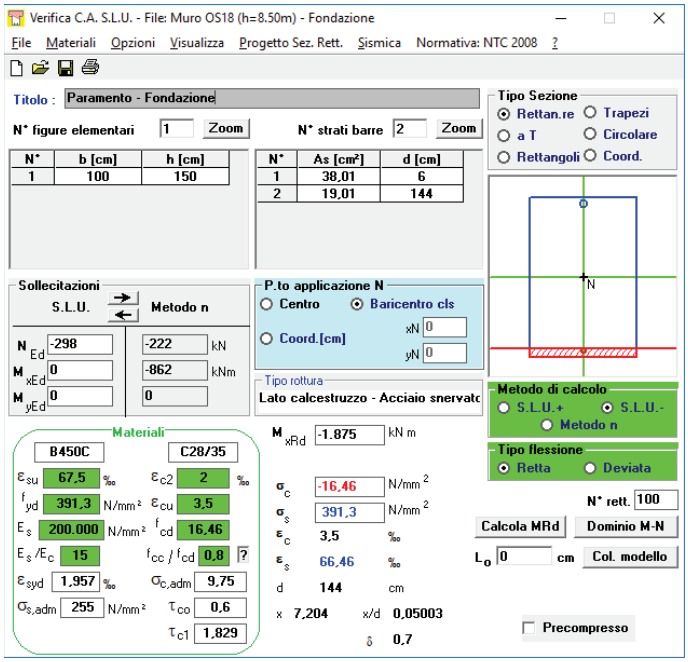
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,80	m
Altezza muro	8,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	22	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	20	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	33	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	6	kg/m
Peso delle barre interne	254	kg/m
Peso delle barre esterne	105	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	67	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	51	kg/m
Peso per spille di legatura	41	Kg/m
Peso aggiuntivo per armatura locale del cordolo di testa	50	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	607	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	6,80	m3/m
INCIDENZA	**89**	**Kg/m3**

20.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

20.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.50m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ22/10 superiore e da 1Φ22/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -298KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-298	-266	-277	-226
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	1166	1314	1229	912
Momento di rottura Mr (KNxm)	1875	2219	1890	1925
Coefficiente di sicurezza γs	**1,61**	**1,69**	**1,54**	**2,11**

20.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

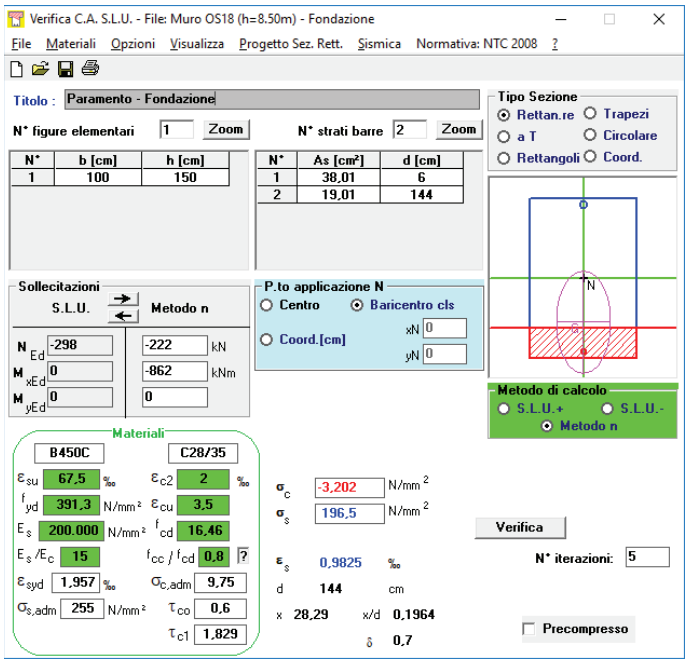
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	URTO	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	187	289	288	148
Taglio resistente Vrd (KN)	860	989	860	860
Coefficiente di sicurezza γs	**4,59**	**3,43**	**2,99**	**5,82**

essendo

$V_{rsd} = 0{,}9\ d\ A_{sw}/s\ f_{yd}\ (ctg\alpha + ctg\theta)\ sen\alpha$	860	KN
$V_{rcd} = 0{,}9\ d\ b_w\ \alpha c\ f'_{cd}\ (ctg\alpha+ctg\theta)/(1+ctg^2\theta)$	3678	KN
d	1440	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

20.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	3,2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,09**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	197	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,83**	

20.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

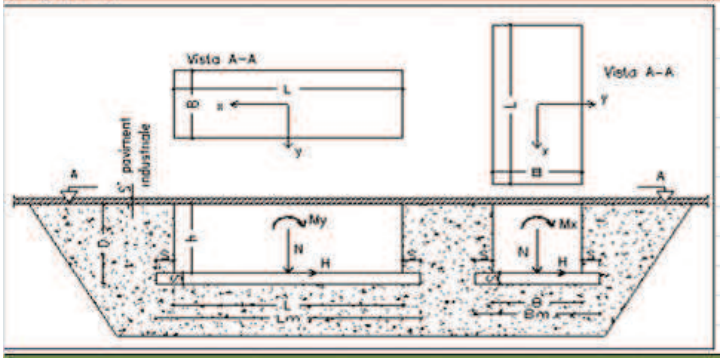
Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del tratto di muro in oggetto:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,50	m
Larghezza fondazione	6,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori	22	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	22	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	20	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	22	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	20	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	51	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	21	kg/m
Peso delle barre superiori	260	kg/m
Peso delle barre inferiori	130	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	73	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	88	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	35	
Peso dei cavallotti	53	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	709	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	9,00	m3/m
INCIDENZA	**79**	**Kg/m3**

20.3 VERIFICHE GEOTECNICHE

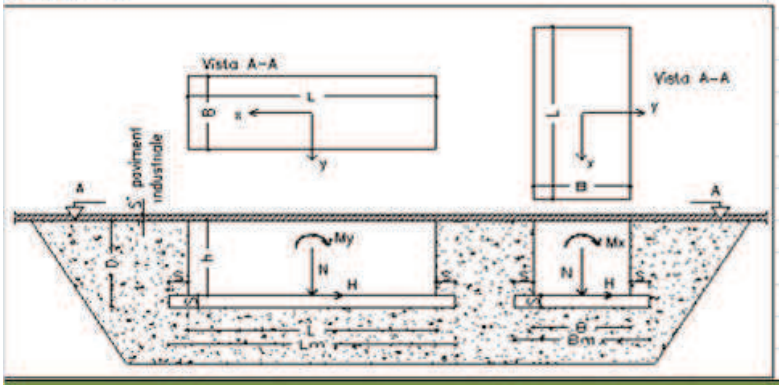
Si riportano di seguito le verifiche geotecniche di portanza, stabilità allo scorrimento e ribaltamento dei muri in oggetto su fondazione diretta (OS18):

Verifica GEO di portanza allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	1562	KN/m
Carico orizzontale H	398	KN/m
Momento M	1173	KNxm/m
e (m) = M/N	0,75	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	4,50	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	4,50	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,50	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	62,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



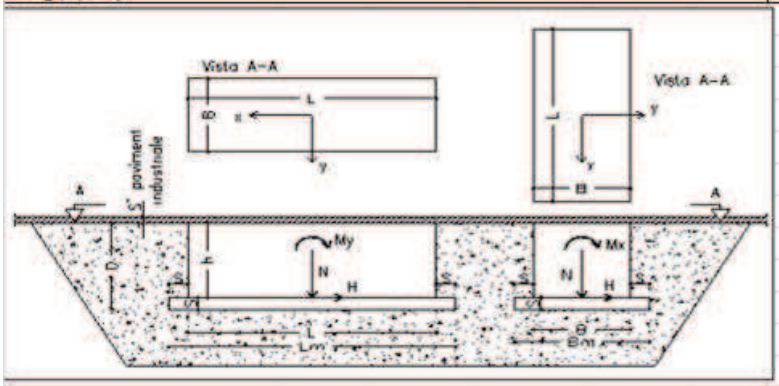
Fattori di forma (striscia indefinita)		
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1	
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1	
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1	
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)		
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1	
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1	
dγ (=1) = 1	1	
Fattori di inclinazione del carico		
N (KN)	1562	
H (KN)	398	
m (striscia indefinita)	2	
*Terreno dotato di attrito e coesione		
ic (<1)	0,554	
iq (<1)	0,555	
iγ (<1)	0,414	
Nc (Vesic)	266,88	
Nq (Vesic)	319,06	
Nγ (Vesic)	762,86	
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	17443	KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	11876	KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	17749	KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	47067	KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40	
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	151232	KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	1562	KN/m
Coefficiente di sicurezza	96,80	>1

Verifica GEO di portanza in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	1189	KN/m
Carico orizzontale H	342	KN/m
Momento M	1357	KNxm/m
e (m) = M/N	1,14	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	3,72	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	3,72	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,50	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	62,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



Fattori di forma (striscia indefinita)	
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)	
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1
dγ (=1) = 1	1
Fattori di inclinazione del carico	
N (KN)	1189
H (KN)	342
m (striscia indefinita)	2
*Terreno dotato di attrito e coesione	
ic (<1)	0,506
iq (<1)	0,508
iγ (<1)	0,362
Nc (Vesic)	266,88
Nq (Vesic)	319,06
Nγ (Vesic)	762,86
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	16172 KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	11016 KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	12825 KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	40013 KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	106216 KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	1189 KN/m
Coefficiente di sicurezza	**89,36** **>1**

Verifica GEO di portanza in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Carico verticale N	1146	KN/m
Carico orizzontale H	372	KN/m
Momento M	1382	KNxm/m
e (m) = M/N	1,21	m
L'(m) = L-2ex	1,00	m
B'(m) = B-2ey	3,59	m
A' (m2) area ridotta per eccentricità dovuta a M = L'xB'	3,59	m2
Coesione efficace c'2	110,00	Kpa
Profondità piano di posa rispetto al p.c. (a valle)	2,50	m
Peso di volume del terreno a valle (γ)	25,00	KN/m3
q' (KN/m2) = γ x D	62,50	KN/m2
Angolo d'attrito del terreno di fondazione φ	50,00	°
Angolo d'attrito φ	0,8727	radianti
Tangφ (rad)	1,1918	



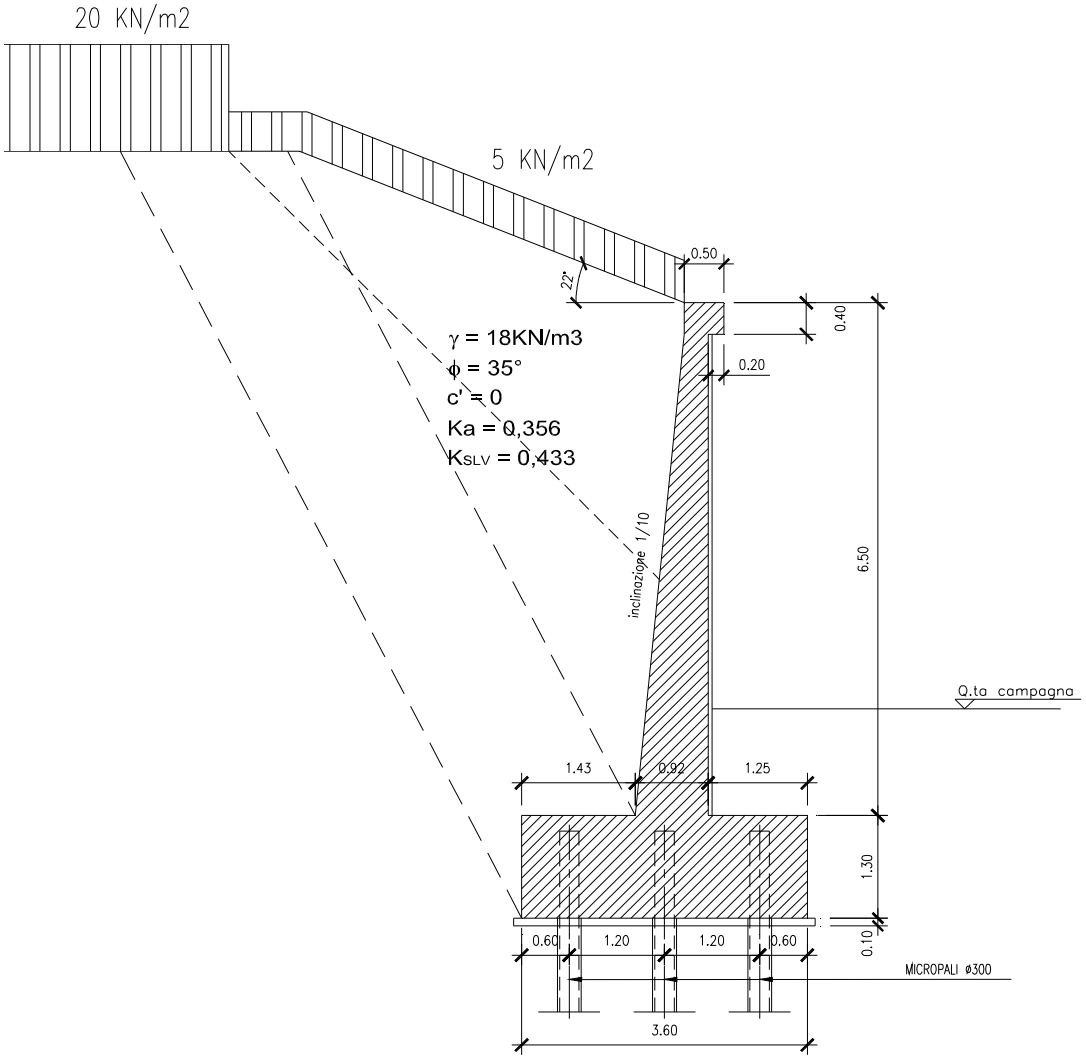
Fattori di forma (striscia indefinita)	
sc (>1) = 1+(B'/L')/(Nq/Nc)	1
sq (>1) = 1+(B'/L')tangφ	1
sγ (<1) = 1-0,4*(B'/L') =	1
Fattori di profondità (inclinazione piano di posa)	
dc (>1) = dq-(1-dq)/(Nc x tangφ)	1
dq (>1) = (D/B'<1) = 1+2tangφ (1-senφ)2 (D/B')	1
dγ (=1) = 1	1
Fattori di inclinazione del carico	
N (KN)	1146
H (KN)	372
m (striscia indefinita)	2
*Terreno dotato di attrito e coesione	
ic (<1)	0,455
iq (<1)	0,457
iγ (<1)	0,309
Nc (Vesic)	266,88
Nq (Vesic)	319,06
Nγ (Vesic)	762,86
1° termine = c*Nc*sc*dc*ic	14574 KN/m2
2° termine = q'*Nq*sq*dq*iq	9934 KN/m2
3° termine = 0,5*B'*g*Ng*sg*dg*ig	10556 KN/m2
qlim (KN) = c*Nc*sc*dc*ic + q'*Nq*sq*dq*iq+0,5*B'*γ*Nγ*sγ*dγ*iγ	35064 KN/m2
Coefficiente di sicurezza della portanza γR3	1,40
Portanza della fondazione Rd = (qlim/γR3) A'	89843 KN/m
Carico ultimo di progetto agente in fondazione Ed (KN/m)	1146 KN/m
Coefficiente di sicurezza	78,42 >1

Verifica GEO di scorrimento allo SLU - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	398	KN/m
Carico verticale N	1562	KN/m
Angolo di attrito (2/3φ2)	33,33	°
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	1384	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,47**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di urto - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	342	KN/m
Carico verticale N	1189	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	1082	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**3,17**	**> 1**
Verifica GEO di scorrimento in caso di sisma SLV - (coefficienti A1+M1+R3)		
Sforzo di scorrimento S	372	KN/m
Carico verticale N	1146	KN/m
Resistenza allo scorrimento ridotta del coefficiente γR=1,1	1044	KN/m
Coefficiente di sicurezza	**2,81**	**> 1**

Verifica EQU a ribaltamento allo SLU		
Angolo di attrito φ1 ridotto del coefficiente M2 = 1,25	29,26	°
Coefficiente di spinta attiva	0,343	
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	309,10	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	68,69	KN/m
Momento ribaltante MR	1649	KNxm/m
Carico verticale N	981,08	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,83	m
Momento stabilizzante MS	3113	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,89**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di urto		
Momento ribaltante MR	1859	KNxm/m
Carico verticale N	981,08	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,83	m
Momento stabilizzante MS	3113	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**1,67**	**>1**
Verifica EQU a ribaltamento in caso di sisma SLV		
Momento ribaltante MR	1526	KNxm/m
Carico verticale N	981,08	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,83	m
Momento stabilizzante MS	3113	KNxm/m
Coefficiente di sicurezza	**2,04**	**>1**

21. TIPOLOGIA D4 - MURO OS19 DI SOTTOSCARPA H = 4.0-9.25M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



A tergo del muro, sulla scarpata, è stato considerato a favore di sicurezza un sovraccarico permanente di 5KN/m2. In aggiunta a tale carico per calcolare la spinta sul muro prodotta dal sovraccarico stradale, data la posizione arretrata del carico e la diffusione nel terreno, si è considerato un sovraccarico accidentale ridotto di 8 KN/m2 in condizioni statiche (per un totale di 13KN/m2) e 4KN/m2 in condizioni sismiche (per un totale di 9KN/m2).

VERIFICA MURO DI SOTTOSCARPA OS19 - TIPOLOGIA D4 (altezza variabile 4,00 < h < 9,25m)		
Geometria		
Altezza paramento	6,50	m
Spessore in testa	0,50	m
Spessore allo spiccato	0,92	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Spessore fondazione	1,30	m
Larghezza mensola interna	1,43	m
Larghezza mensola esterna	1,25	m
file di micropali	3	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,2	m
braccio delle forze	2,4	m
Lunghezza concio di muro	17,50	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Inclinazione del terreno di monte	22,00	°
Coefficiente di spinta attiva	0,356	
Volume scarpata sopra cuneo di spinta paramento	3,98	m3
Volume scarpata sopra cuneo di spinta fondazione	8,03	m3
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,65	m
Volume terreno su zattera interna	9,71	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	14,98	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	23,87	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccaricoa tergo	13,00	KN/m2
Sovraccarico a tergo in condizioni sismiche	9,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Angolo θ (arctang Kh)	4,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,433	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Angolo θ (arctang Kh)	2,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,394	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Angolo θ (arctang Kh)	1,5	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,381	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	135,34	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	30,08	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	20,82	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	29,49	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	4,54	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	8,47	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	14,98	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	19,79	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	9,36	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,44	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	2,96	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	6,91	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	115	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	221	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	528	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	115	KN/m
Sforzo di taglio V	218	KN/m
Momento flettente M	622	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	115	KN/m
Sforzo di taglio V	165	KN/m
Momento flettente M	391	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	115	KN/m
Sforzo di taglio V	177	KN/m
Momento flettente M	447	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	194,89	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	36,09	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	117,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	167,31	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	42,19	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	18,59	KN/m
Sforzo assiale N (amplificato)	602	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,48	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	307	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,83	m
Momento flettente M (amplificato)	680	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	194,89	KN/m
Momento spinta rinterro	506,72	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	42,47	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	220,85	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	24,99	KN/m
Momento spinta sovraccarico	97,45	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	5,45	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	28,31	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	8,47	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	38,53	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	8,59	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	5,58	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	23,87	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	31,53	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	163,95	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	22,50	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	49,57	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-181,53	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-13,96	KNxm/m
Carico verticale totale	455	KN/m
Forza orizzontale totale	316	KN/m
Momento totale	938	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	460	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,49	m
Sforzo di taglio V	231	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,80	m
Momento flettente M	505	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	194,89	KN/m
Momento spinta rinterro	506,72	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	13,47	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	70,05	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	24,99	KN/m
Momento spinta sovraccarico	97,45	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,73	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	8,98	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	2,96	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	13,45	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,00	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,95	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	11,01	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	57,23	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	22,50	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	49,57	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-181,53	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-13,96	KNxm/m
Carico verticale totale	455	KN/m
Forza orizzontale totale	252	KN/m
Momento totale	632	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	602	455	460	455
Sforzo di taglio V (KN/m)	307	316	231	252
Momento flettente M (KNxm/m)	680	938	505	632

Carichi massimi sui micropali	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	436	488	327	374
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-74	-215	-51	-101
Vmax sui micropali (KN)	92	95	69	76

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	115	115	115	115
Sforzo di taglio V (KN/m)	221	218	165	177
Momento flettente M (KNxm/m)	528	622	391	447

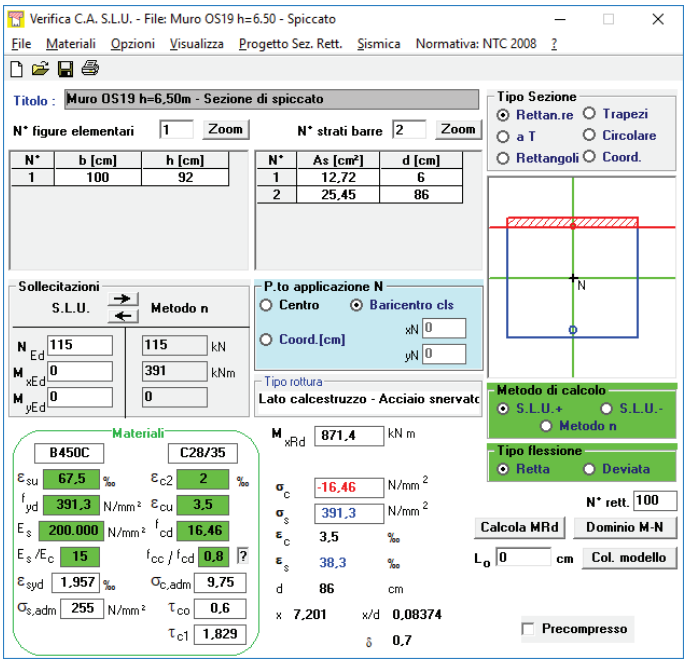
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-221	-218	-165	-177
Sforzo di taglio V (KN/m)	376	460	281	332
Momento flettente M (KNxm/m)	672	764	499	562

21.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

21.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, che in corrispondenza della sezione intermedia del muro OS19 di altezza 6.50m, ha uno spessore variabile da 0.92m allo spiccato fino a 0.30m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/10 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.92m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	115	115	115
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	528	622	447
Momento di rottura Mr (KNxm)	871	871	871
Coefficiente di sicurezza γs	**1,65**	**1,40**	**1,95**

21.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	221	218	177
Taglio resistente Vrd (KN)	313	313	313
Coefficiente di sicurezza γs	**1,42**	**1,43**	**1,77**

essendo

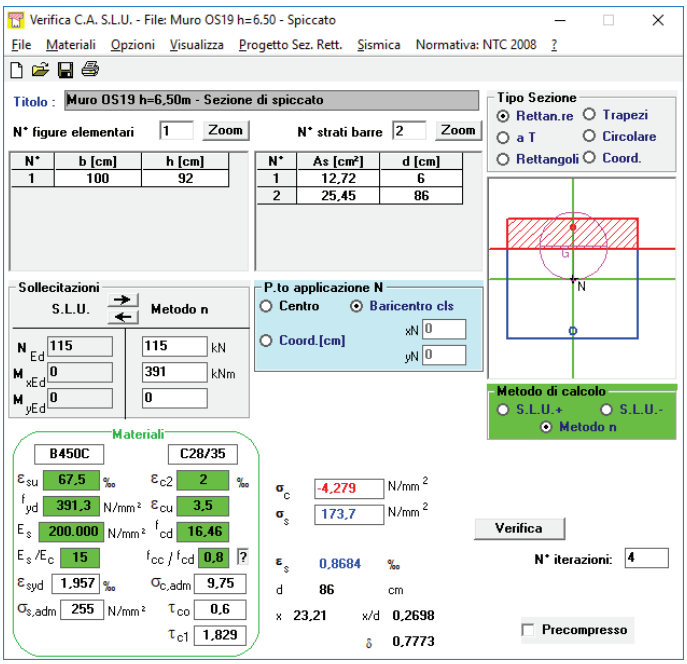
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d = 313{,}35$$

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d = 292{,}76 \text{ KN}$$

d	860	mm
bw	1000	mm
k	1,48	
ρl	0,00296	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

21.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,3	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,04**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	173	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,08**	

21.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

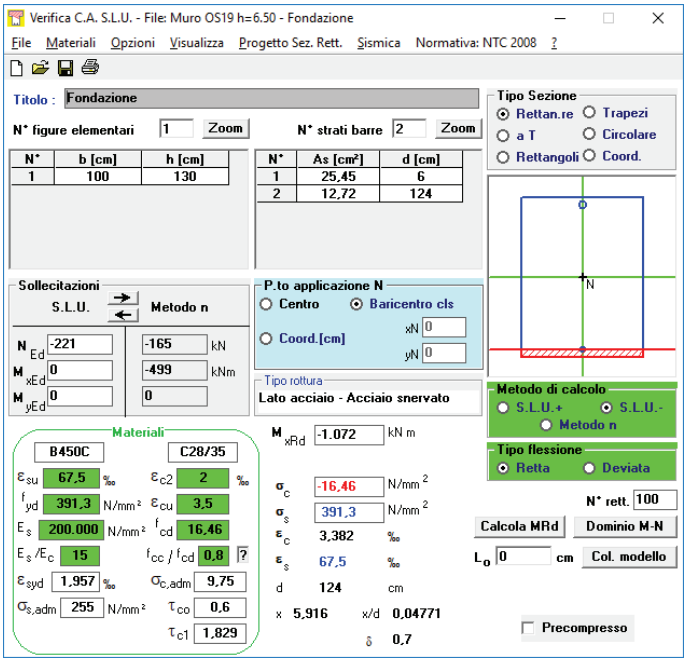
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,61	m
Altezza muro	6,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	18	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	10	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	18	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	130	kg/m
Peso delle barre esterne	65	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	39	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	39	kg/m
Peso per spille di legatura	17	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	313	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	3,97	m3/m
INCIDENZA	**79**	**Kg/m3**

21.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

21.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.30m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/10 superiore e da 1Φ18/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -221KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-221	-218	-177
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	672	764	562
Momento di rottura Mr (KNxm)	1072	1074	1099
Coefficiente di sicurezza γs	**1,60**	**1,41**	**1,95**

21.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

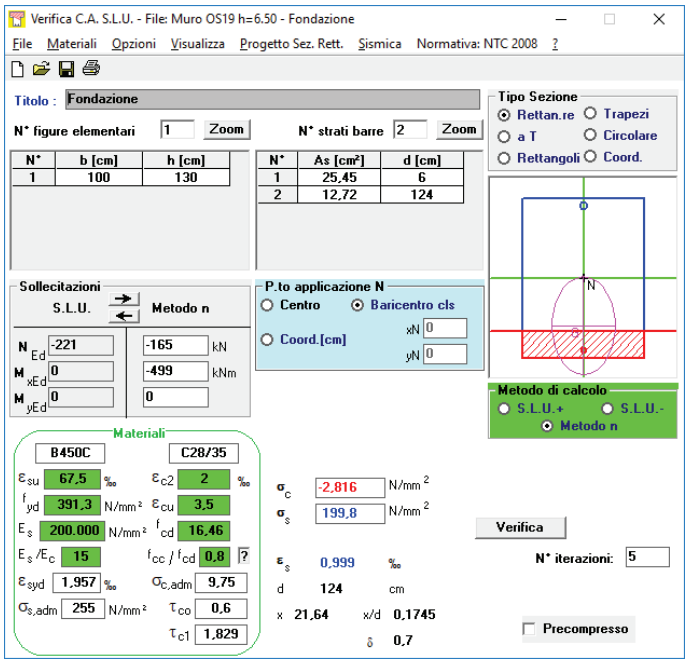
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	376	460	332
Taglio resistente Vrd (KN)	741	741	741
Coefficiente di sicurezza γs	**1,97**	**1,61**	**2,23**

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	741	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg^{2}θ)	3167	KN
d	1240	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

21.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,8	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**4,67**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	200	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,80**	

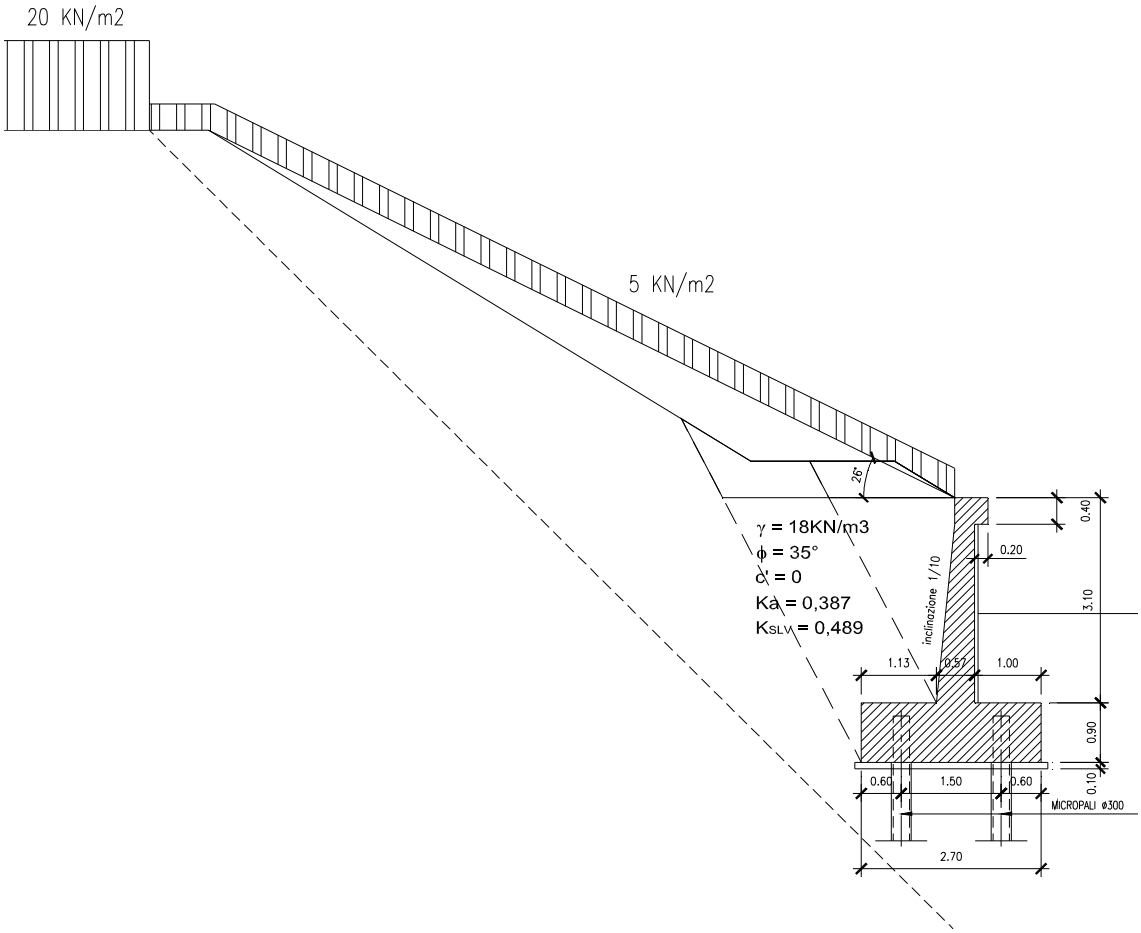
21.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,30	m
Larghezza fondazione	3,60	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	18	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	18	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	30	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	15	kg/m
Peso delle barre superiori	118	kg/m
Peso delle barre inferiori	59	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	28	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	19	
Peso dei cavallotti	28	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	324	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,68	m3/m
INCIDENZA	**69**	**Kg/m3**

22. TIPOLOGIA F2 - MURO DI SOTTOSCARPA OS19 H = 1.0-4.0M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



A tergo del muro, sulla scarpata, è stato considerato a favore di sicurezza un sovraccarico permanente di 5KN/m2. Data la posizione arretrata del sovraccarico stradale e la diffusione nel terreno, si è trascurata la sua spinta.

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO OS19 - (altezza variabile 1,00 < h < 4,00m)		
Geometria		
Altezza paramento	3,10	m
Spessore in testa	0,50	m
Spessore allo spiccato	0,57	m
Larghezza fondazione	2,70	m
Spessore fondazione	0,90	m
Larghezza mensola interna	1,13	m
Larghezza mensola esterna	1,00	m
file di micropali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	0,9	m
interasse trasversale dei pali	1,5	m
braccio delle forze	1,5	m
Lunghezza concio di muro	16,50	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Inclinazione del terreno di monte	26,00	°
Coefficiente di spinta attiva	0,387	
Volume scarpata sopra cuneo di spinta paramento	0,87	m3
Volume scarpata sopra cuneo di spinta fondazione	1,98	m3
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	1,90	m
Volume terreno su zattera interna	3,81	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	3,38	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	6,15	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccaricoa tergo	5,00	KN/m2
Sovraccarico a tergo in condizioni sismiche	5,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Angolo θ (arctang Kh)	4,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,489	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Angolo θ (arctang Kh)	2,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,435	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Angolo θ (arctang Kh)	1,5	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,418	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	33,51	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	6,01	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	6,01	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	8,79	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	1,58	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	3,04	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	3,81	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	5,04	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	2,67	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,48	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	1,06	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	1,76	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	41	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	53	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	59	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	41	KN/m
Sforzo di taglio V	58	KN/m
Momento flettente M	80	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	41	KN/m
Sforzo di taglio V	40	KN/m
Momento flettente M	44	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	41	KN/m
Sforzo di taglio V	45	KN/m
Momento flettente M	56	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	55,80	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	7,75	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	60,75	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	63,05	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	25,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	5,65	KN/m
Sforzo assiale N (amplificato)	256	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,21	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	84	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	1,43	m
Momento flettente M (amplificato)	84	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	55,80	KN/m
Momento spinta rinterro	74,40	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	14,64	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	39,04	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	7,75	KN/m
Momento spinta sovraccarico	15,50	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,03	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	5,42	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,04	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	7,46	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	4,46	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	2,01	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	6,15	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	8,12	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	21,66	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	3,42	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	21,25	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-49,50	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-4,44	KNxm/m
Carico verticale totale	196	KN/m
Forza orizzontale totale	96	KN/m
Momento totale	136	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	196	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,21	m
Sforzo di taglio V	64	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	1,41	m
Momento flettente M	63	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	55,80	KN/m
Momento spinta rinterro	74,40	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	4,44	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	11,83	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	7,75	KN/m
Momento spinta sovraccarico	15,50	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,62	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	1,64	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	1,06	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	2,60	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	1,56	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	0,70	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	2,84	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	7,56	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	3,42	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	21,25	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-49,50	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-4,44	KNxm/m
Carico verticale totale	196	KN/m
Forza orizzontale totale	74	KN/m
Momento totale	85	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	256	196	196	196
Sforzo di taglio V (KN/m)	84	96	64	74
Momento flettente M (KNxm/m)	84	136	63	85

Carichi massimi sui micropali	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul micropalo di valle (KN)	165	170	126	139
Nmin sul micropalo di monte (KN)	65	6	51	37
Vmax sui micropali (KN)	38	43	29	33

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	41	41	41	41
Sforzo di taglio V (KN/m)	53	58	40	45
Momento flettente M (KNxm/m)	59	80	44	56

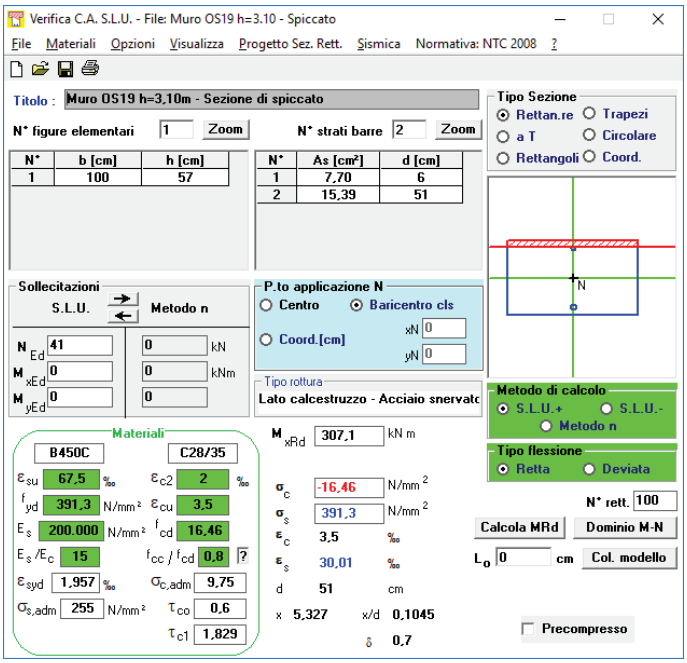
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-53	-58	-40	-45
Sforzo di taglio V (KN/m)	122	141	92	107
Momento flettente M (KNxm/m)	83	107	62	76

22.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

22.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, che in corrispondenza della sezione intermedia del muro OS19 di altezza 3.10m, ha uno spessore variabile da 0.57m allo spiccato fino a 0.30m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ14/10 interno in zona tesa e da 1Φ14/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.57m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	41	41	41
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	59	80	56
Momento di rottura Mr (KNxm)	307	307	307
Coefficiente di sicurezza γs	**5,20**	**3,81**	**5,51**

22.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	53	58	45
Taglio resistente Vrd (KN)	205	205	205
Coefficiente di sicurezza γs	**3,90**	**3,54**	**4,51**

essendo

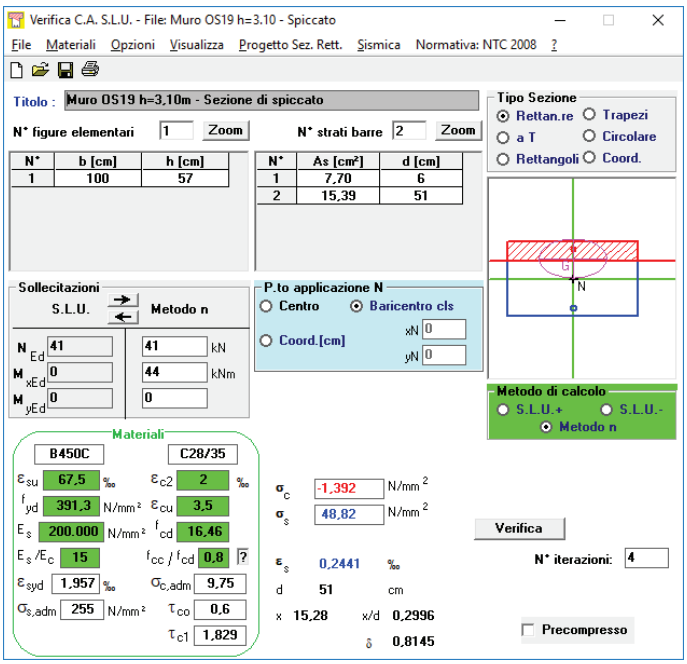
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d = 205{,}23$$

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d = 199{,}52 \text{ KN}$$

d	510	mm
bw	1000	mm
k	1,63	
ρl	0,00302	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

22.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	1,4	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**9,34**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	48	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**7,50**	

22.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

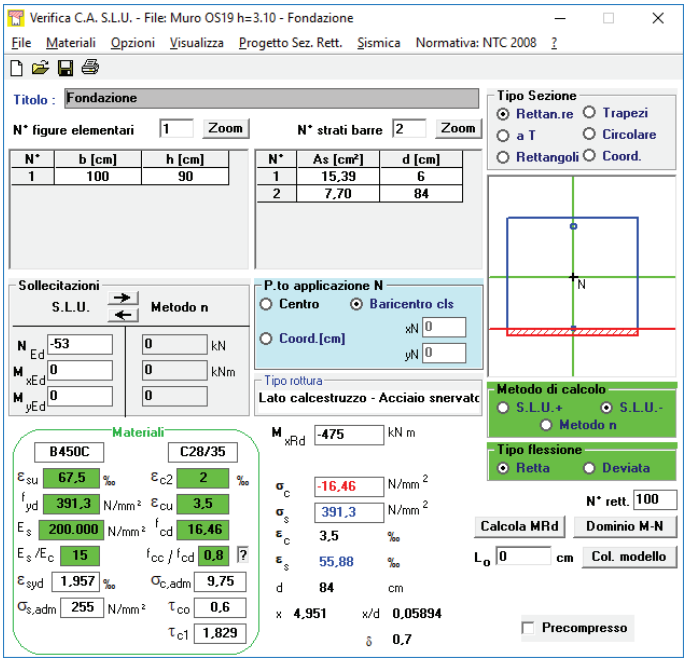
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,49	m
Altezza muro	3,10	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	14	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	14	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	8	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	2	kg/m
Peso delle barre interne	37	kg/m
Peso delle barre esterne	19	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	14	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	14	kg/m
Peso per spille di legatura	10	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	104	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	1,50	m3/m
INCIDENZA	**69**	**Kg/m3**

22.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

22.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 0.90m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ14/10 superiore e da 1Φ14/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -53KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-53	-58	-45
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	83	107	76
Momento di rottura Mr (KNxm)	475	473	478
Coefficiente di sicurezza γs	5,75	4,44	6,27

22.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ10/m2:

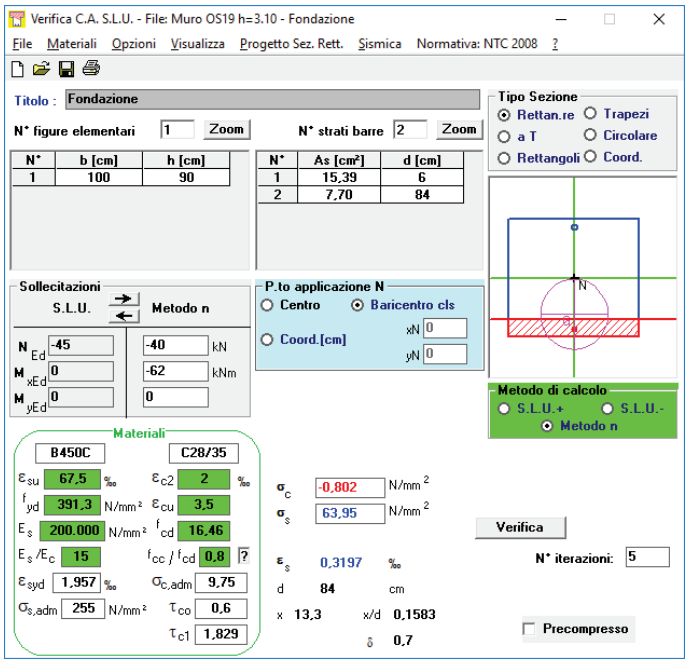
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	122	141	107
Taglio resistente Vrd (KN)	349	349	349
Coefficiente di sicurezza γs	**2,86**	**2,47**	**3,25**

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	349	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg^{2}θ)	2146	KN
d	840	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	10	mm
Asw	79	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

22.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	0,8	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**16,34**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	64	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,63**	

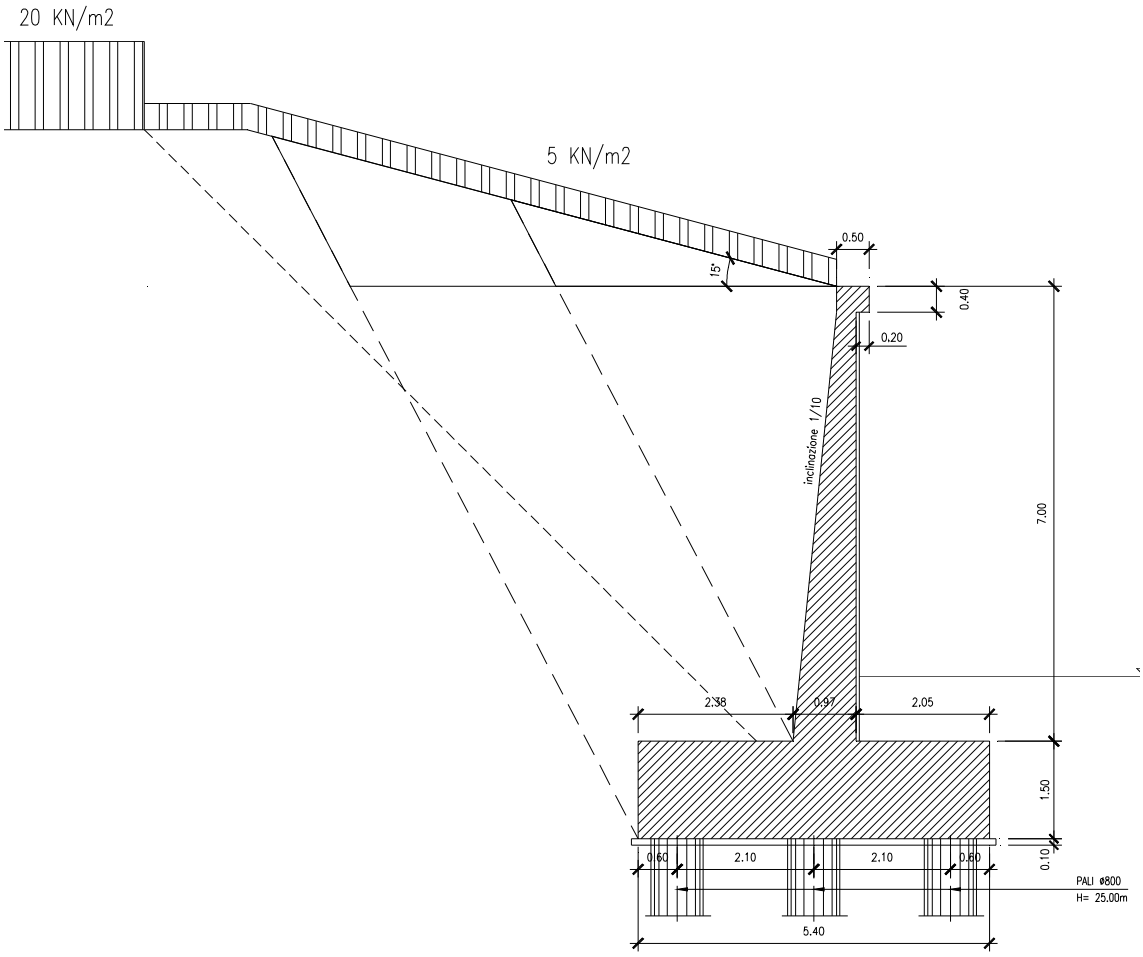
22.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	0,90	m
Larghezza fondazione	2,70	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	14	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	14	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	10	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	13	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	7	kg/m
Peso delle barre superiori	51	kg/m
Peso delle barre inferiori	25	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	16	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	16	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	7	
Peso dei cavallotti	10	kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	145	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	2,43	m3/m
INCIDENZA	**60**	**Kg/m3**

23. TIPOLOGIA V - MURO DI SOTTOSCARPA SU PALI OS20 H = 5.0-9.0M

Si riporta di seguito le schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



A tergo del muro, sulla scarpata, è stato considerato a favore di sicurezza un sovraccarico permanente di 5KN/m2. In aggiunta a tale carico per calcolare la spinta sul muro prodotta dal sovraccarico stradale, data la posizione arretrata del carico e la diffusione nel terreno, si è considerato un sovraccarico accidentale ridotto di 8 KN/m2 in condizioni statiche (per un totale di 13KN/m2) e 4KN/m2 in condizioni sismiche (per un totale di 9KN/m2).

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO OS20 - (altezza variabile 5,00 < h < 9,00m)		
Geometria		
Altezza paramento	7,00	m
Spessore in testa	0,50	m
Spessore allo spiccato	0,97	m
Larghezza fondazione	5,40	m
Spessore fondazione	1,50	m
Larghezza mensola interna	2,38	m
Larghezza mensola esterna	2,05	m
file di pali	3	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	2,4	m
interasse trasversale dei pali	2,1	m
braccio delle forze	4,2	m
Lunghezza concio di muro	6,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Inclinazione del terreno di monte	15,00	°
Coefficiente di spinta attiva	0,319	
Volume scarpata sopra cuneo di spinta paramento	2,87	m3
Volume scarpata sopra cuneo di spinta fondazione	8,62	m3
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,50	m
Volume terreno su zattera interna	17,42	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	15,62	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	27,43	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccaricoa tergo	13,00	KN/m2
Sovraccarico a tergo in condizioni sismiche	9,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Angolo θ (arctang Kh)	4,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,377	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Angolo θ (arctang Kh)	2,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,348	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Angolo θ (arctang Kh)	1,5	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,338	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	140,62	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	29,02	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	20,09	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	25,64	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	3,66	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	9,44	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	17,42	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	23,01	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	8,39	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	1,20	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	3,30	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	8,03	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	129	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	226	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	579	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	129	KN/m
Sforzo di taglio V	222	KN/m
Momento flettente M	676	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	129	KN/m
Sforzo di taglio V	170	KN/m
Momento flettente M	430	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	129	KN/m
Sforzo di taglio V	182	KN/m
Momento flettente M	492	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	207,34	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	35,23	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	202,50	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	299,88	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	51,25	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	30,94	KN/m
Sforzo assiale N (amplificato)	933	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,15	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	322	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,07	m
Momento flettente M (amplificato)	471	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	207,34	KN/m
Momento spinta rinterro	587,46	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	37,81	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	214,26	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	24,39	KN/m
Momento spinta sovraccarico	103,67	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	4,45	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	25,21	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	9,44	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	47,20	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	14,86	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	11,15	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	27,43	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	36,23	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	205,31	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	36,34	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	85,84	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-452,82	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-32,34	KNxm/m
Carico verticale totale	704	KN/m
Forza orizzontale totale	335	KN/m
Momento totale	831	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	713	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	2,15	m
Sforzo di taglio V	243	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	3,04	m
Momento flettente M	347	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	207,34	KN/m
Momento spinta rinterro	587,46	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	12,37	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	70,10	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	24,39	KN/m
Momento spinta sovraccarico	103,67	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	1,46	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	8,25	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	3,30	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	16,48	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	5,19	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	3,89	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	12,65	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	71,67	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	36,34	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	85,84	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-452,82	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-32,34	KNxm/m
Carico verticale totale	704	KN/m
Forza orizzontale totale	267	KN/m
Momento totale	499	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	933	704	713	704
Sforzo di taglio V (KN/m)	322	335	243	267
Momento flettente M (KNxm/m)	471	831	347	499

Carichi massimi sui pali	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	924	924	700	765
Nmin sul palo di monte (KN)	476	132	370	290
Vmax sui pali (KN)	242	251	182	200

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	129	129	129	129
Sforzo di taglio V (KN/m)	226	222	170	182
Momento flettente M (KNxm/m)	579	676	430	492

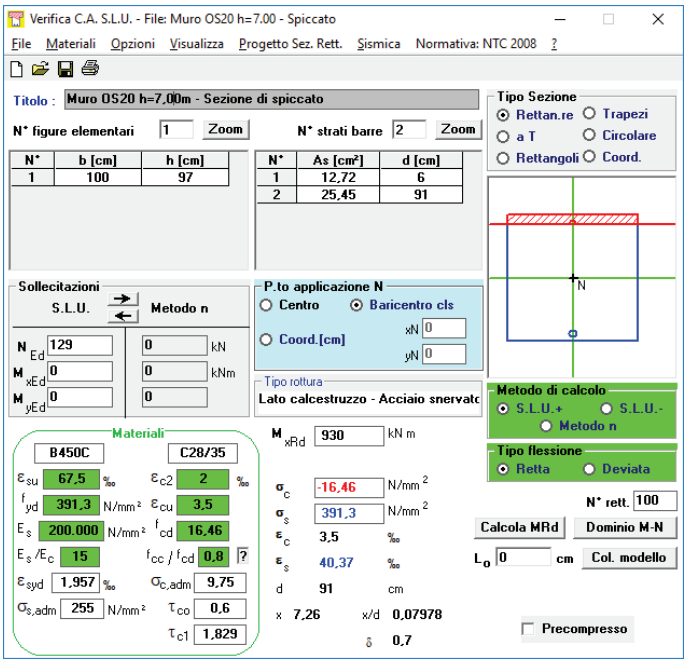
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-226	-222	-170	-182
Sforzo di taglio V (KN/m)	219	257	164	191
Momento flettente M (KNxm/m)	749	842	557	628

23.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

23.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, che in corrispondenza della sezione intermedia del muro OS20 di altezza 7.00m, ha uno spessore variabile da 0.97m allo spiccato fino a 0.30m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/10 interno in zona tesa e da 1Φ18/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.97m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	129	129	129
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	579	676	492
Momento di rottura Mr (KNxm)	930	930	930
Coefficiente di sicurezza γs	**1,61**	**1,38**	**1,89**

23.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	226	222	182
Taglio resistente Vrd (KN)	322	322	322
Coefficiente di sicurezza γs	**1,42**	**1,45**	**1,78**

essendo

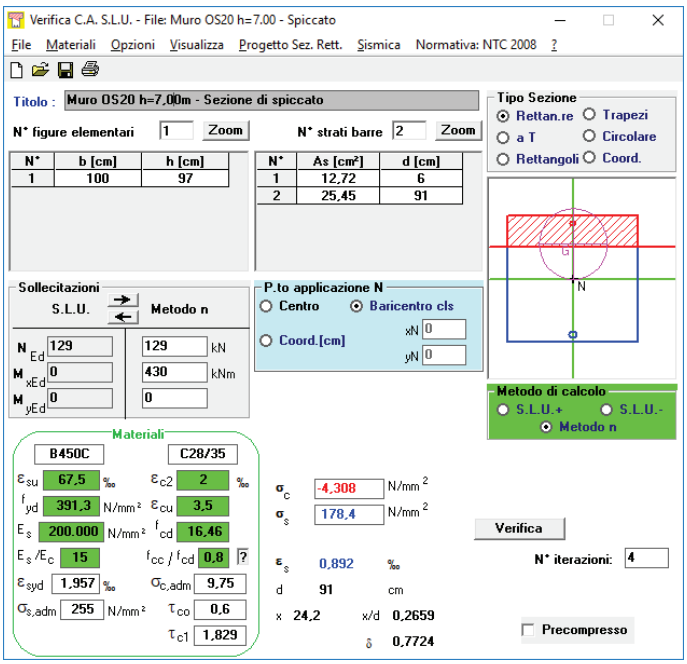
$Vrd = [0,18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$ = 322,43

$Vrd_{min} = (0,035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$ = 305,58 KN

d	910	mm
bw	1000	mm
k	1,47	
ρl	0,00280	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

23.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	4,3	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,04**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	178	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**2,02**	

23.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

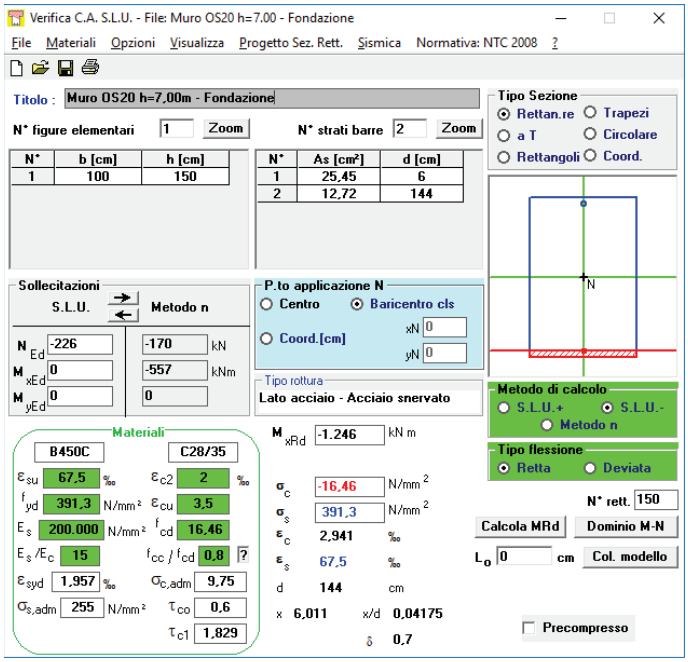
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,64	m
Altezza muro	7,00	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro barre verticali interne	18	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	18	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	12	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	18	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	4	kg/m
Peso delle barre interne	140	kg/m
Peso delle barre esterne	70	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	55	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	42	kg/m
Peso per spille di legatura	27	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	357	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,45	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

23.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

23.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.50m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ18/10 superiore e da 1Φ18/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -226KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-226	-222	-182
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	749	842	628
Momento di rottura Mr (KNxm)	1246	1248	1276
Coefficiente di sicurezza γs	**1,66**	**1,48**	**2,03**

23.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

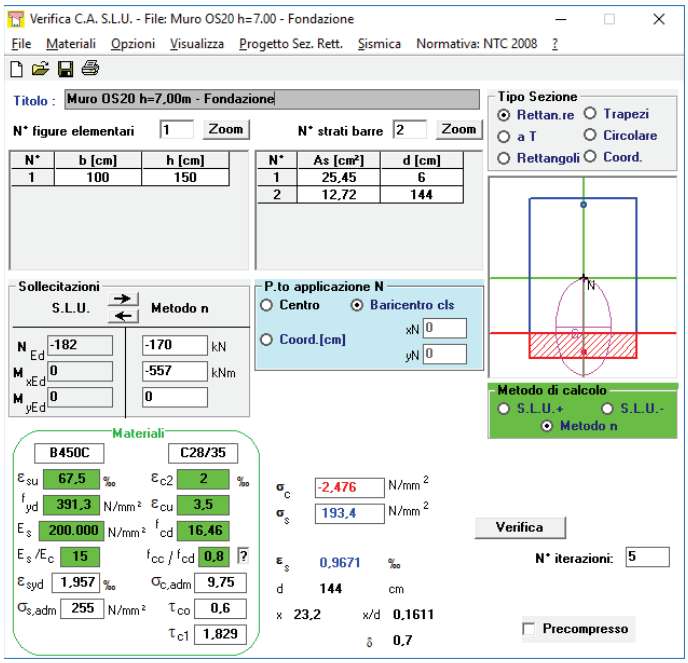
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	219	257	191
Taglio resistente Vrd (KN)	860	860	860
Coefficiente di sicurezza γs	**3,94**	**3,35**	**4,51**

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	860	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg^{2}θ)	3678	KN
d	1440	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	12	mm
Asw	113	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

23.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,5	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,23**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	193	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**1,87**	

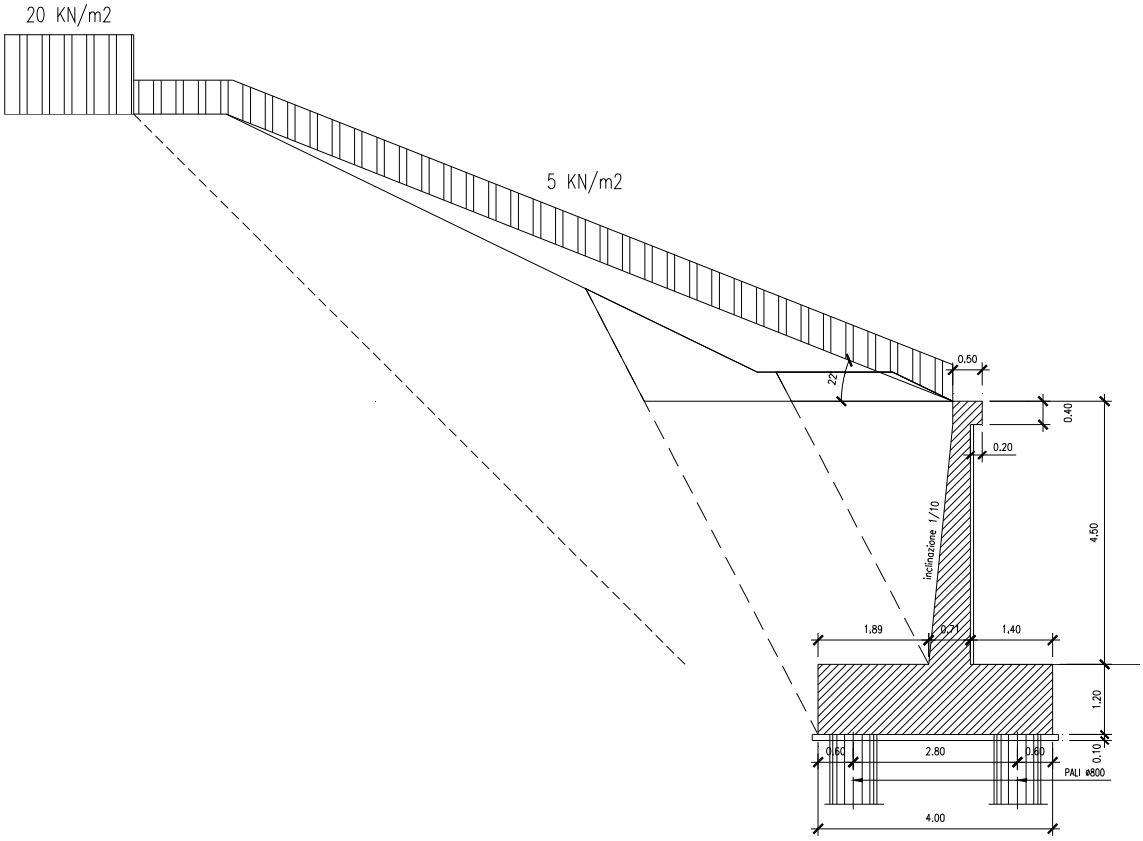
23.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del tratto di muro in oggetto:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,50	m
Larghezza fondazione	5,40	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro barre orizzontali superiori	18	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	18	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	12	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	24	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive diagonali (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	70	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	34	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	17	kg/m
Peso delle barre superiori	162	kg/m
Peso delle barre inferiori	81	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	32	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	32	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	17	
Peso dei cavallotti	47	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	31	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	28	Kg/m
Armatura aggiuntiva diagonale sui pali	76	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	88	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	645	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	8,10	m3/m
INCIDENZA	**80**	**Kg/m3**

24. TIPOLOGIA W - MURO DI SOTTOSCARPA SU PALI OS20 H = 1.0-5.0M

Si riporta di seguito lo schema di calcolo preso in considerazione per l'analisi del tratto di muro in oggetto:



A tergo del muro, sulla scarpata, è stato considerato a favore di sicurezza un sovraccarico permanente di 5KN/m2. Data la posizione arretrata del sovraccarico stradale e la diffusione nel terreno, si è trascurata la sua spinta.

VERIFICA MURO DI SOSTEGNO OS20 - (altezza variabile 1,00 < h < 5,00m)		
Geometria		
Altezza paramento	4,50	m
Spessore in testa	0,50	m
Spessore allo spiccato	0,71	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Spessore fondazione	1,20	m
Larghezza mensola interna	1,89	m
Larghezza mensola esterna	1,40	m
file di pali	2	
interasse longitudinale (larghezza fascia di influenza)	3	m
interasse trasversale dei pali	2,8	m
braccio delle forze	2,8	m
Lunghezza concio di muro	13,00	m
Parametri geotecnici del terreno di rinterro		
Peso di volume $\gamma 1$	18,00	KN/m3
Angolo di attrito $\varphi 1$	35,00	°
Coesione efficace c'1	0,00	MPa
Inclinazione del terreno di monte	22,00	°
Coefficiente di spinta attiva	0,356	
Volume scarpata sopra cuneo di spinta paramento	1,19	m3
Volume scarpata sopra cuneo di spinta fondazione	4,00	m3
Altezza del terreno a valle rispetto a intradosso fondazione	2,20	m
Volume terreno su zattera interna	9,23	m3/m
Volume cuneo di spinta sul paramento	6,46	m3/m
Volume cuneo di spinta in fondazione	12,46	m3/m
Carichi applicati		
Sovraccaricoa tergo	5,00	KN/m2
Sovraccarico a tergo in condizioni sismiche	5,00	KN/m2
Peso di volume del terreno di valle $\gamma 2$	25,00	KN/m3
Parametri sismici		
Accelerazione massima a max allo SLV	0,720	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLV	0,073	
Angolo θ (arctang Kh)	4,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLV	0,433	
Accelerazione massima a max allo SLD	0,377	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD	0,038	
Angolo θ (arctang Kh)	2,2	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD	0,394	
Accelerazione massima a max allo SLD (eta=2/3)	0,251	m/s2
Coefficiente sismico orizzontale Kh (Amax / g) allo SLD (eta=2/3)	0,026	
Angolo θ (arctang Kh)	1,5	°
Coefficiente di spinta del terreno in condizioni sismiche SLD (eta=2/3)	0,381	

Calcolo delle sollecitazioni allo spiccato del muro		
Spinta rinterro sul paramento (valore caratteristico)	64,87	KN/m
Spinta sovraccarico stradale sul paramento (val. caratt.)	8,01	KN/m
Spinta del sovraccarico stradale in condizioni sismiche sul paramento	8,01	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del rinterro sul paramento	14,14	KN/m
Incremento di spinta sismica SLV del sovraccarico sul paramento	1,75	KN/m
Forza d'inerzia SLV sul paramento	5,00	KN/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sul paramento del terreno a tergo	9,23	m3/m
Forza d'inerzia SLV sul terreno a tergo	12,19	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del rinterro sul paramento	4,48	KN/m
Incremento di spinta sismica SLD (eta=2/3) del sovraccarico sul paramento	0,55	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul paramento	1,74	KN/m
Forza d'inerzia SLD (eta=2/3) sul terreno a tergo	4,25	KN/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLU		
Sforzo assiale N (non amplificato)	68	KN/m
Sforzo di taglio V (amplificato)	96	KN/m
Momento flettente M (amplificato)	154	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLV		
Sforzo assiale N	68	KN/m
Sforzo di taglio V	106	KN/m
Momento flettente M	211	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLE		
Sforzo assiale N	68	KN/m
Sforzo di taglio V	73	KN/m
Momento flettente M	115	KNxm/m
Sollecitazioni alla base del paramento - SLD (eta=2/3)		
Sforzo assiale N	68	KN/m
Sforzo di taglio V	84	KN/m
Momento flettente M	147	KNxm/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLU		
Spinta rinterro in fondazione (valore caratteristico)	104,08	KN/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	10,14	KN/m
Peso della fondazione (valore caratteristico)	120,00	KN/m
Peso del rinterro sulla fondazione (val. caratt.)	153,09	KN/m
Peso del terreno a valle sopra la fondazione (val. caratt.)	35,00	KN/m
Peso del sovraccarico stradale sulla fondazione (val. caratt.)	9,45	KN/m
Sforzo assiale N (amplificato)	503	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,73	m
Sforzo di taglio V (amplificato)	151	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	2,00	m
Momento flettente M (amplificato)	163	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLV		
Spinta rinterro in fondazione	104,08	KN/m
Momento spinta rinterro	197,75	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	22,68	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	86,19	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	10,14	KN/m
Momento spinta sovraccarico	28,91	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	2,21	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	8,40	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	5,00	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	17,23	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	8,81	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	5,28	KNxm/m
Volume di calcolo forza d'inerzia sulla fondazione del terreno a tergo	12,46	m3/m
Forza d'inerzia sul terreno a tergo	16,46	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	62,53	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	20,25	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-161,51	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-9,97	KNxm/m
Carico verticale totale	386	KN/m
Forza orizzontale totale	169	KN/m
Momento totale	301	KN/m

Calcolo dei carichi massimi in fondazione - SLE		
Sforzo assiale N	386	KN/m
X applicazione di N (X=0 nel vertice sinistro fondazione)	1,73	m
Sforzo di taglio V	114	KN/m
Y applicazione di V (Y=0 intradosso fondazione)	1,98	m
Momento flettente M	122	KNxm/m
Calcolo dei carichi massimi in fondazione allo SLD (eta=2/3)		
Spinta rinterro in fondazione	104,08	KN/m
Momento spinta rinterro	197,75	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del terreno di rinterro	7,19	KN/m
Momento incremento spinta rinterro	27,34	KNxm/m
Spinta sovraccarico sul paramento (val. caratt.)	10,14	KN/m
Momento spinta sovraccarico	28,91	KNxm/m
Incremento di spinta sismica del sovraccarico stradale	0,70	KN/m
Momento incremento spinta sovraccarico stradale	2,66	KNxm/m
Forza d'inerzia sul paramento	1,74	KN/m
Momento forza d'inerzia sul paramento	6,02	KNxm/m
Forza d'inerzia sulla fondazione	3,07	KN/m
Momento forza d'inerzia sulla fondazione	1,84	KNxm/m
Forza d'inerzia sul terreno	5,74	KN/m
Momento forza d'inerzia sul terreno	21,83	KNxm/m
Momento ribaltante peso proprio paramento	20,25	KNxm/m
Momento ribaltante terreno a valle	45,50	KNxm/m
Momento stabilizzante rinterro su fondazione	-161,51	KNxm/m
Momento stabilizzante sovraccarico stradale	-9,97	KNxm/m
Carico verticale totale	386	KN/m
Forza orizzontale totale	133	KN/m
Momento totale	181	KN/m

Carichi massimi intradosso fondazione nel baricentro della palificata	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	503	386	386	386
Sforzo di taglio V (KN/m)	151	169	114	133
Momento flettente M (KNxm/m)	163	301	122	181

Carichi massimi sui pali	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
N max sul palo di valle (KN)	929	900	709	772
Nmin sul palo di monte (KN)	581	256	448	385
Vmax sui pali (KN)	226	254	171	199

Caratteristiche di sollecitazione sul paramento	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	68	68	68	68
Sforzo di taglio V (KN/m)	96	106	73	84
Momento flettente M (KNxm/m)	154	211	115	147

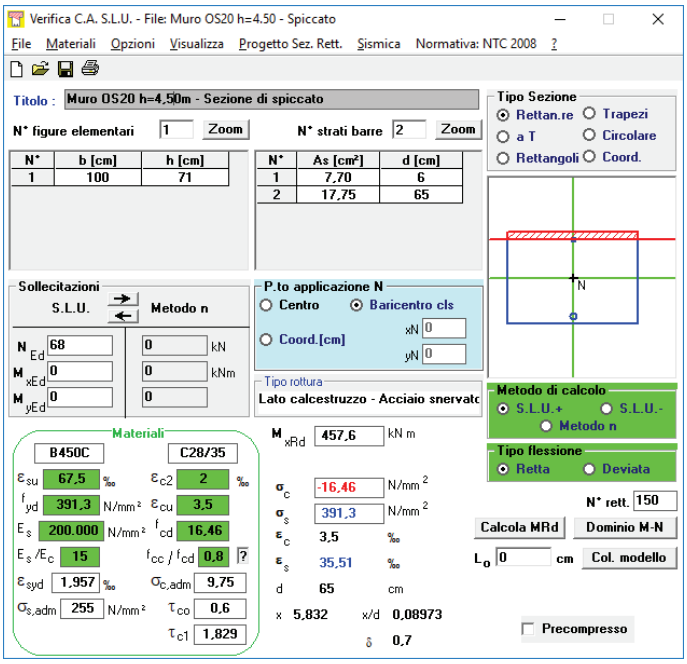
Caratteristiche di sollecitazione sulla fondazione	SLU	SLV	SLE	SLD eta=2/3
Sforzo assiale N (KN/m)	-96	-106	-73	-84
Sforzo di taglio V (KN/m)	210	223	159	180
Momento flettente M (KNxm/m)	211	274	159	197

24.1 VERIFICHE DEL PARAMENTO VERTICALE

24.1.1 Resistenza a flessione

Per il paramento verticale, che in corrispondenza della sezione intermedia del muro OS20 di altezza 4.50m, ha uno spessore variabile da 0.71m allo spiccato fino a 0.30m in corrispondenza del cordolo di testa, si prevede un'armatura costituita da 1Φ16/20 + 1Φ14/20 interno in zona tesa e da 1Φ14/20 esterno in zona compressa, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione di spiccato, di spessore 0.71m, fatto considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	68	68	68
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	154	211	147
Momento di rottura Mr (KNxm)	457	457	457
Coefficiente di sicurezza γs	**2,98**	**2,17**	**3,11**

24.1.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio del paramento verticale fatta per le combinazioni di carico limite analizzate, considerando la resistenza della sola sezione in calcestruzzo:

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PARAMENTO	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	96	106	84
Taglio resistente Vrd (KN)	241	241	241
Coefficiente di sicurezza γs	**2,51**	**2,28**	**2,88**

essendo

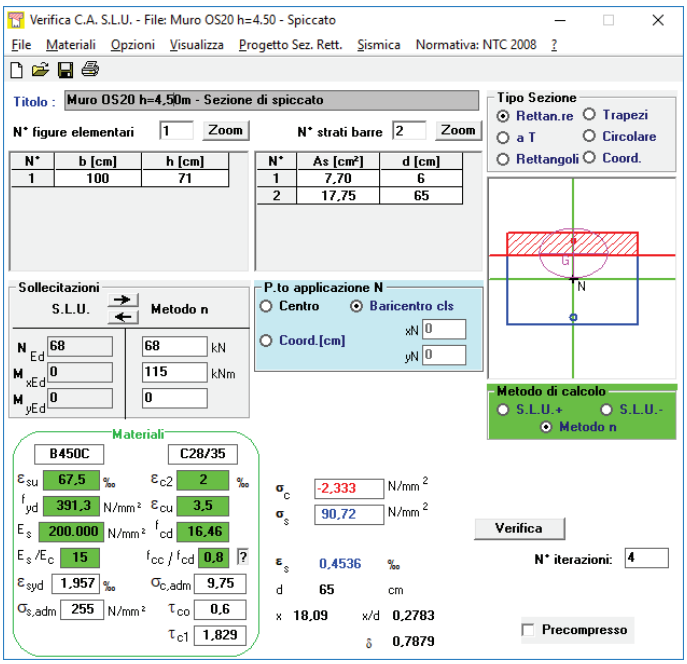
$$Vrd = [0{,}18\ k\ (100\ \rho l\ fck)^{1/3}/\gamma c]\ bw\ d$$ 241,50

$$Vrd_{\ min} = (0{,}035 k^{3/2}\ fck^{1/2})\ bw\ d$$ 237,70 KN

d	650	mm
bw	1000	mm
k	1,55	
ρl	0,00272	
fck	29,05	MPa
γc	1,5	

24.1.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	2,4	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**5,45**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	91	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,96**	

24.1.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per il paramento verticale del muro, considerando una fascia di calcolo di larghezza unitaria:

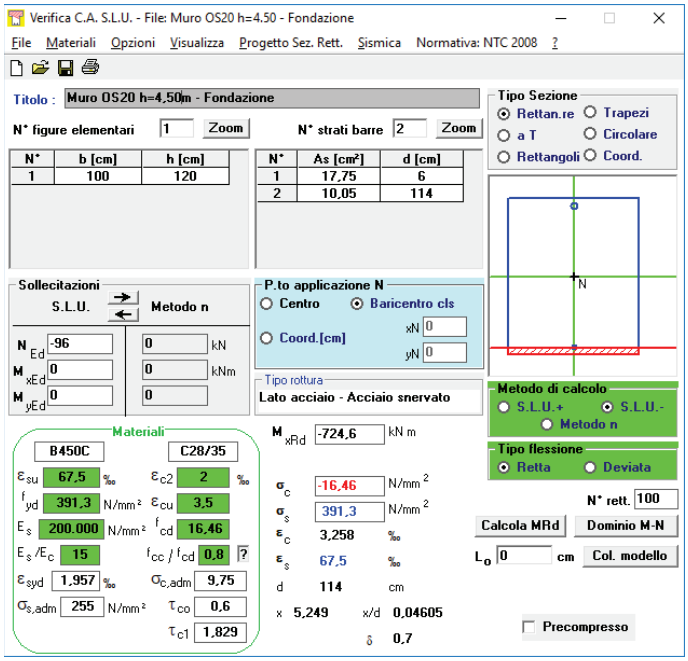
CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DEL PARAMENTO VERTICALE		
Spessore medio del muro	0,51	m
Altezza muro	4,50	m
Larghezza di muro considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre verticali interne (1Φ16/20+1Φ14/20)	15	mm
Passo barre verticali interne	100	mm
Diametro barre verticali esterne	14	mm
Passo barre verticali esterne	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali interni	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali interni	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali esterni	12	mm
Passo dei ripartitori orizzontali esterni	200	mm
Diametro spille di legatura	10	mm
Numero spille di legatura al metro quadrato	6	
Peso delle barre di attesa interne (L=50 diametri)	10	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=25diametri)	2	kg/m
Peso delle barre interne	62	kg/m
Peso delle barre esterne	27	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	27	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	20	kg/m
Peso per spille di legatura	10	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	159	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	2,27	m3/m
INCIDENZA	**70**	**Kg/m3**

24.2 VERIFICHE DELLA FONDAZIONE

24.2.1 Resistenza a flessione

Per la fondazione, di spessore pari a 1.20m, si prevede un'armatura costituita da 1Φ16/20+1Φ14/20 superiore e da 1Φ16/20 inferiore, con un copriferro di progetto di circa 4.5cm.

Si riporta di seguito il calcolo del momento ultimo a rottura della sezione all'incastro interno con il paramento verticale, fatto per uno sforzo assiale di trazione, pari a -96KN, considerando un copriferro di calcolo di 6cm:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche di resistenza fatte per le combinazioni di carico analizzate:

VERIFICA A DI RESISTENZA A FLESSIONE DELLA FONDAZIONE	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Sforzo assiale di calcolo Nd (KN)	-96	-106	-84
Momento flettente di calcolo Md (KNxm)	211	274	197
Momento di rottura Mr (KNxm)	725	719	731
Coefficiente di sicurezza γs	3,43	2,62	3,70

24.2.2 Resistenza a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio della fondazione, fatta all'incastro tra la mensola esterna ed il paramento verticale, considerando un'armatura a taglio costituita da 6 spille Φ12/m2:

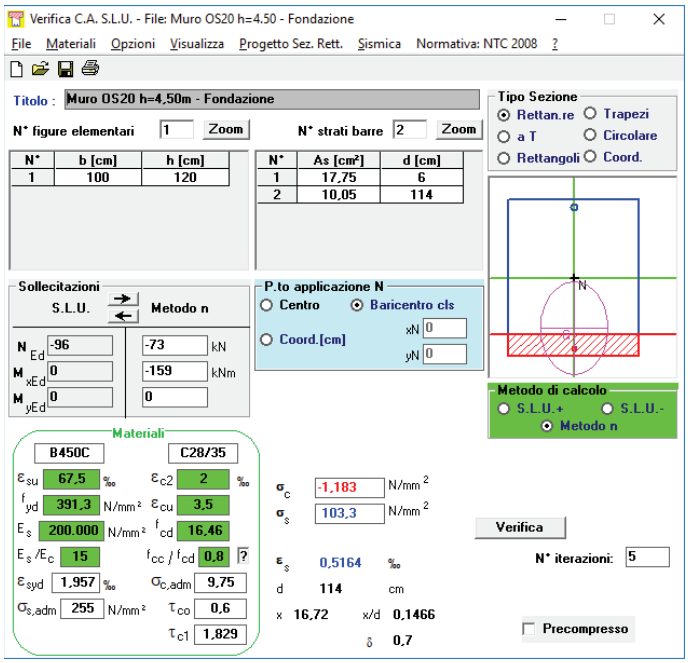
VERIFICA A DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA FONDAZIONE(con spille)	SLU	SLV	SLD eta=2/3
Taglio di calcolo Vd (KN)	210	223	180
Taglio resistente Vrd (KN)	473	473	473
Coefficiente di sicurezza γs	2,26	2,12	2,62

essendo

Vrsd = 0,9 d Asw/s fyd (ctgα + ctgθ) senα	473	KN
Vrcd = 0,9 d bw αc f'cd (ctgα+ctgθ)/(1+ctg^{2}θ)	2912	KN
d	1140	mm
numero spille a metro quadro	6	
diametro spille	10	mm
Asw	79	mm2
s	167	mm
fyd	391,3	Mpa
α	90	°
cotgα	0,00	
cotgθ	2,5	
bw	1000	mm
αc	1	
f'cd	8,23	Mpa

24.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio

Si riporta di seguito il calcolo delle tensioni allo stato limite di esercizio per la combinazione di carico rara:



VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DEL CALCESTRUZZO		
Compressione massima nel calcestruzzo - σc	1,2	Mpa
Valore limite di compressione ammesso per il cls pari a 0,45fck	13,1	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**10,89**	
VERIFICA DELLE TENSIONI DI ESERCIZIO DELL'ACCIAIO DI ARMATURA		
Trazione massima nell'acciaio di armatura - σs	103	Mpa
Valore limite di trazione dell'acciaio pari a 0,8 fyk	360	Mpa
Coefficiente di sicurezza γs	**3,50**	

24.2.4 Calcolo dell'incidenza di armatura

Si riporta di seguito il calcolo dell'incidenza di armatura eseguito per la fondazione del tratto di muro in oggetto:

CALCOLO DELLE INCIDENZA DELL'ARMATURA DELLA FONDAZIONE		
Spessore della fondazione	1,20	m
Larghezza fondazione	4,00	m
Profondità di fondazione considerata	1,00	m
Diametro equivalente barre orizzontali superiori (1Φ16/20+1Φ14/20)	15	mm
Passo barre orizzontali superiori	100	mm
Diametro barre orizzontali inferiori	16	mm
Passo barre orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali superiori	14	mm
Passo dei ripartitori orizzontali superiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali inferiori	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali inferiori	200	mm
Diametro ripartitori orizzontali laterali	16	mm
Passo dei ripartitori orizzontali laterali	200	mm
Diametro cavallotti (equivalente a 2 spille)	10	mm
Numero cavallotti a metro quadro	3	
Diametro barre inferiori aggiuntive sul palo	22	mm
Numero barre inferiori aggiuntive in senso trasversale (per fila di pali)	4	
Numero barre inferiori aggiuntive in senso longitudinale (per fila di pali)	4	
Incidenza armatura pali all'interno della fondazione (per palo)	70	Kg/palo
Peso delle barre verticali di attesa interne (L=hf+20cm)	19	kg/m
Peso delle barre di attesa esterne (L=hf+20cm)	8	kg/m
Peso delle barre superiori	85	kg/m
Peso delle barre inferiori	48	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali interni	24	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali esterni	31	kg/m
Peso dei ripartitori orizzontali laterali	17	
Peso dei cavallotti	20	kg/m
Armatura aggiuntiva trasversale sui pali	16	Kg/m
Armatura aggiuntiva longitudinale sui pali	24	Kg/m
Armatura di ancoraggio dei pali	47	Kg/m
PESO TOTALE ARMATURA	338	kg/m
VOLUME DEL CALCESTRUZZO CONSIDERATO	4,80	m3/m
INCIDENZA	**70**	**Kg/m3**

25. FONDAZIONI PROFONDE DEI MURI DELLA S.S. N°291

Le analisi che seguono hanno lo scopo di verificare l'idoneità dei micropali di fondazione a sostenere i carichi di progetto dei muri della S.S. N° 291.In corrispondenza dei muri in oggetto le indagini e le ricostruzioni stratigrafiche operate hanno messo in luce un terreno superficiale a scarse caratteristiche di portanza e non affidabile per l'impiego di fondazioni dirette.

Nei tratti in cui è previsto l'impiego dei micropali, il loro utilizzo è avvalorato alla luce del contesto geotecnico in cui si opera: l'attraversamento del substrato lapideo rende l'applicazione con micropali preferenziale rispetto a tecnologie alternative proprio a causa delle difficoltà connesse alla perforazione del materiale litoide.

25.1 CRITERI DI CALCOLO

Le analisi sono state eseguite conformemente alle "Norme tecniche per le costruzioni" (NTC 2008).

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) vengono effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure esplicitati di seguito e nei successivi paragrafi.

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione, mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Lo sviluppo del calcolo di progetto del singolo micropalo viene effettuato con riferimento ai seguenti stati limite ultimi:

1) resistenza dell'ancoraggio alla struttura supportata;
2) portanza verticale a compressione/trazione;
3) instabilità all'equilibrio elastico;
4) resistenza della sezione per carichi assiali;
5) resistenza a taglio della sezione;
6) portanza trasversale;
7) resistenza a flessione della sezione,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Per tutti gli SLU sopra elencati, in ottemperanza alle prescrizioni della normativa tecnica di riferimento, si è scelto di operare congruentemente all'Approccio 2 (A1+M1+R3, M1+R3 nel caso la verifica dimensionante sia quella sismica SLV).

Si è eseguita un'unica verifica per le azioni strutturali inviluppo degli stati limite statici SLU e sismici SLV.

L'entità del valore dell'azione di progetto agli SLU/SLV è stata quantificata in base agli scarichi derivanti dal calcolo strutturale sotto forma di caratteristiche di sollecitazione agenti in corrispondenza della sommità del micropalo.

I dati presentati circa le azioni strutturali sono da intendersi già opportunamente amplificati e non necessitano, quindi, di essere trattati in questa sede con i relativi coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{F,Al}$.

Per ogni tipologia di muro vengono riportate nella corrispondente tabella di appartenenza, le azioni massime agenti sui micropali (vedi Tabella 26.2).

Per i muri interessati da fondazioni profonde con micropali, le sollecitazioni flettenti di progetto agenti sui micropali sono state stimate considerando il caso di palo con testa incastrata, soggetto a forza orizzontale T in testa ed immerso in un mezzo elastico alla Winkler.

A tal fine, sono stati preliminarmente attribuiti i valori del coefficiente di reazione laterale minimo k_h riferiti allo specifico quadro stratigrafico appartenente al muro di riferimento (vedi Figura 26.1). Sulla base di tali valori sono state determinate le massime sollecitazioni agenti sui pali con il foglio elettronico riportato (vedi

Tabella 26.11).

L'equazione risolvente per il momento flettente $M(z)$ lungo il palo è ottenuta dalla soluzione analitica in forma chiusa dell'equazione differenziale della linea elastica nell'ipotesi di palo infinitamente lungo e rotazione in testa impedita.

Tale grandezza è ricavata in funzione della "lunghezza caratteristica del palo" $\lambda = \sqrt[4]{4 \cdot E \cdot K \cdot J_p / k_h \cdot D}$ e della sollecitazione tagliante T a testa palo. Il valore del massimo momento sollecitante M_{Ed} coincide sempre con il momento d'incastro in testa al micropalo.

25.2 VERIFICA SLU DELL'ANCORAGGIO ALLE STRUTTURE NODALI SUPERIORI

Il micropalo, sia che lavori a trazione che a compressione, deve efficacemente ancorarsi alla struttura che gli comunica la forza nominale di progetto.

Nel calcolo si ipotizza che la struttura supportata interferisca col micropalo mediante la semplice aderenza acciaio-calcestruzzo.

Sotto tale ipotesi, la forza limite di aderenza $F_{\lim}$ risulta:

$$F_{\lim} = \pi \cdot d_e \cdot L_P \cdot f_{bd}$$

dove:

d_e = diametro esterno dell'anima tubolare metallica;

L_P = lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata;

$f_{bd} = f_{bk}/\gamma_c$ = resistenza tangenziale di aderenza di calcolo;

γ_c = coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo = 1.5;

$f_{bk} = 1.5 \cdot f_{ctk;0,05}$ con 1.5 valore cautelativo rispetto a quelli prescritti da NTC 2008 al §4.1.2.1.1.4;

$f_{ctk;0,05}$ = valore caratteristico della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo (frattile 5%).

I valori assunti dalle suddette grandezze nel presente calcolo vengono dettagliati al §26, in Tabella 26.3.

25.3 VERIFICA SLU AL CARICO LIMITE VERTICALE

L'analisi della portanza dei micropali di fondazione è avvenuta nel rispetto dei criteri di progetto di cui al §6.6 di NTC 2008.

Come conseguenza della dipendenza della capacità portante del micropalo dall'attrito laterale che si sviluppa fra miscela cementizia ed il terreno di approdo, i micropali sono considerati geotecnicamente equivalenti in compressione ed in trazione (Tanzini, 2004).

Con riferimento allo stato limite di **compressione** per forze assiali applicate al micropalo, la verifica va effettuata confrontando la massima azione di progetto N_t assegnata al micropalo, determinata valutando tutti i possibili stati limite ultimi (SLU, SLV), con la resistenza di progetto $R^*_{\lim}$.

Per la valutazione capacità portante dei micropali si è considerato il solo contributo relativo all'attrito laterale fra miscela cementizia e foro di alloggiamento del micropalo per il tratto di connessione che va dall'alterazione calcarea in poi (substrato calcareo), trascurando il contributo di attrito laterale erogato dallo strato superiore.

Il metodo di calcolo impiegato è quello messo a punto da Bustamante e Doix (1985).

La resistenza di progetto dei micropali per forze assiali è data da:

$$R^*_{\lim} = \frac{R_{\lim}}{F_{S1}} = \frac{\pi \times D_\alpha \times \tau_{\lim} \times h}{\gamma_R \times \xi_{a3}}$$

dove $R_{\lim}$ è la capacità portante limite caratteristica del micropalo, D_α è il diametro efficace che gli autori raccomandano di ottenere dal diametro della perforazione D_P amplificato di un coefficiente migliorativo α, detto di sbulbamento, h è il tratto di micropalo connesso allo strato meccanicamente affidabile, $\tau_{\lim}$ è la tensione di attrito laterale che si sviluppa all'interfaccia palo-terreno, F_{S1} è il fattore di sicurezza per lo sfilamento/scollamento per compressione fra cilindro di malta e terreno (per micropali definitivi si assume $F_{S1} = \gamma_{Ra} \cdot \xi_{a3}$, dove $\gamma_R = 1.15$ è il coefficiente parziale pali trivellati e ξ_{a3} = 1.7 è il fattore di correlazione con riferimento a prove geotecniche eseguite secondo n.1 profili di indagine (per i valori di γ_R e ξ_{a3} si faccia riferimento alle tabelle 6.6.II e 6.6.IV di NTC2008).

I valori di $\tau_{\lim}$ sono stati assunti pari al valore della resistenza a compressione monoassiale assunti per i rispettivi strati (vedi Tabella 26.3).

I valori di α sono indicati dagli Autori in funzione delle caratteristiche geotecniche dei terreni e della modalità esecutiva del micropalo tramite appositi abachi. Nei calcoli di dimensionamento in oggetto α è stato assunto cautelativamente pari a 1.1 per lo strato di alterazione calcarea e 1.0 per il substrato calcareo. Le iniezioni vengono effettuate con metodologia I.R.S.(*injection repetitive et selective*).

Nel caso di **carichi in trazione**, vale analoga procedura, ad eccezione del fatto che $\gamma_R = 1.25$ per pali trivellati in trazione (set R3 di Tabella 6.4.II di NTC2008).

25.4 VERIFICA SLU DI INSTABILITÀ DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Il problema della stabilità dell'equilibrio elastico viene affrontato secondo l'approccio di calcolo proposto dall'Ing. Mascardi nella pubblicazione "Micropali di elevata capacità portante", Rivista Italiana di Geotecnica, anno II, n.4, 1968. L'autore, per rappresentare il carico critico associato ad un solido caricato assialmente e vincolato lateralmente da un mezzo elastico, riprende la seguente espressione ricavata da Timoshenko e Gere (1961) per elemento a favore di sicurezza incernierato alle due estremità:

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E_a \cdot J}{L^2} \cdot \left(m^2 + \frac{\beta \cdot L^4}{m^2 \cdot \pi^4 \cdot E_a \cdot J} \right)$$

dove:

E_a = modulo di elasticità longitudinale costituente il solido, nel nostro caso acciaio;

$J = \frac{\pi}{64} \cdot \left(d_e^4 - d_i^4\right) + \frac{\pi}{64} \cdot \frac{1}{n} \cdot d_i^4$ = momento d'inerzia della sezione trasversale;

d_e = diametro esterno dell'anima tubolare metallica;

d_i = diametro interno dell'anima tubolare metallica;

n = coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo;

L = lunghezza fra le due estremità del micropalo, supposte vincolate a cerniera;

$\beta = k \cdot D_P$ = reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza;

k = modulo di reazione orizzontale;

D_P = diametro perforo;

m = numero intero di semionde della deformata sinusoidale indotta da carico di punta.

Il valore del carico critico minimo può essere ottenuto imponendo nulla la derivata dell'espressione sopra riportata rispetto alla semilunghezza d'onda $\lambda = L/m$.

Si dimostra che tale minimo assume la forma:

$$P_k = 2 \cdot \sqrt{\beta \cdot E_a \cdot J}$$

Per il problema di instabilità euleriana si ritiene accettabile, infine, un valore del carico critico di progetto pari a:

$P^*_k = P_k / 5$.

In particolare, ai fini del dimensionamento in essere, a seconda dei casi, si è assunto il k in funzione del modulo elastico E del terreno di riferimento. Il coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo è stato assunto pali a $n = 7$ e nella definizione di J un grado di partecipazione nullo dell'alone esterno di malta all'inerzia del manufatto (vedi Tabella 26.3).

L'assunzione $n = 7$, ritenuta in genere valida per carichi di rapida applicazione, implica che si prescinde dai fenomeni lenti viscosi, in virtù dell'adozione di malte stabilizzate ai fini del ritiro e del fluage.

25.5 VERIFICA SLU DI RESISTENZA DELLA SEZIONE PER CARICHI ASSIALI

Le analisi di resistenza della sezione vengono condotte impegnando la struttura metallica ed il nocciolo di malta interno, mentre si trascura il contributo offerto dalla corteccia di malta esterna, in quanto al contatto con l'ambiente esterno le inclusioni e i dilavamenti locali sono assai probabili.

La trattazione del problema viene sviluppata a mezzo delle formule e delle grandezze di seguito introdotte:

$$P_{\lim} = f_{yd} \cdot A_{aid}$$

dove:

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1}$ = tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo;

f_{yk} = resistenza di snervamento dell'acciaio;

γ_{M1} = coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza delle membrature (Tabella 4.2.V NTC 2008);

$A_{aid} = \frac{\pi}{4} \cdot \left(d_e^2 - d_i^2\right) + \frac{\pi}{4} \cdot \frac{1}{n} \cdot d_i^2 \cdot \psi$;

d_e = diametro esterno dell'anima tubolare metallica;

d_i = diametro interno dell'anima tubolare metallica;

n = coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo;

ψ = coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo.

Il fattore ψ, in particolare, è un coefficiente di riduzione dell'efficacia statica attribuita al calcestruzzo.

Viene verificato anche il caso in cui non si ritiene affidabile il nocciolo di malta interno e si assume che a lavorare sia la sola componente metallica.

In tal caso può porsi:

$$A_{aid} = A_a = \frac{\pi}{4} \cdot \left(d_e^2 - d_i^2\right).$$

Infine vengono verificate le tensioni di compressione sul calcestruzzo (vedi Tabella 26.3).

Deve risultare:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_a}{n} \leq f_{cd} ,$$

con :

$\sigma_a = \frac{E_d}{A_{aid}}$ tensione nell'acciaio;

E_d azione sollecitante di progetto;

$f_{cd} = \frac{f_{cd} \cdot \alpha}{\gamma_c}$ tensione di progetto a compressione del calcestruzzo.

25.6 VERIFICA SLU DI RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

La resistenza di calcolo a taglio V_{Rd} vale, in assenza di torsione (cfr. §4.2.17 di NTC 2008):

$$V_{Rd} = \frac{A_V \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} ,$$

dove:

$A = \frac{\pi}{4} \cdot \left(d_e^2 - d_i^2 \right)$ area lorda della sezione del profilo;

d_e diametro esterno dell'anima tubolare metallica;

d_i diametro interno dell'anima tubolare metallica;

$A_V = 2A/\pi$ area resistente a taglio.

In particolare, la formulazione per ottenere A_V, valida per sezioni circolari cave, è desunta dal §4.2.24 di NTC 2008 (vedi Tabella 26.3).

25.7 VERIFICA SLU AL CARICO LIMITE ORIZZONTALE DEL PALO

Per pali sottoposti a carichi orizzontali, viene impiegato l'"Approccio 2" (SLU diventa A1+M1+R3).

La verifica viene condotta con riferimento al palo isolato.

Deve essere rispettata la condizione $E_d \leq R_d$, dove:

E_d valore di progetto del carico orizzontale;

R_d valore di progetto della capacità portante del palo per carichi orizzontali.

Si è adottata la procedura di seguito riportata.

1. Determinazione del valore di calcolo del carico limite per azioni orizzontali $R_{tr,cal}$. Tale grandezza è da intendersi come valore medio. Pertanto, sussiste la corrispondenza $R_{tr,cal} = \left(R_{tr,cal}\right)_{media}$.

2. Il valore caratteristico $R_{tr,k}$ è determinato a mezzo delle relazione:

$$R_{tr,k} = \frac{\left(R_{tr,cal}\right)_{media}}{\xi_3}.$$

I coefficienti di riduzione ξ_3, tratti dalla Tabella 6.4.IV al §6.4.3.1.1 di NTC 2008, permettono di tenere in conto, tramite il numero di verticali di prova indagate n, la variabilità dei terreni di fondazione. Essi vengono di seguito tabulati.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Si è adottato per $\xi_3 = 1.70$, corrispondente a $n = 1$.

3. La capacità portante di progetto per azioni orizzontali $R_{tr,d}$ è ottenuta applicando i coefficienti parziali di sicurezza γ_T del set R3 di cui in Tabella 6.4.IV al §6.4.3.1.2 di NTC 2008 al valore caratteristico $R_{tr,k}$, riportata nel seguito.

COEFFICIENTE PARZIALE **(R1)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R2)**	COEFFICIENTE PARZIALE **(R3)**
γ_T =1,0	γ_T =1,6	γ_T =1,3

Si è dunque adottato $\gamma_T = 1.3$.

Il valore della portata limite di progetto per carichi trasversali del singolo palo viene dunque valutata secondo la seguente espressione:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_T}.$$

Le analisi sono svolte mediante l'utilizzo dei fogli di calcolo riportati in Tabella 26.6 e Tabella 26.8, che permette di valutare le interazioni fra il palo sollecitato da azioni laterali ed il terreno.

È stata utilizzata la teoria sviluppata da Broms (1964), che si basa sulle seguenti ipotesi:

- palo immerso in un terreno omogeneo
- comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido perfettamente plastico;
- forma della sezione trasversale del palo ininfluente, è importante solo da dimensione d della sezione del palo.
- comportamento flessione del palo di tipo rigido-perfettamente plastico e cioè assume che le rotazioni elastiche del palo siano trascurabili finchè il momento flettente non attinga il valore M_y di plasticizzazione. A questo punto si forma nella sezione una "cerniera plastica", perciò la rotazione continua indefinitamente sotto momento costante.

Si è considerata la testa del palo impedita di ruotare.

La verifica viene effettuata con riferimento alle **condizioni drenate**.

La **rottura in condizioni drenate**, la resistenza viene espressa in termini di tensioni efficaci.

Il diagramma di distribuzione della resistenza lungo il fusto del palo è illustrato in Figura 25.1 ("terreni incoerenti").

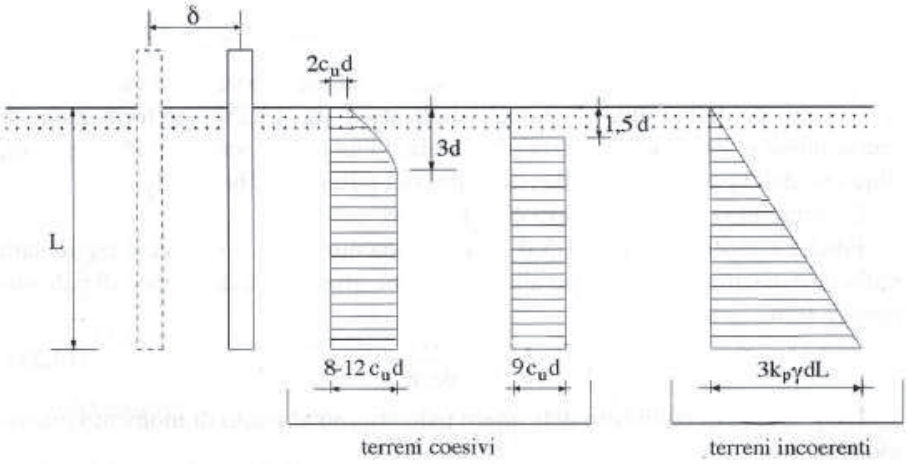


Figura 25.1 – Diagramma di distribuzione della resistenza trasversale p.

I possibili meccanismi di rottura sono presentati in Figura 25.2 (palo "corto", "intermedio" e "lungo").

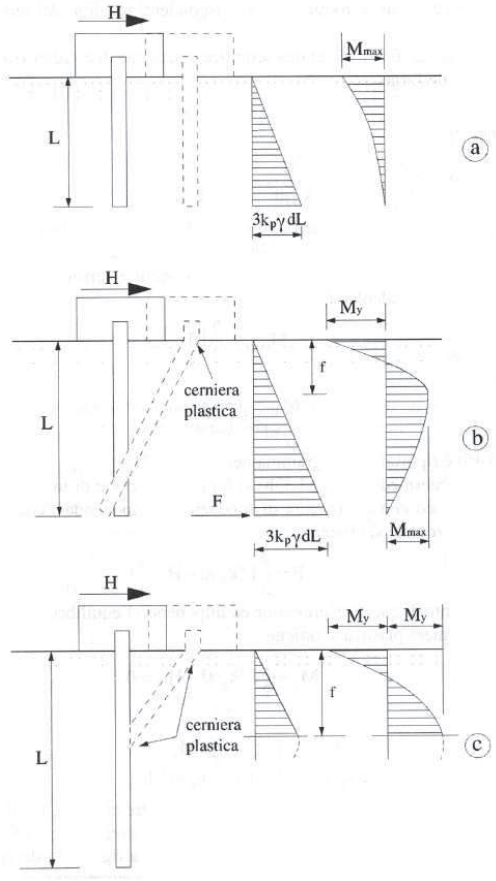


Figura 25.2 – Rottura drenata: possibili meccanismi di rottura.

Le equazioni risolventi per il carico limite drenato nei tre casi vengono di seguito riportate.

- palo "corto" $\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1.5(\frac{L}{d})^2$;
- palo "intermedio" $\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2}(\frac{L}{d})^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\frac{d}{L}$;
- palo "lungo" $\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{(3.676\frac{M_y}{k_p \gamma d^4})^2}$.

25.8 VERIFICA SLU A FLESSIONE DEL PALO.

Deve risultare $M_{Ed} \leq M_{Rd}$, con M_{Ed} massimo valore del momento flettente sollecitante e M_{Rd} momento resistente di progetto.

Il calcolo di M_{Rd} viene eseguito congruentemente ai consueti metodi della Scienza delle Costruzioni per sezioni presso-inflesse (vedi Tabella 26.12).

25.9 VERIFICA SLU DI STABILITÀ GLOBALE "LOCALE".

25.9.1 Approccio normativo

Le verifiche vengono condotte in ottemperanza al D.M. 14/01/2008 ("NTC2008") con il metodo degli stati limite ultimi SLU (sicurezza nei confronti della rottura).

Sono state condotte due differenti serie di analisi, statiche SLU e pseudostatiche SLV.

La valutazione del grado di sicurezza è avvenuta con riferimento a quanto disposto nell'impianto normativo NTC 2008 al § 6.8.2 per le analisi statiche e al § 7.11.3.5 e § 7.11.4 per le verifiche sismiche.

La verifica SLU/SLV è soddisfatta se avviene il rispetto della condizione $E_d \leq R_d$, con E_d valore di progetto dell'azione o del suo effetto e R_d valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Di seguito, limitatamente al caso di interesse, si riassumono i valori numerici dei coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) e sui materiali (γ_M) in accordo con NTC 2008.

CASO	AZIONI – γ_F				PROPRIETÀ TERRENO - γ_M		
	Permanenti		Variabili				
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli	Tan ϕ'	c'	γ
SLU A2+M2+R2	1.0	1.0	1.3	0	1.25	1.25	1.0
SLV	1.0	1.0	1.0	0	1.25	1.25	1.0

Tabella 25.1 – Approccio di calcolo e coefficienti parziali di sicurezza.

La resistenza di progetto R_d del sistema geotecnico viene dedotta come (cfr. §6.2.3.1 di NTC2008):

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \cdot R\left[\gamma_F \cdot F_k ; \frac{X_k}{\gamma_M} ; a_d \right]$$

Il coefficiente di sicurezza parziale γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema, coerentemente con il set R2 relativamente alle condizioni di stabilità dei fronti di scavo, è pari a 1.1.

Ciò sta a significare che, una volta amplificate le azioni e parzializzate le caratteristiche geotecniche dei terreni nei modi sopra precisati, **si adotta un coefficiente di sicurezza minimo pari a $FS_{adm}=\gamma_R=1.1$, in condizioni statiche e pseudostatiche**.

25.9.2 Metodi di analisi e codice di calcolo

Le verifiche di stabilità sono state realizzate con i **metodi all'equilibrio limite**.

Il codice di calcolo utilizzato per effettuare le analisi è **SLIDE 6.0,** prodotto da **ROCSCIENCE Inc.**.

Esso è in grado di fornire una soluzione generale del problema bidimensionale di stabilità, ricavandone il coefficiente di sicurezza FS come il fattore di cui deve essere ridotta la resistenza disponibile lungo la superficie di rottura per portare la massa potenzialmente instabile in uno stato di equilibrio limite.

La valutazione del coefficiente di sicurezza viene effettuata per tentativi, generando un gran numero di superfici di scivolamento con un algoritmo pseudo-casuale.

Nelle analisi di stabilità è stato utilizzato il metodo **GLE** (General Limit Equilibrium – FREDLUND e KRAHN, 1977), basato sul contemporaneo equilibrio delle forze e dei momenti e facente parte della famiglia dei cosiddetti metodi delle strisce.

Il calcolo viene effettuato in modo iterativo, calcolando i fattori di sicurezza rispetto all'equilibrio globale delle forze e dei momenti (F_f e F_m), fino ad ottenere una soddisfacente convergenza dei risultati, con la restituzione di un unico coefficiente di sicurezza FS.

Le ipotesi di calcolo e i fondamenti teorici del metodo sono diffusamente presenti in letteratura, alla quale si rimanda per un inquadramento metodologico di dettaglio.

Le ipotetiche superfici di rottura sono state fornite al programma tramite una griglia di centri di rotazione e delle condizioni di vincolo, consistenti in intervalli sulla superficie topografica che fissano le zone di immersione (a monte della paratia) e di riaffioramento (a valle della struttura) delle superfici di scorrimento plausibili per la geometria esaminata.

Il software sottopone a verifica tutta la famiglia di superfici cinematicamente compatibili con le condizioni a contorno imposte, fino ad individuare la superficie di minima resistenza.

Le analisi di stabilità sono state eseguite nelle condizioni di lungo termine per la sola condizione statica, utilizzando il criterio di rottura di Mohr-Coulomb espresso in termini di tensioni efficaci.

Le analisi in condizioni sismiche SLV, sono state eseguite in condizioni non drenate condizioni

25.9.3 Azioni sismiche

Le azioni indotte dal sisma, tipicamente dinamiche, sono state simulate attraverso un insieme di forze statiche equivalenti all'azione inerziale ("metodo pseudo-statico"). Tali forze sono proporzionali, per il tramite di due coefficienti sismici k_h e $k_v = \pm 0.5 k_h$, al peso della massa potenzialmente instabile delimitata dalla superficie di scorrimento. Nelle verifiche condotte con i metodi delle strisce, ai quali appartiene il metodo GLE, la forza statica equivalente viene applicata al baricentro di ciascuna striscia.

In particolare, per l'azione sismica verticale, si è valutato il solo caso in cui essa sia rivolta nel senso opposto alla gravità ($k_v < 0$), visto che l'assunzione di k_v positivo conduce a risultati per lo più meno gravosi e comunque confrontabili. Si riportano in Tabella 25.2 le grandezze sismiche specializzati per fronti di scavo e relativi al periodo di ritorno T_R associato allo stato limite di salvaguardia della vita SLV, ricavati a partire dalla caratterizzazione di pericolosità sismica del sito.

Cat. Sott.	Muri	Classe d'uso	Stato limite	V_N	C_U	V_R	P_{VR}	T_R	a_g	S_s	S_T	S	a_{max}	β_s	$k_{h,s}$	$k_{v,s}$
	-	-	-	anni	-	anni	-	anni	g	-	-	-	g	-	-	-
B	OS07,OS20	IV	SLV	50	2.0	100	10%	949	0.603	1.194	1.0	1.000	0.720	1.00	0.072	0.036
A	OS14	IV	SLV	50	2.0	100	10%	949	0.603	1.000	1.0	1.000	0.603	1.00	0.060	0.030

Tabella 25.2 – Grandezze sismiche.

dove:

V_N vita nominale;

C_U coefficiente d'uso;

V_R vita di riferimento;

P_{VR} probabilità di superamento nel periodo di riferimento;

a_g accelerazione sismica massima attesa di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale;

S_S coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T coefficiente di amplificazione topografica;

$S = S_S \cdot S_T$;

$a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$;

β_s coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito per fronti di scavo (come indicato al §7.11.4 di NTC 2008 mutuato dalle prescrizioni di cui al §7.11.3.5.2 per i penddi naturali);

$k_{h,s}$ coefficiente pseudostatico orizzontale per fronti di scavo;

$k_{v,s}$ coefficiente pseudostatico verticale per fronti di scavo.

In definitiva si sono adottati i coefficienti pseudostatici $k_{h,s} = 0.072$ e $k_{v,s} = -0.036$ per il muro OS07 con fondazioni profonde in micropali e OS20 con fondazioni profonde in pali di grande diametro e $k_{h,s} = 0.1085$ e $k_{v,s} = -0.054$ per il muro OS14 a fondazioni dirette.

25.9.4 Sezioni di verifica e stratigrafie di progetto

Le verifiche di stabilità sono state eseguite su una sezione rappresentativa rispettivamente per il muro avente massima altezza con fondazione dirette OS14, per il muro avente massima altezza con fondazione profonde su micropali OS07 e per il muro avente massima altezza con fondazione profonde su pali OS20 (vedi figure che seguono).

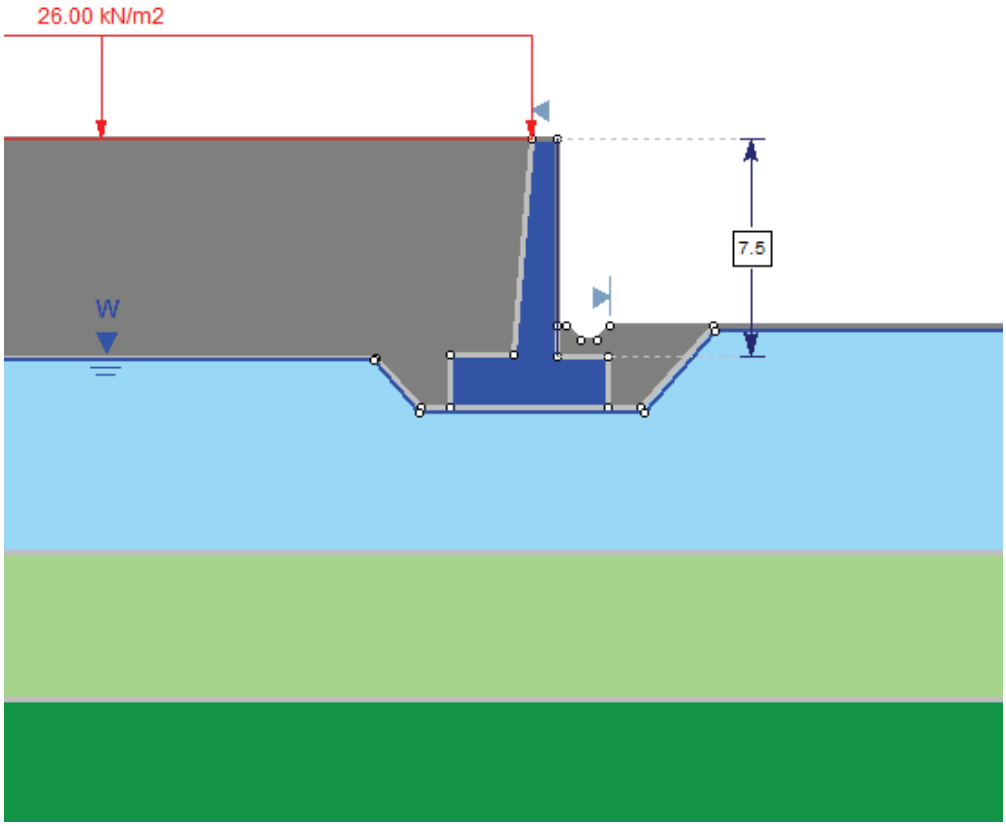


Figura 25.3 – Sezione di verifica muro OS14.

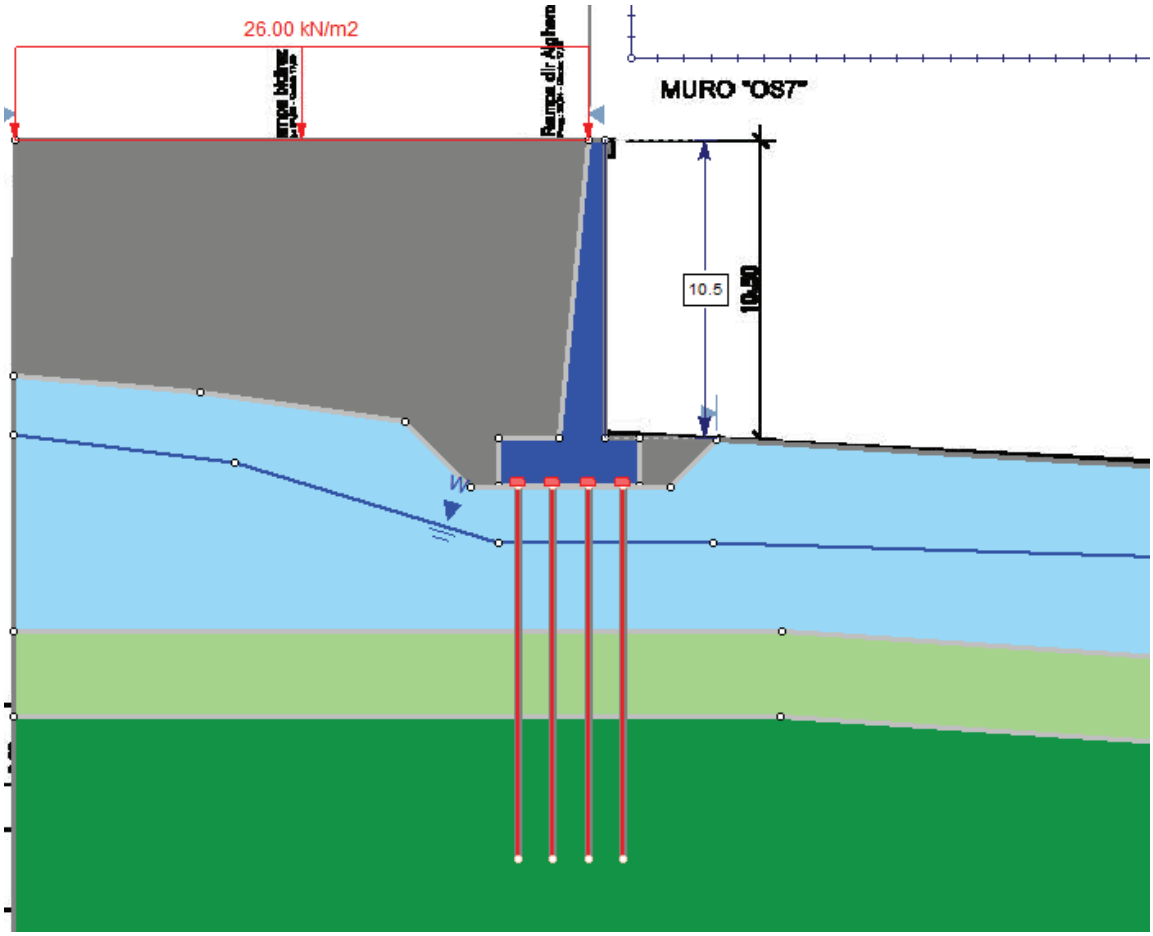


Figura 25.4 – Sezione di verifica muro OS07.

Il livello di falda schematizzato nelle figure è da intendersi rappresentativo delle condizioni idrauliche attuali ante-operam.

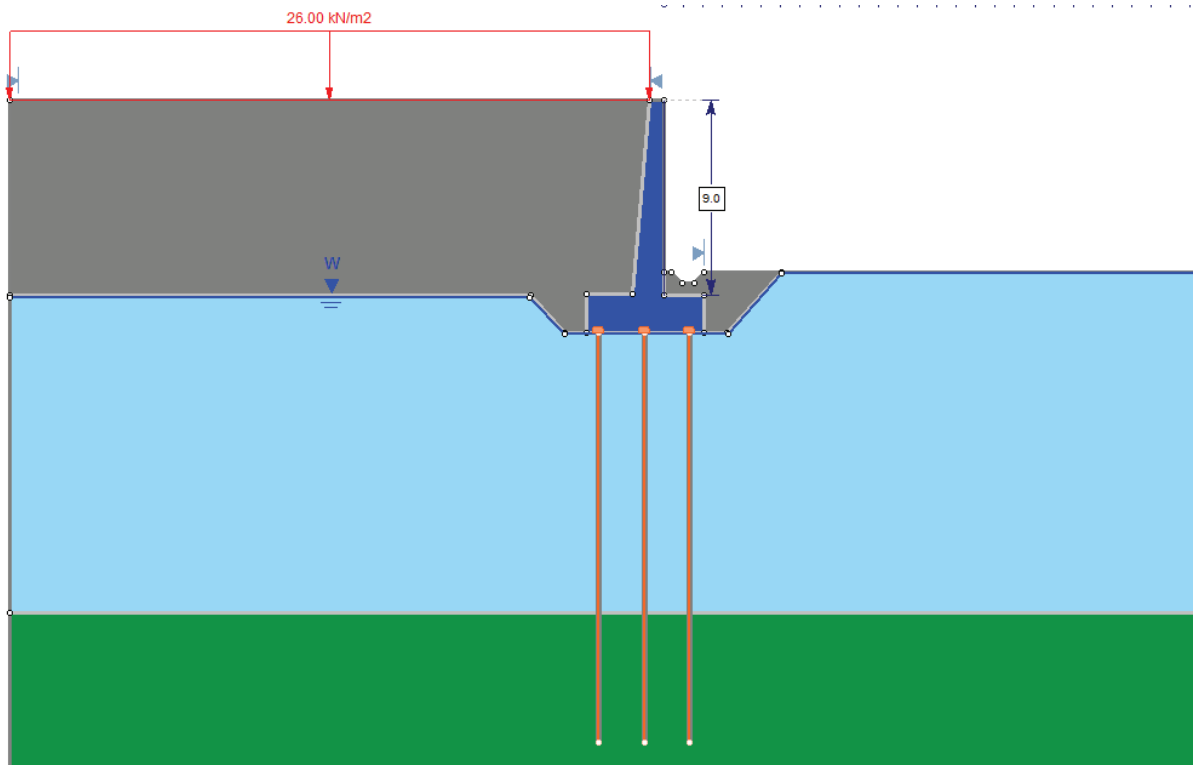


Figura 25.5 – Sezione di verifica muro OS20.

Nella tabella seguente vengono riassunte le caratteristiche geotecniche adottate nelle analisi di stabilità.

Vengono riportati tanto i valori caratteristici X_k delle proprietà del terreno che i valori di progetto X_d, con questi ultimi di diretto impiego nelle analisi geotecniche.

Unità	Colore	γ (kN/m³)	c'k (kPa)	φ'k (°)	c'd (kPa)	φ'd (°)
RIPORTO		18.0	0	35	0	29
Ug1		19	0	32	0	26.3
Ug4		19	0	32	0	26.3
Ug2-Ug3		19	0	32	0	26.3

Tabella 25.3 – Caratteristiche geotecniche per i muri OS07 e OS14 (valori caratteristici X_k e di progetto X_d).

Unità	Colore	γ (kN/m³)	c'k (kPa)	φ'k (°)	c'd (kPa)	φ'd (°)
RIPORTO		18.0	0	35	0	29
Ug1		18	10	30	8	24.6
Ug4		18	10	30	8	24.6
Ug2-Ug3		18	10	30	8	24.6

Tabella 25.4 – Caratteristiche geotecniche per i muri OS20 (valori caratteristici Xk e di progetto X_d).

Si fa notare che a vantaggio di sicurezza si sono utilizzati i parametri geotecnici dello strato superficiale (alterazione) ugualmente anche per gli altri strati.

Il livello di falda schematizzato nelle figure è da intendersi rappresentativo delle condizioni idrauliche attuali ante-operam.

25.9.5 Carichi

In Tabella 25.5 vengono riassunti il valore caratteristico Δq_k e di progetto Δq_d dei sovraccarichi considerati nelle analisi.
In particolare, per tener conto della possibile presenza di carichi variabili, si è considerato un valore caratteristico del sovraccarico agente pari a $\Delta q_k = 20kPa$.

			Δqd (kPa)				
Carico	Δqk (kPa)	Tipo	ANALISI 1	ANALISI 2	ANALISI 3	ANALISI 4	ANALISI 5
Traffico veicolare	20	Variabile	26	4	26	4	-

Tabella 25.5 – Sovraccarichi: valori caratteristici qk e di progetto qd.

25.9.6 Tabella riassuntiva dei risultati

Nelle tabelle e figure seguenti sono riportati i risultati delle verifiche di stabilità in termini di superficie critica, centro di rotazione associato, coefficiente di sicurezza minimo $FS_{\min}$ e curve di livello dei coefficienti di sicurezza ("isoasfaliche") sulla griglia dei centri delle superfici circolari analizzate.

Nelle tabelle che seguono il soddisfacimento della verifica è segnalato dalla dicitura "ok" con fondo verde.

STATICA - TENSIONI EFFICACI					
MURI	**Altezza max.**	**Combinazione**	**Fattore di sicurezza calcolato *FS***	**Fattore di sicurezza richiesto *FS adm***	**Esito verifica**
OS14	7.5m	Statica SLU A2+M2+R2	1.671	1.1	ok
		Sismica SLV M2+R2	1.325	1.1	ok
OS07	10.5m	Statica SLU A2+M2+R2	1.726	1.1	ok
		Sismica SLV M2+R2	1.638	1.1	ok
OS20	9.0m	Statica SLU A2+M2+R2	2.178	1.1	ok
		Sismica SLV M2+R2	1.991	1.1	ok

Tabella 25.6 – Condizioni Statiche: risultati delle analisi di stabilità globale .

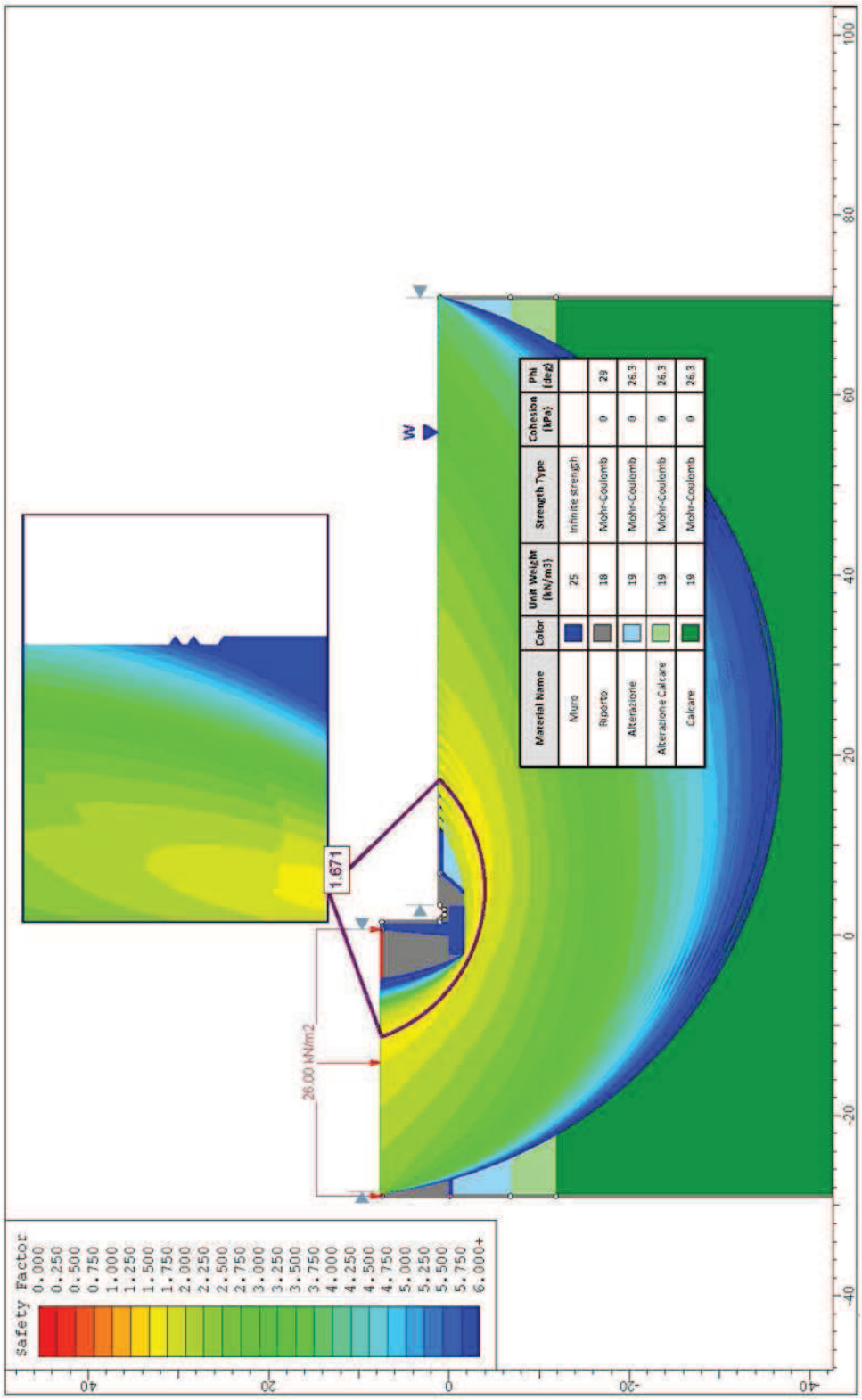


Figura 25.6 – Muro OS14: Statica SLU

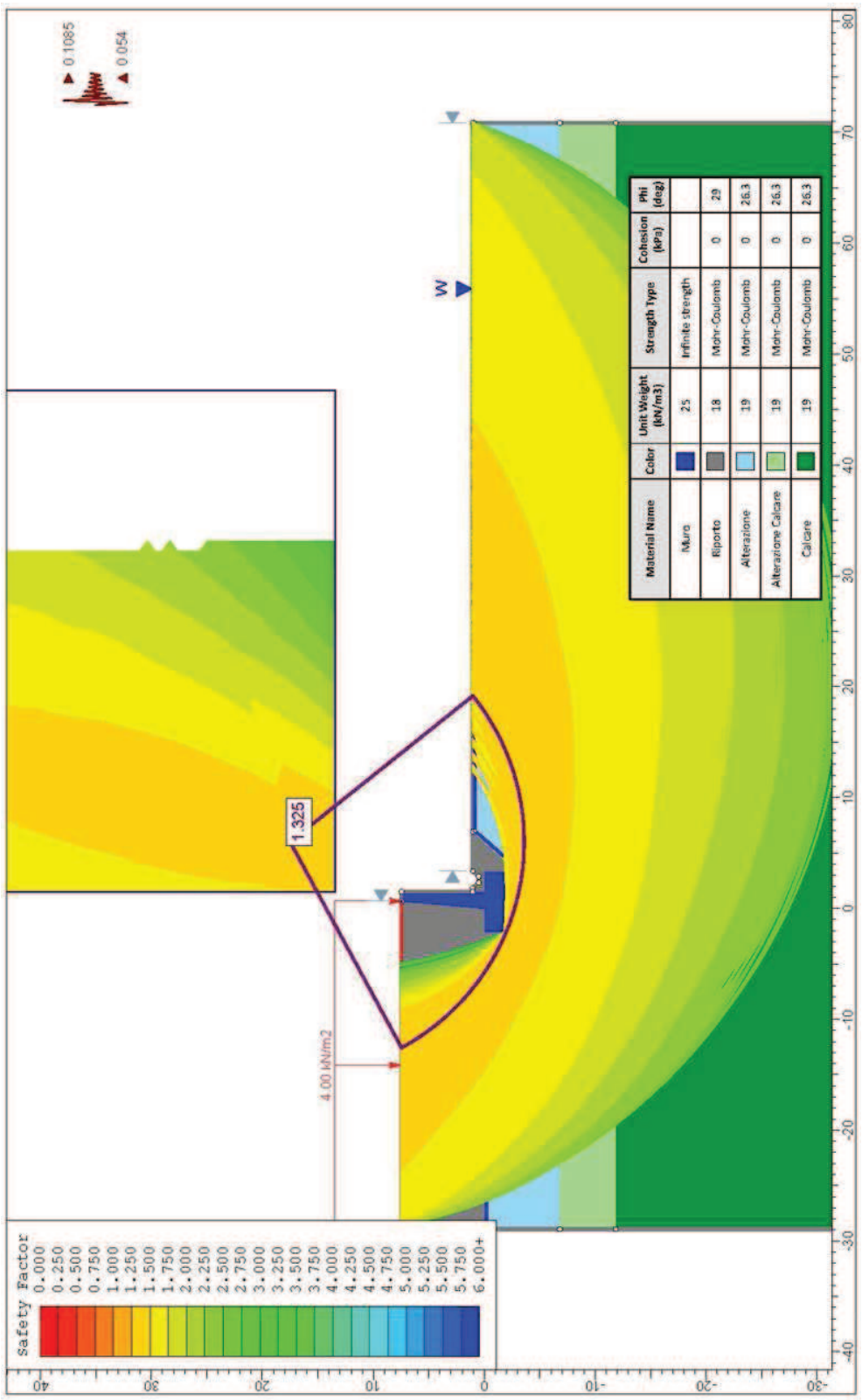


Figura 25.7 – Muro OS14: Sismica SLV

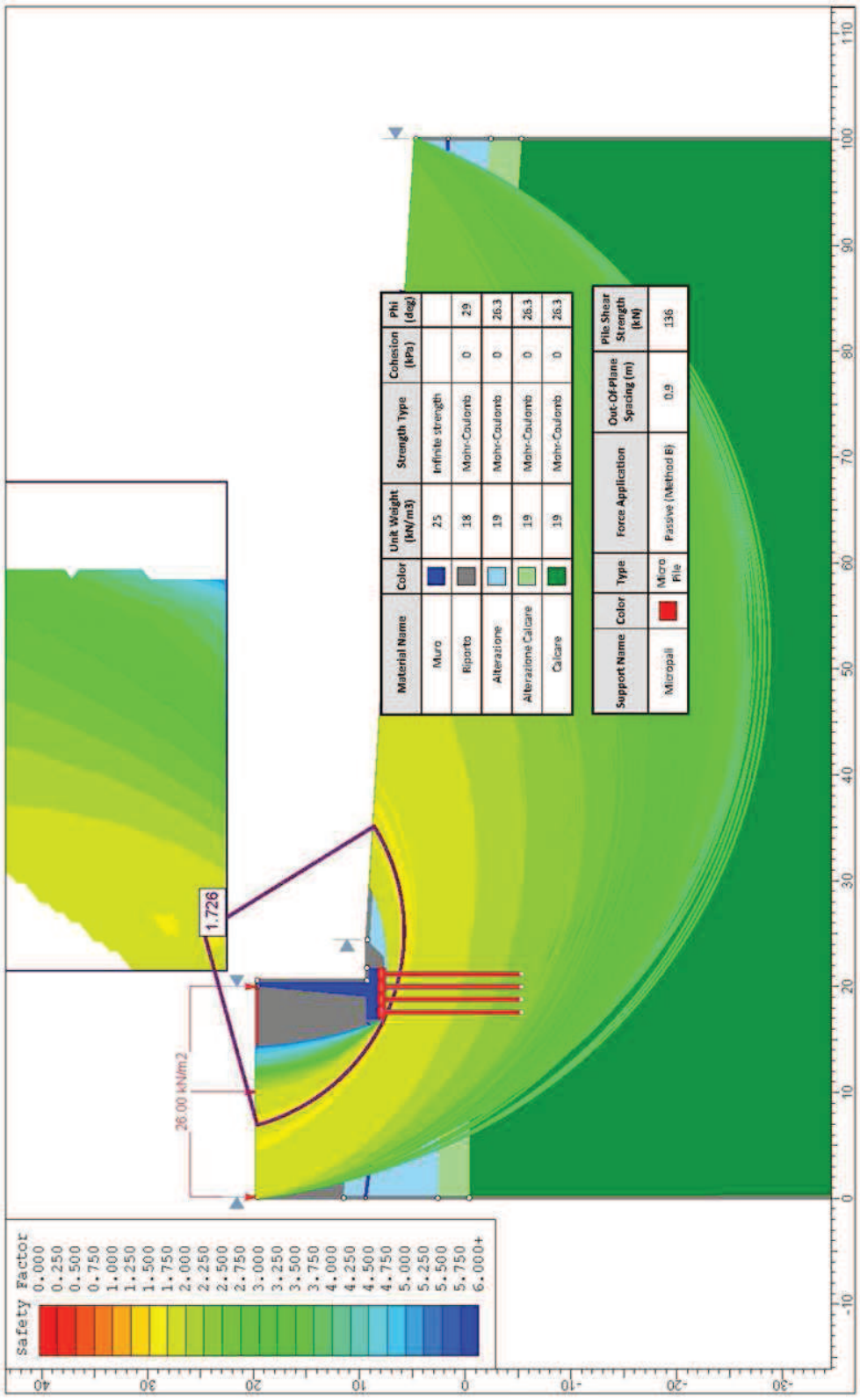


Figura 25.8 – Muro OS07: Statica SLU

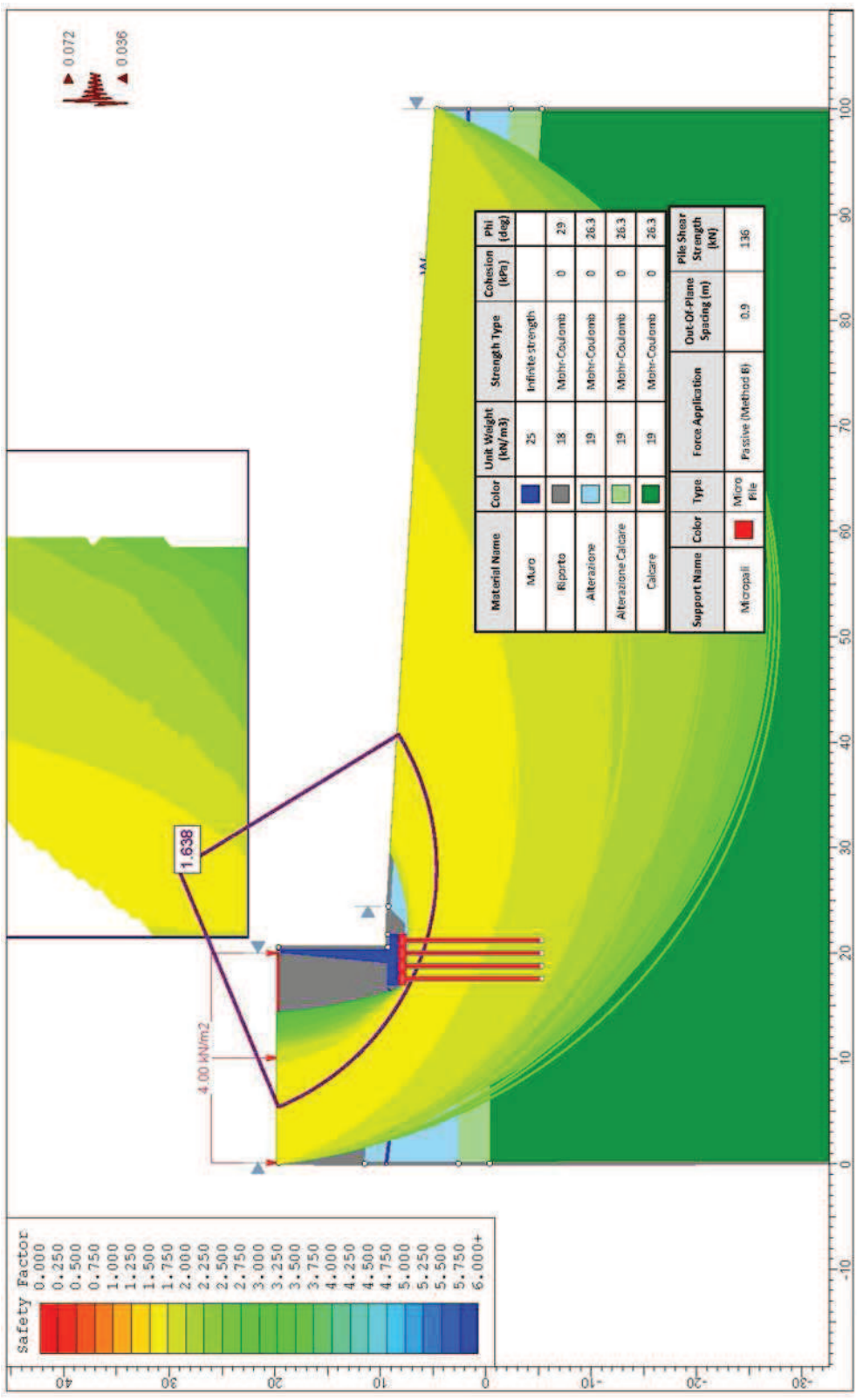


Figura 25.9 – Muro OS07: Sismica SLV

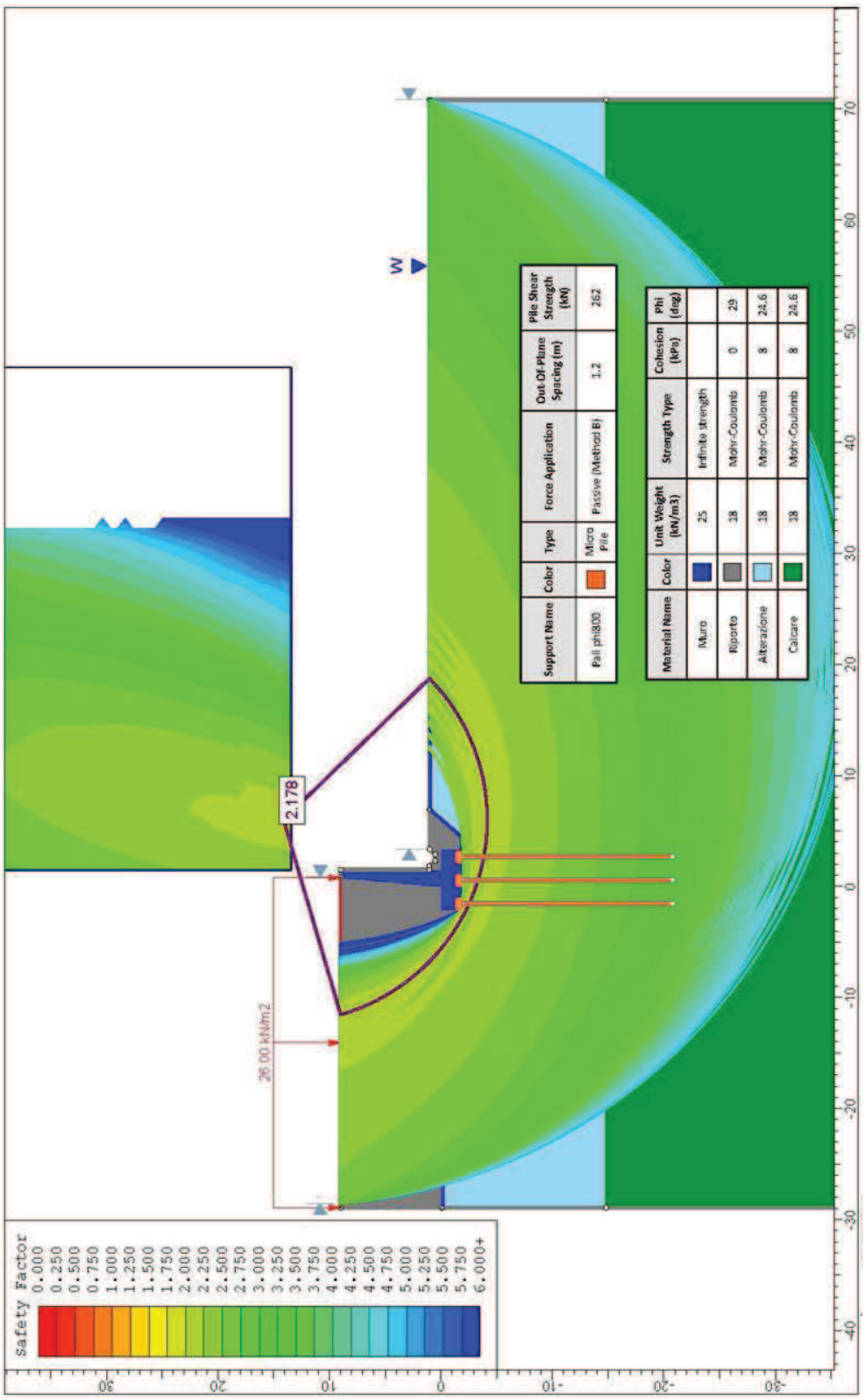


Figura 25.10 – Muro OS20: Statica SLU

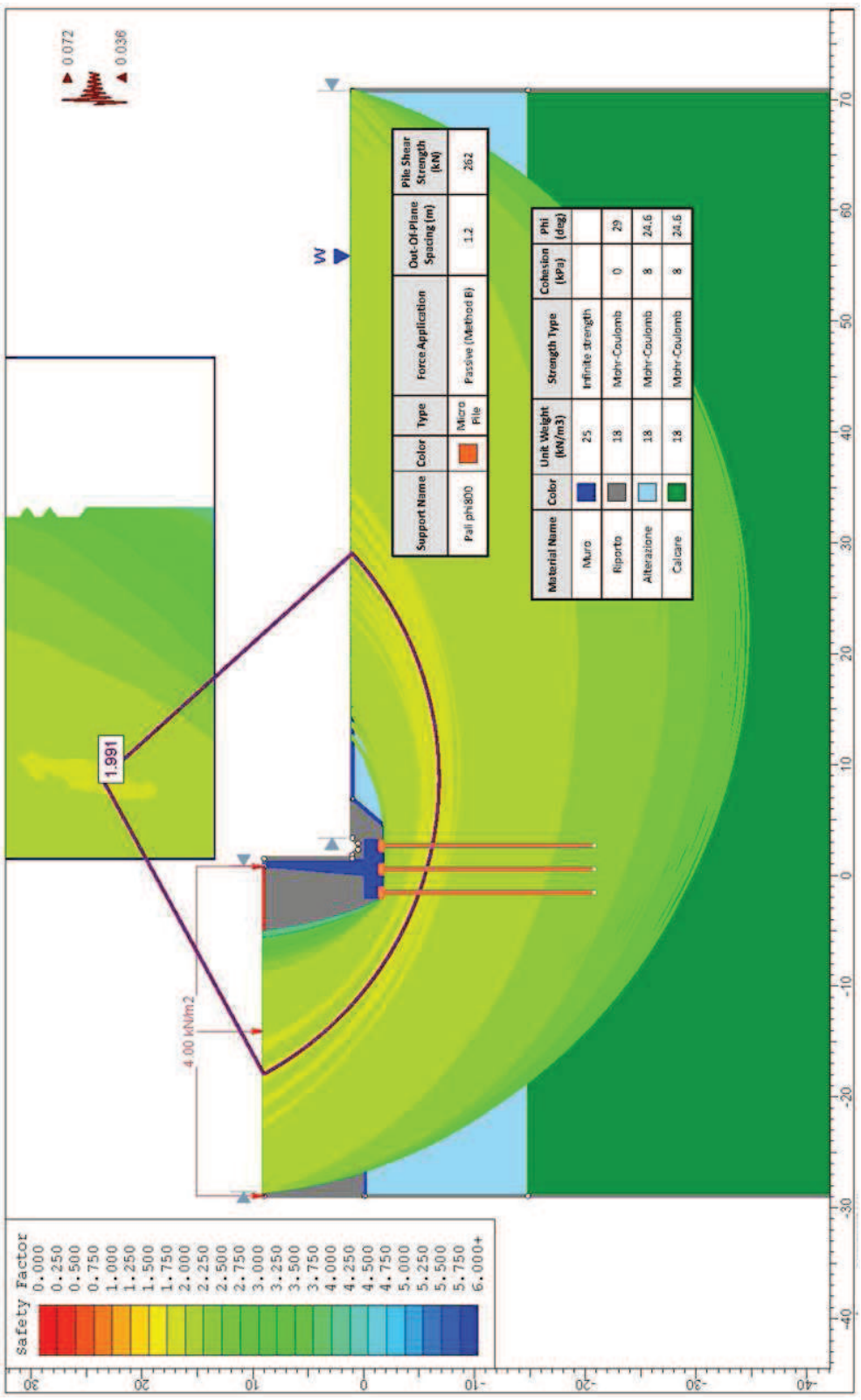


Figura 25.11 – Muro OS20: Sismica SLV

26. RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito il dettaglio dei calcoli di dimensionamento per i micropali previsti in progetto. I muri OS11, OS15 e OS20 sono stati progettati con delle fondazioni profonde su pali di grande diametro. Il processo esecutivo di calcolo viene commentato nel paragrafo §2.11.

Nei paragrafi a seguire, per ogni "tipologico", vengono illustrate le verifiche di interazione con la struttura supportata, di portanza verticale a compressione/trazione, di instabilità all'equilibrio elastico e di resistenza della sezione per carichi assiali e a taglio. Nelle immagini successive si riportano le analisi della portanza trasversale.

Ancora di seguito vengono commentati i risultati delle verifiche a flessione.

26.1 MICROPALI TIPO A, A1 E A2

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 7,5m. I muri interessati alla tipologia A sono l'OS01, OS02, OS03, OS05 e OS06, alla tipologia A1 l'OS11 e alla tipologia A2 l'OS08.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 7,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
A	OS01,OS02, OS03,OS05, OS06	13	0.3	244,5	12,5
A1	OS11	14	0.3	273	20
A2	OS08	11	0.3	244,5	12,5

Tabella 26.1 – micropali Tipo A, A1 e A2: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in Tabella 26.1 è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nella Tabella 26.2 sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	492	499	493	367
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-87	-190	-191	-58
Vmax sui micropali (KN)	95	82	88	71

Tabella 26.2 – micropali Tipo A, A1,A2: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo A, A1 e A2 vengono schematizzati nelle seguenti figure.

Figura 26.1 – micropali Tipo A: parametri dimensionanti.

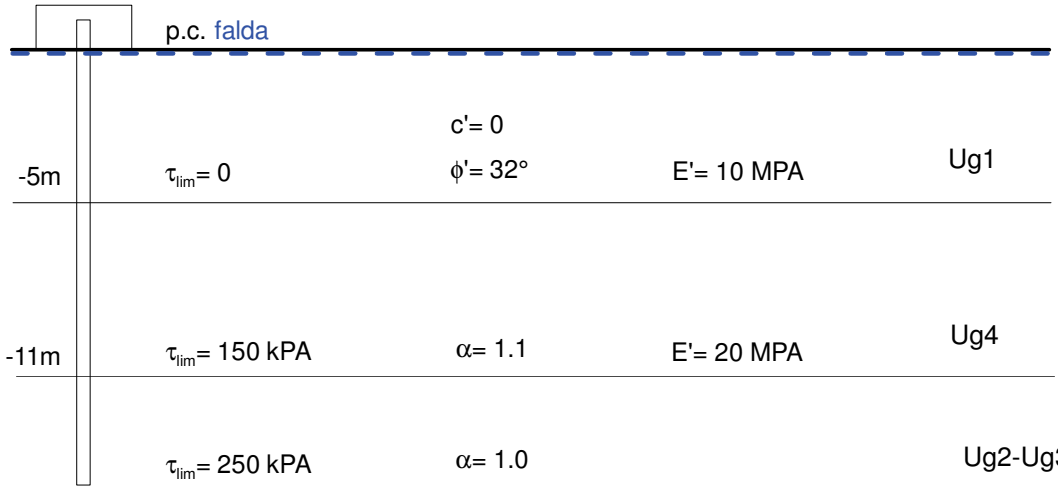


Figura 26.2 – micropali Tipo A1: parametri dimensionanti.

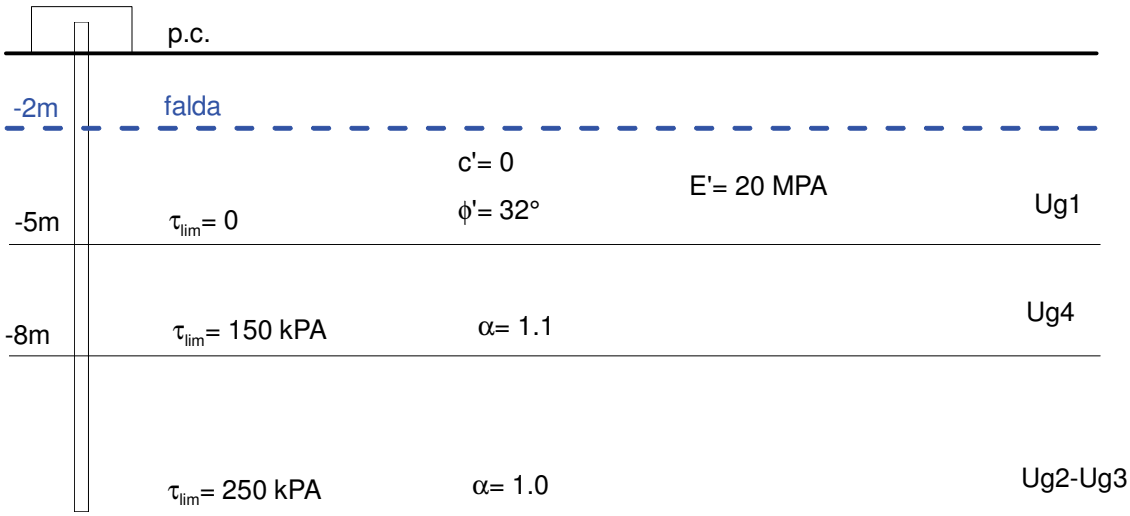


Figura 26.3 – micropali Tipo A2: parametri dimensionanti.

MURO H=7.5m(TipoA)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	5,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	14,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	115	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	58,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	19,1	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	115	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	54,1	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo

n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	9,5	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	36,7	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	32,6	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	4,7	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.3 – micropali Tipo A: risultati delle verifiche

MURO H=7.5m(TipoA1)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	8,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	15,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	6,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	118	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	60,4	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	19,1	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	6,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	118	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	55,6	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
k	3300	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	990	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo

n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3072,3	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	307,2	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	9,5	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	36,7	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	28,3	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	4,0	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.4 – micropali Tipo A1: risultati delle verifiche

MURO H=7.5m(TipoA2)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	5,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	115	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	58,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	19,1	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	115	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	54,1	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo

n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	49,9	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	9,5	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	36,7	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	28,3	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	4,0	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.5 – micropali Tipo A2: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

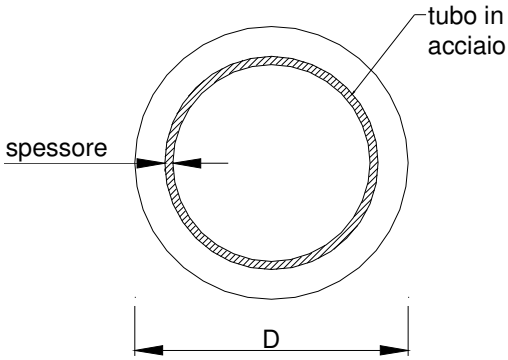
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)



Sforzo Normale = 492 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 225,1 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.6 – micropali Tipo A, A2: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

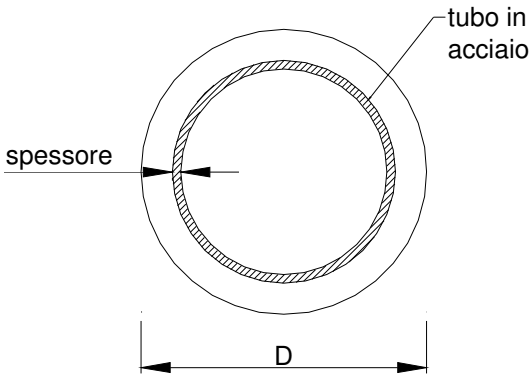
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 20,0 (mm)



Sforzo Normale = 492 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

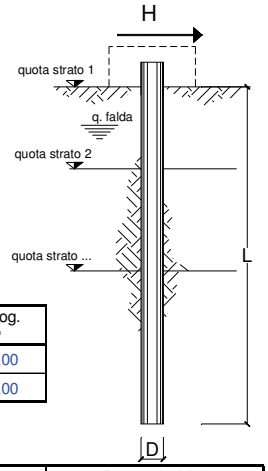
Momento di Plasticizzazione

My = 405,8 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.7 – micropali Tipo A1: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=7.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		12,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	11	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	12,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,06	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☑ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	230,7	(kN)	230,7	(kN)
Palo intermedio	845,9	(kN)	845,9	(kN)
Palo corto	2858,5	(kN)	2858,5	(kN)

H_{med} 230,7 (kN) Palo lungo — **H_{min} 230,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 135,71 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **104,39 (kN)**

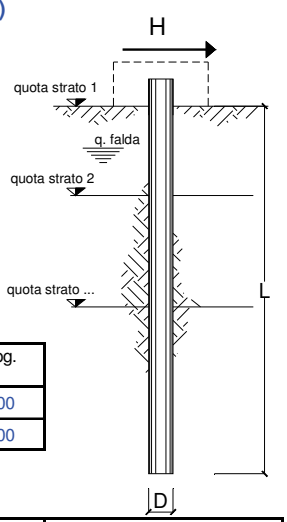
Carico Assiale Permanente (G): G = 95 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 95,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,10

Tabella 26.8 – micropali Tipo A, A2: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=7.5m (Tipo A1)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		13,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	13,9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	13,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	405,83	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	269,9	(kN)	269,9	(kN)
Palo intermedio	698,4	(kN)	698,4	(kN)
Palo corto	2546,7	(kN)	2546,7	(kN)

H_{med} 269,9 (kN) Palo lungo — **H_{min} 269,9 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 158,76 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **122,12 (kN)**

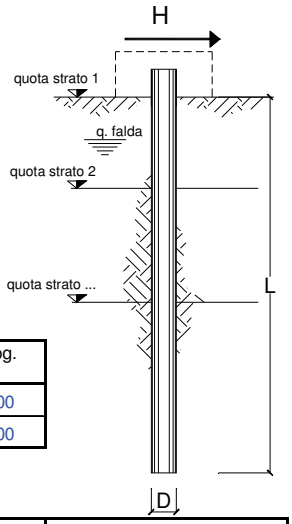
Carico Assiale Permanente (G): G = 95 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 95,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,29

Tabella 26.9 – micropali Tipo A1: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=7.5m(Tipo A2)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		10,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	10,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,06	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	230,7	(kN)	230,7	(kN)
Palo intermedio	639,2	(kN)	639,2	(kN)
Palo corto	2119,8	(kN)	2119,8	(kN)

H_{med} **230,7 (kN) Palo lungo** H_{min} **230,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 135,71 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **104,39 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 95 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **95,00 (kN)**

FS = Hd / Fd = 1,10

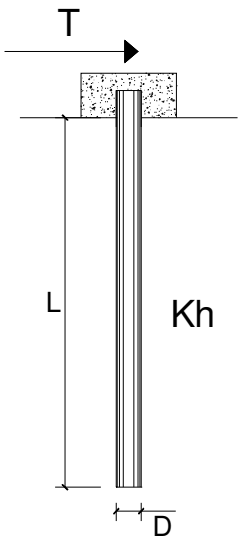
Tabella 26.10 – micropali Tipo A2: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, della rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO H=7.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	12,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	95	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,699	46,87	0,00000	39,381	-95,000
0,26	0,645	43,20	-0,00378	18,630	-66,252
0,52	0,524	35,10	-0,00528	4,851	-41,424
0,77	0,385	25,77	-0,00533	-3,232	-22,221
1,03	0,255	17,11	-0,00460	-7,112	-8,763
1,29	0,150	10,03	-0,00356	-8,185	-0,298
1,55	0,072	4,81	-0,00249	-7,599	4,288
1,81	0,020	1,33	-0,00157	-6,207	6,141
2,06	-0,011	-0,73	-0,00085	-4,579	6,263

2,32	-0,026	-1,73	-0,00034	-3,055	5,441
2,58	-0,030	-2,02	-0,00002	-1,804	4,227
2,84	-0,028	-1,89	0,00015	-0,877	2,976
3,10	-0,023	-1,55	0,00023	-0,255	1,882
3,35	-0,017	-1,15	0,00023	0,115	1,028
3,61	-0,012	-0,77	0,00020	0,297	0,424
3,87	-0,007	-0,46	0,00016	0,353	0,040
4,13	-0,003	-0,23	0,00011	0,333	-0,172
4,39	-0,001	-0,07	0,00007	0,275	-0,262
4,64	0,000	0,03	0,00004	0,205	-0,272
4,90	0,001	0,07	0,00002	0,138	-0,240
5,16	0,001	0,09	0,00000	0,083	-0,188
5,42	0,001	0,08	-0,00001	0,041	-0,134
5,68	0,001	0,07	-0,00001	0,013	-0,085
5,93	0,001	0,05	-0,00001	-0,004	-0,047
6,19	0,001	0,03	-0,00001	-0,012	-0,020
6,45	0,000	0,02	-0,00001	-0,015	-0,003
6,71	0,000	0,01	-0,00001	-0,015	0,007
6,97	0,000	0,00	0,00000	-0,012	0,011
7,22	0,000	0,00	0,00000	-0,009	0,012
7,48	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,011
7,74	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,008
8,00	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,006
8,26	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
8,51	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
8,77	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
9,03	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,29	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,55	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,80	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
10,06	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,32	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,58	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,84	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,09	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,35	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,61	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,87	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,13	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,38	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,64	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

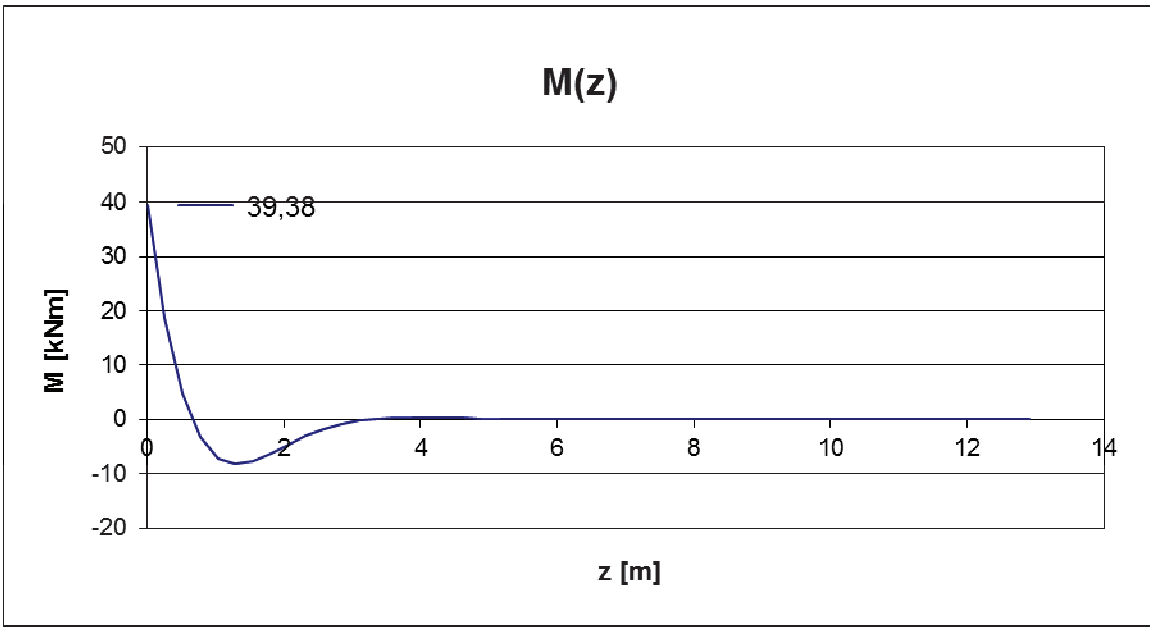


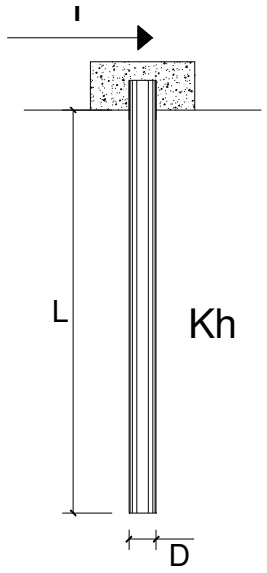
Tabella 26.11 – micropali Tipo A: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	39	**5,84**

Tabella 26.12 – micropali Tipo A: risultati della verifica

OPERA: MURO H=7.5m(Tipo A1)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,02	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,233	(m)
Lunghezza del palo (L)	13,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	33	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	95	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	12798	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	115,65	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,912	30,09	0,00000	54,932	-95,000
0,28	0,867	28,61	-0,00295	31,668	-72,553
0,56	0,761	25,10	-0,00451	14,406	-52,080
0,83	0,626	20,65	-0,00506	2,424	-34,688
1,11	0,485	16,02	-0,00494	-5,205	-20,783
1,39	0,354	11,70	-0,00442	-9,449	-10,296
1,67	0,241	7,97	-0,00370	-11,214	-2,877
1,95	0,149	4,93	-0,00291	-11,286	1,972
2,22	0,079	2,61	-0,00216	-10,306	4,791
2,50	0,028	0,94	-0,00150	-8,762	6,099
2,78	-0,006	-0,18	-0,00096	-7,012	6,353
3,06	-0,026	-0,86	-0,00053	-5,293	5,933
3,34	-0,036	-1,20	-0,00022	-3,748	5,134
3,61	-0,039	-1,30	-0,00001	-2,453	4,173
3,89	-0,038	-1,24	0,00012	-1,429	3,200
4,17	-0,033	-1,10	0,00019	-0,666	2,307
4,45	-0,027	-0,91	0,00022	-0,134	1,546
4,73	-0,021	-0,71	0,00021	0,207	0,935
5,00	-0,016	-0,52	0,00019	0,400	0,472
5,28	-0,011	-0,35	0,00016	0,482	0,143

5,56	-0,007	-0,22	0,00013	0,489	-0,074
5,84	-0,004	-0,12	0,00010	0,449	-0,201
6,12	-0,001	-0,04	0,00007	0,384	-0,261
6,39	0,000	0,01	0,00004	0,308	-0,275
6,67	0,001	0,04	0,00002	0,234	-0,258
6,95	0,002	0,05	0,00001	0,166	-0,225
7,23	0,002	0,06	0,00000	0,109	-0,183
7,51	0,002	0,05	0,00000	0,064	-0,141
7,78	0,001	0,05	-0,00001	0,031	-0,102
8,06	0,001	0,04	-0,00001	0,007	-0,069
8,34	0,001	0,03	-0,00001	-0,008	-0,042
8,62	0,001	0,02	-0,00001	-0,017	-0,022
8,90	0,000	0,02	-0,00001	-0,021	-0,007
9,17	0,000	0,01	-0,00001	-0,021	0,003
9,45	0,000	0,01	0,00000	-0,020	0,008
9,73	0,000	0,00	0,00000	-0,017	0,011
10,01	0,000	0,00	0,00000	-0,014	0,012
10,29	0,000	0,00	0,00000	-0,010	0,011
10,56	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,010
10,84	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,008
11,12	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,006
11,40	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,005
11,68	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
11,95	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
12,23	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
12,51	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
12,79	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
13,07	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
13,34	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
13,62	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
13,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

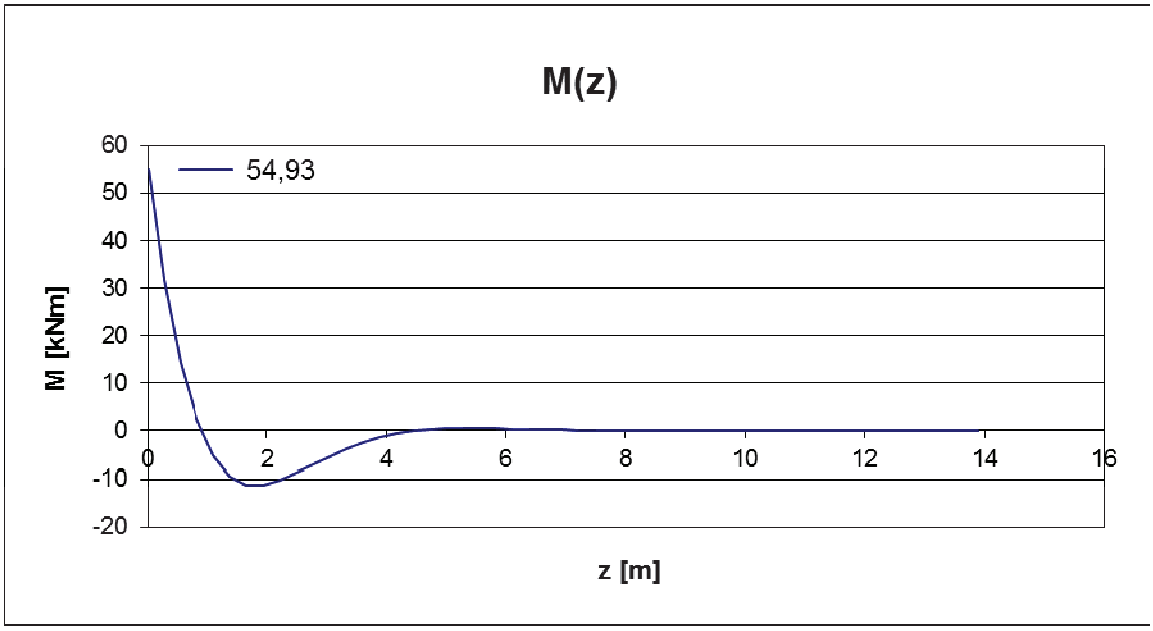


Tabella 26.13 – micropali Tipo A1: andamento del momento M con la profondità z

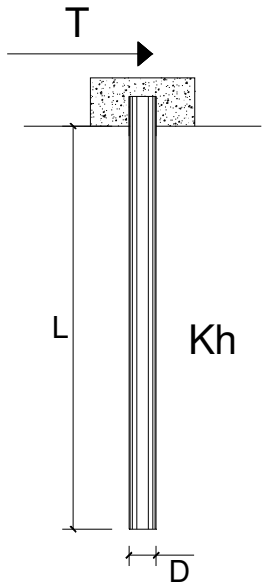
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	20,0	233,00	159,0	1283	355	434	55	**7,89**

Tabella 26.14 – micropali Tipo A1: risultati della verifica

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO H=7.5m(Tipo A2)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	-0,006	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	95	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	17542	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	107,76	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,538	36,06	0,00000	51,184	-95,000
0,22	0,519	34,77	-0,00164	32,556	-76,017
0,44	0,471	31,59	-0,00262	17,950	-58,269
0,65	0,408	27,35	-0,00311	7,004	-42,530
0,87	0,339	22,70	-0,00322	-0,768	-29,185
1,09	0,270	18,07	-0,00308	-5,902	-18,329
1,31	0,206	13,78	-0,00278	-8,933	-9,860
1,53	0,149	9,99	-0,00239	-10,358	-3,550
1,74	0,101	6,80	-0,00198	-10,617	0,897
1,96	0,063	4,21	-0,00157	-10,079	3,805
2,18	0,033	2,21	-0,00119	-9,047	5,491
2,40	0,011	0,72	-0,00086	-7,753	6,248
2,62	-0,005	-0,32	-0,00058	-6,371	6,336
2,83	-0,015	-0,99	-0,00035	-5,023	5,971
3,05	-0,021	-1,38	-0,00018	-3,788	5,328
3,27	-0,023	-1,54	-0,00005	-2,710	4,543
3,49	-0,023	-1,54	0,00004	-1,810	3,715

3,71	-0,022	-1,45	0,00009	-1,089	2,914
3,92	-0,019	-1,28	0,00013	-0,534	2,185
4,14	-0,016	-1,09	0,00014	-0,129	1,553
4,36	-0,013	-0,89	0,00014	0,151	1,027
4,58	-0,010	-0,69	0,00013	0,327	0,607
4,80	-0,008	-0,52	0,00011	0,422	0,287
5,01	-0,005	-0,36	0,00010	0,458	0,054
5,23	-0,004	-0,24	0,00008	0,451	-0,105
5,45	-0,002	-0,14	0,00006	0,417	-0,205
5,67	-0,001	-0,06	0,00004	0,365	-0,257
5,89	0,000	-0,01	0,00003	0,307	-0,275
6,10	0,000	0,03	0,00002	0,247	-0,268
6,32	0,001	0,05	0,00001	0,191	-0,246
6,54	0,001	0,06	0,00000	0,141	-0,215
6,76	0,001	0,07	0,00000	0,098	-0,179
6,98	0,001	0,07	0,00000	0,063	-0,144
7,19	0,001	0,06	0,00000	0,035	-0,111
7,41	0,001	0,05	-0,00001	0,014	-0,081
7,63	0,001	0,04	-0,00001	-0,001	-0,056
7,85	0,001	0,03	-0,00001	-0,011	-0,035
8,07	0,000	0,03	-0,00001	-0,016	-0,019
8,28	0,000	0,02	0,00000	-0,019	-0,007
8,50	0,000	0,01	0,00000	-0,020	0,001
8,72	0,000	0,01	0,00000	-0,019	0,007
8,94	0,000	0,00	0,00000	-0,017	0,010
9,16	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,012
9,37	0,000	0,00	0,00000	-0,012	0,012
9,59	0,000	0,00	0,00000	-0,010	0,011
9,81	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,010
10,03	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,009
10,25	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,007
10,46	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,006
10,68	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
10,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003

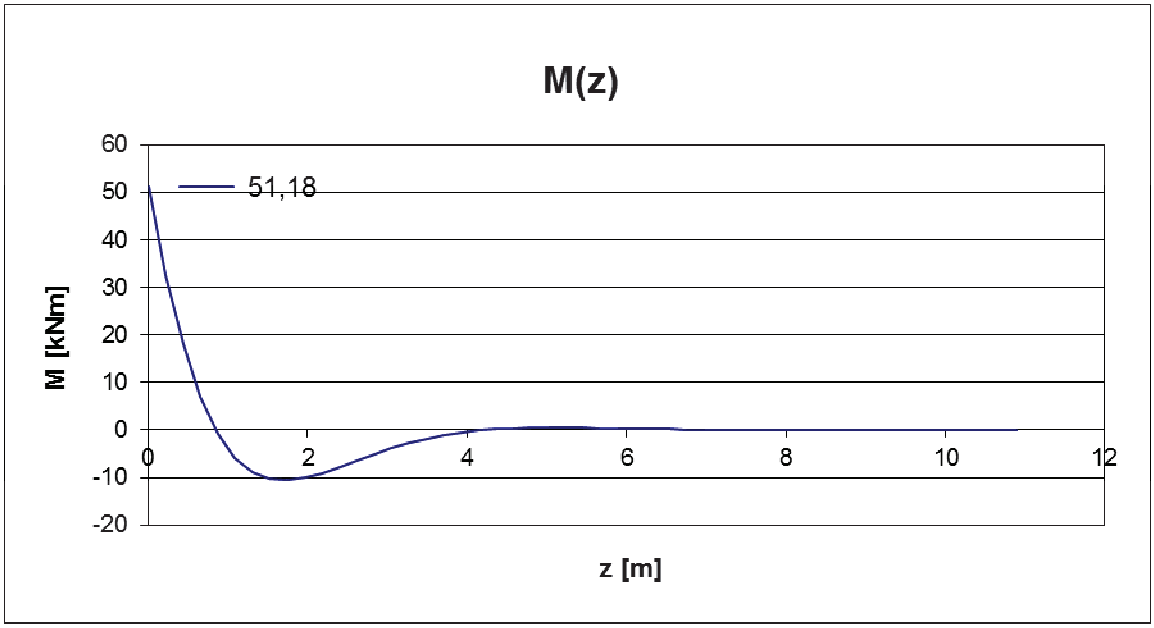


Tabella 26.15 – micropali Tipo A2: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	51	**4,46**

Tabella 26.16 – micropali Tipo A2: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.2 MICROPALI TIPO B E B1.

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 6,5m. I muri interessati alla tipologia B sono l'OS01, OS03, OS05 e OS06, OS08, alla tipologia B1 l'OS08.
Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 6,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
B	OS01,OS03, OS05,OS06	12	0.3	244,5	12,5
B1	OS08	10	0.3	244,5	12,5

Tabella 26.17 – micropali Tipo B,B1: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in Tabella 26.17 è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).
Nella Tabella 26.18 sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**
N max sul micropalo di valle (KN)	386	418	372	288
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-12	-133	-95	-3
Vmax sui micropali (KN)	77	69	70	57

Tabella 26.18 – micropali Tipo B,B1: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo B, B1 vengono schematizzati nelle seguenti figure.

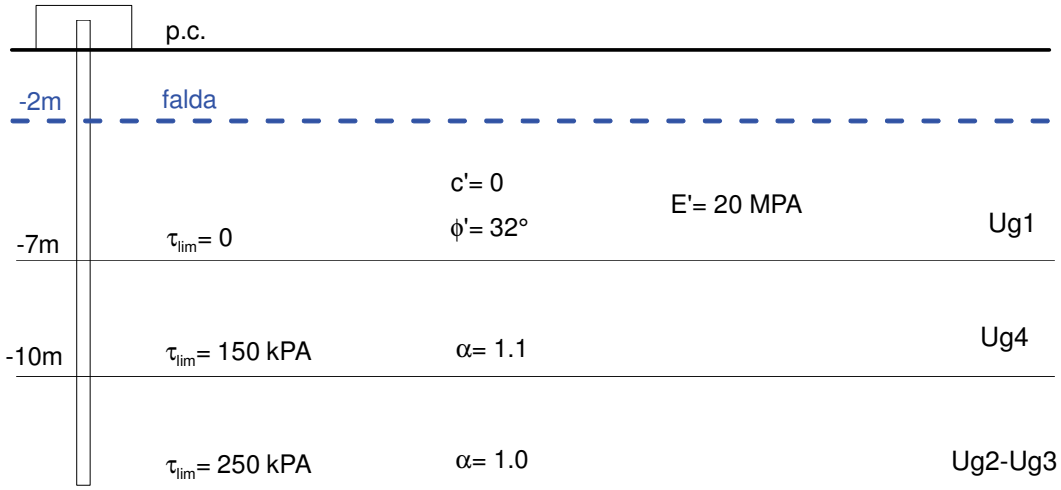


Figura 26.4 – micropali Tipo B: parametri dimensionanti.

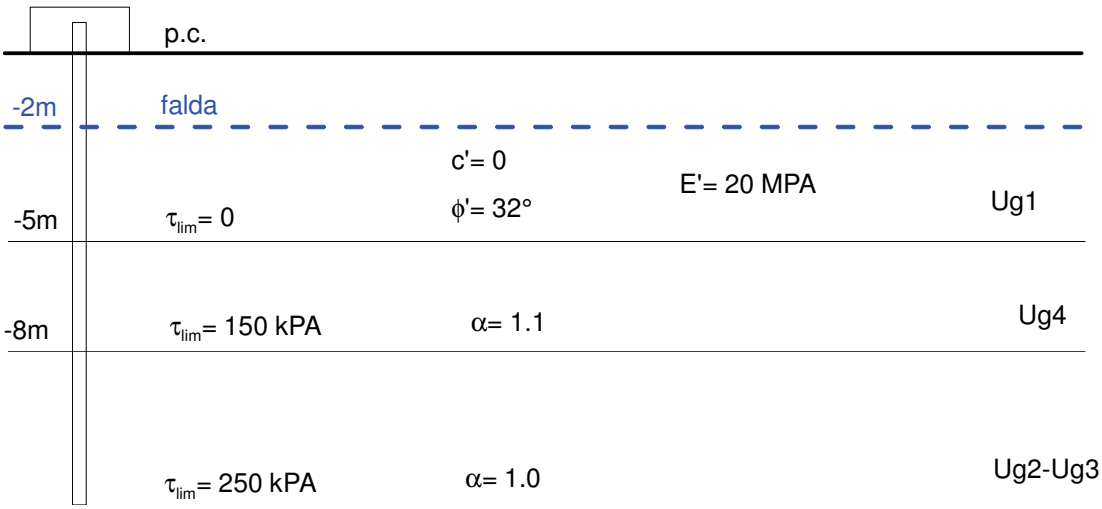


Figura 26.5 – micropali Tipo B1: parametri dimensionanti.

MURO H=6.5m(Tipo B)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	4,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	13,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	41,8	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	46,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	13,3	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	43,0	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	41,8	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A COMPRESSIONE			
E_d	41,8	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica			
A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A TAGLIO			
E_d	7,7	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	28,8	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	25,5	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	3,6	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.19 – micropali Tipo B: risultati delle verifiche

MURO H=6.5m(TipoB1)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	4,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	11,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	41,8	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	46,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	13,3	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	43,0	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	41,8	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	41,8	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	7,7	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	28,8	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	22,2	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	3,2	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.20 – micropali Tipo B1: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

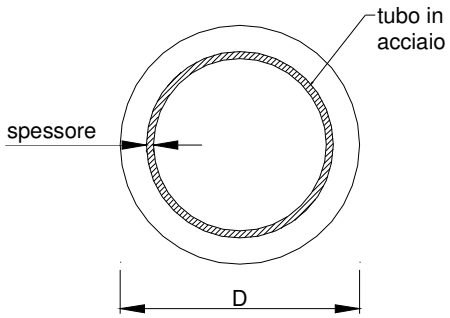
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)

Sforzo Normale = 386 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

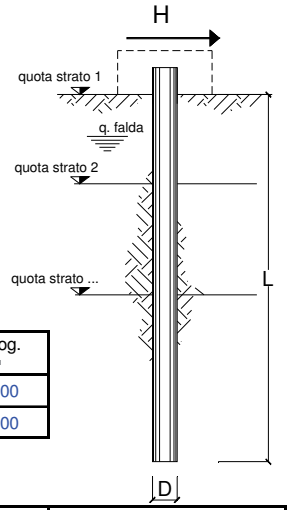
Momento di Plasticizzazione

My = 225,8 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.21 – micropali Tipo B, B1: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=6.5m(TipoB)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		11,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	11,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,80	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	742,5	(kN)	742,5	(kN)
Palo corto	2476,0	(kN)	2476,0	(kN)

H_{med} 232,0 (kN) Palo lungo — **H_{min} 232,0 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 136,50 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **105,00 (kN)**

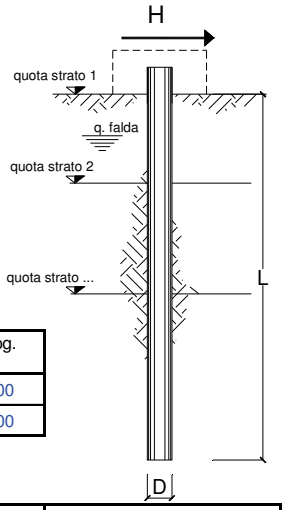
Carico Assiale Permanente (G): G = 77 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 77,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,36

Tabella 26.22 – micropali Tipo B: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=6.5m(Tipo B1)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		9,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	8	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	9,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,80	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	547,7	(kN)	547,7	(kN)
Palo corto	1790,0	(kN)	1790,0	(kN)

H_{med}	**232,0**	**(kN)**	**Palo lungo**	H_{min}	**232,0**	**(kN)**	**Palo lungo**
$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$					136,50	(kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$					**105,00**	**(kN)**	
Carico Assiale Permanente (G):			G =		77	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):			Q =			(kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ =					**77,00**	**(kN)**	
FS = Hd / Fd =					**1,36**		

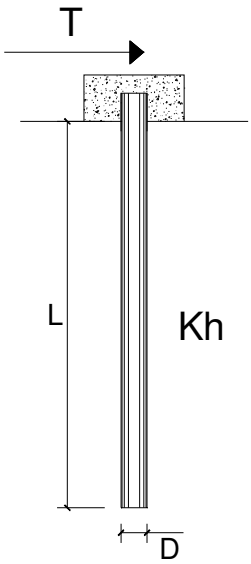
Tabella 26.23 – micropali Tipo B1: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO H=6.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	12,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	77	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,567	37,99	0,00000	31,919	-77,000
0,26	0,523	35,01	-0,00307	15,100	-53,699
0,52	0,425	28,45	-0,00428	3,932	-33,575
0,77	0,312	20,89	-0,00432	-2,620	-18,011
1,03	0,207	13,87	-0,00373	-5,764	-7,103
1,29	0,121	8,13	-0,00289	-6,634	-0,241
1,55	0,058	3,90	-0,00202	-6,159	3,476

1,81	0,016	1,08	-0,00127	-5,031	4,977
2,06	-0,009	-0,59	-0,00069	-3,711	5,077
2,32	-0,021	-1,40	-0,00028	-2,476	4,410
2,58	-0,024	-1,64	-0,00002	-1,462	3,426
2,84	-0,023	-1,53	0,00012	-0,711	2,412
3,10	-0,019	-1,26	0,00018	-0,207	1,526
3,35	-0,014	-0,93	0,00019	0,093	0,834
3,61	-0,009	-0,63	0,00016	0,241	0,344
3,87	-0,006	-0,37	0,00013	0,286	0,032
4,13	-0,003	-0,18	0,00009	0,270	-0,140
4,39	-0,001	-0,06	0,00006	0,223	-0,212
4,64	0,000	0,02	0,00003	0,166	-0,221
4,90	0,001	0,06	0,00001	0,112	-0,194
5,16	0,001	0,07	0,00000	0,067	-0,152
5,42	0,001	0,07	0,00000	0,033	-0,108
5,68	0,001	0,06	-0,00001	0,011	-0,069
5,93	0,001	0,04	-0,00001	-0,003	-0,038
6,19	0,000	0,03	-0,00001	-0,010	-0,017
6,45	0,000	0,02	-0,00001	-0,012	-0,002
6,71	0,000	0,01	0,00000	-0,012	0,006
6,97	0,000	0,00	0,00000	-0,010	0,009
7,22	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,010
7,48	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,009
7,74	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,007
8,00	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
8,26	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,003
8,51	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
8,77	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
9,03	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,29	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,55	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,80	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,06	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,32	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,58	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,84	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,09	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,35	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,61	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,87	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,13	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,38	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,64	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

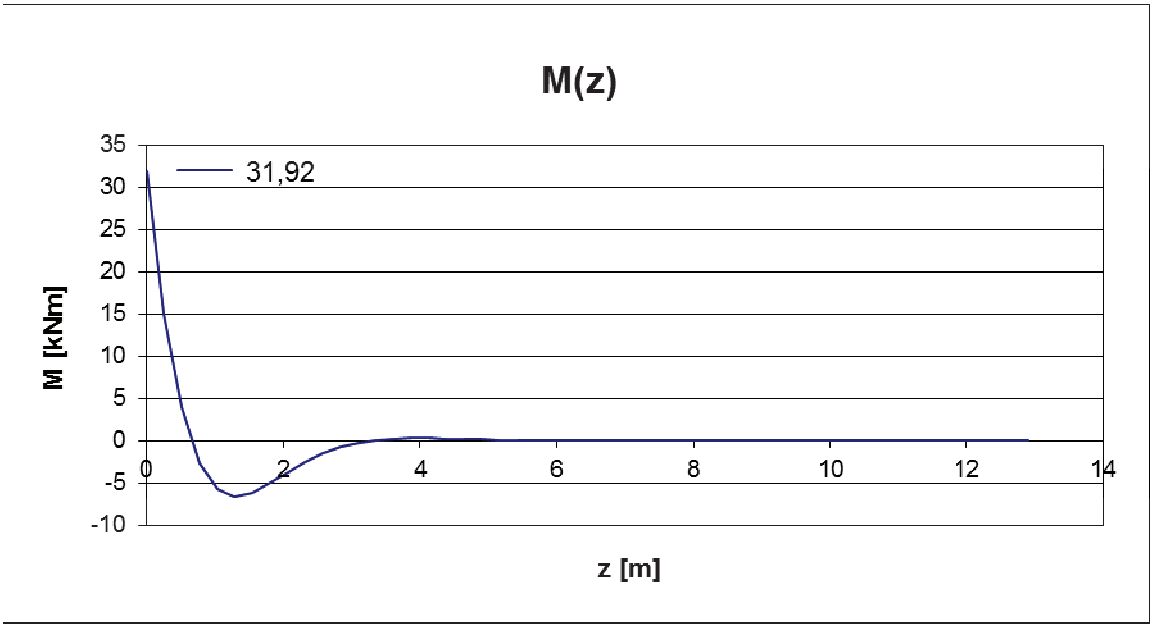


Tabella 26.24 – micropali Tipo B,B1: andamento del momento M con la profondità z

Si sottolinea che al variare della lunghezza del palo il momento M(y) in testa al palo non varia. Si riporta quindi la sola tabella riferita al Tipo B.

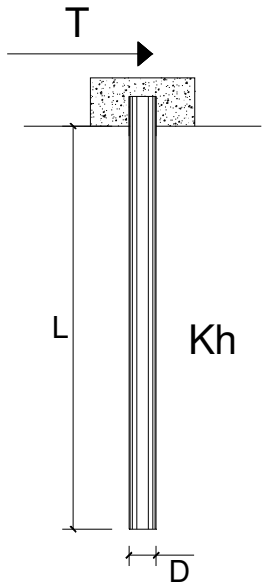
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	32	**7,12**

Tabella 26.25 – micropali Tipo B,B1: risultati della verifica

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO H=7.5m(Tipo A2)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	-0,006	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	95	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	17542	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	107,76	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,538	36,06	0,00000	51,184	-95,000
0,22	0,519	34,77	-0,00164	32,556	-76,017
0,44	0,471	31,59	-0,00262	17,950	-58,269
0,65	0,408	27,35	-0,00311	7,004	-42,530
0,87	0,339	22,70	-0,00322	-0,768	-29,185
1,09	0,270	18,07	-0,00308	-5,902	-18,329
1,31	0,206	13,78	-0,00278	-8,933	-9,860
1,53	0,149	9,99	-0,00239	-10,358	-3,550
1,74	0,101	6,80	-0,00198	-10,617	0,897
1,96	0,063	4,21	-0,00157	-10,079	3,805
2,18	0,033	2,21	-0,00119	-9,047	5,491
2,40	0,011	0,72	-0,00086	-7,753	6,248
2,62	-0,005	-0,32	-0,00058	-6,371	6,336
2,83	-0,015	-0,99	-0,00035	-5,023	5,971
3,05	-0,021	-1,38	-0,00018	-3,788	5,328
3,27	-0,023	-1,54	-0,00005	-2,710	4,543
3,49	-0,023	-1,54	0,00004	-1,810	3,715

3,71	-0,022	-1,45	0,00009	-1,089	2,914
3,92	-0,019	-1,28	0,00013	-0,534	2,185
4,14	-0,016	-1,09	0,00014	-0,129	1,553
4,36	-0,013	-0,89	0,00014	0,151	1,027
4,58	-0,010	-0,69	0,00013	0,327	0,607
4,80	-0,008	-0,52	0,00011	0,422	0,287
5,01	-0,005	-0,36	0,00010	0,458	0,054
5,23	-0,004	-0,24	0,00008	0,451	-0,105
5,45	-0,002	-0,14	0,00006	0,417	-0,205
5,67	-0,001	-0,06	0,00004	0,365	-0,257
5,89	0,000	-0,01	0,00003	0,307	-0,275
6,10	0,000	0,03	0,00002	0,247	-0,268
6,32	0,001	0,05	0,00001	0,191	-0,246
6,54	0,001	0,06	0,00000	0,141	-0,215
6,76	0,001	0,07	0,00000	0,098	-0,179
6,98	0,001	0,07	0,00000	0,063	-0,144
7,19	0,001	0,06	0,00000	0,035	-0,111
7,41	0,001	0,05	-0,00001	0,014	-0,081
7,63	0,001	0,04	-0,00001	-0,001	-0,056
7,85	0,001	0,03	-0,00001	-0,011	-0,035
8,07	0,000	0,03	-0,00001	-0,016	-0,019
8,28	0,000	0,02	0,00000	-0,019	-0,007
8,50	0,000	0,01	0,00000	-0,020	0,001
8,72	0,000	0,01	0,00000	-0,019	0,007
8,94	0,000	0,00	0,00000	-0,017	0,010
9,16	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,012
9,37	0,000	0,00	0,00000	-0,012	0,012
9,59	0,000	0,00	0,00000	-0,010	0,011
9,81	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,010
10,03	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,009
10,25	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,007
10,46	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,006
10,68	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
10,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003

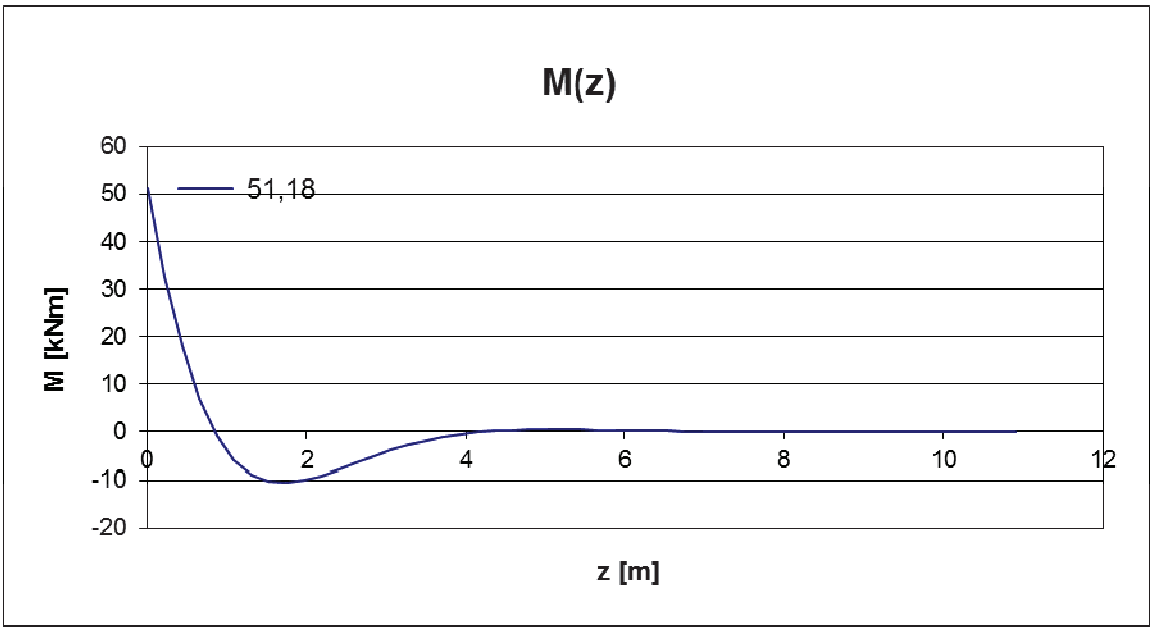


Tabella 26.26 – micropali Tipo A2: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	51	**4,46**

Tabella 26.27 – micropali Tipo A2: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.3 MICROPALI TIPO C.

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 5,5m. I muri interessati alla tipologia C sono l'OS01, OS03, OS05 e OS06.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 5,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
C	OS01,OS03, OS05,OS06	12	0.3	244,5	12,5

Tabella 26.28 – micropali Tipo B,B1: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in Tabella 26.17 è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**
N max sul micropalo di valle (KN)	300	352	276	224
Nmin sul micropalo di monte (KN)	42	-92	-25	36
Vmax sui micropali (KN)	61	58	55	45

Tabella 26.29 – micropali Tipo C: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo C vengono schematizzati nelle seguenti figure.

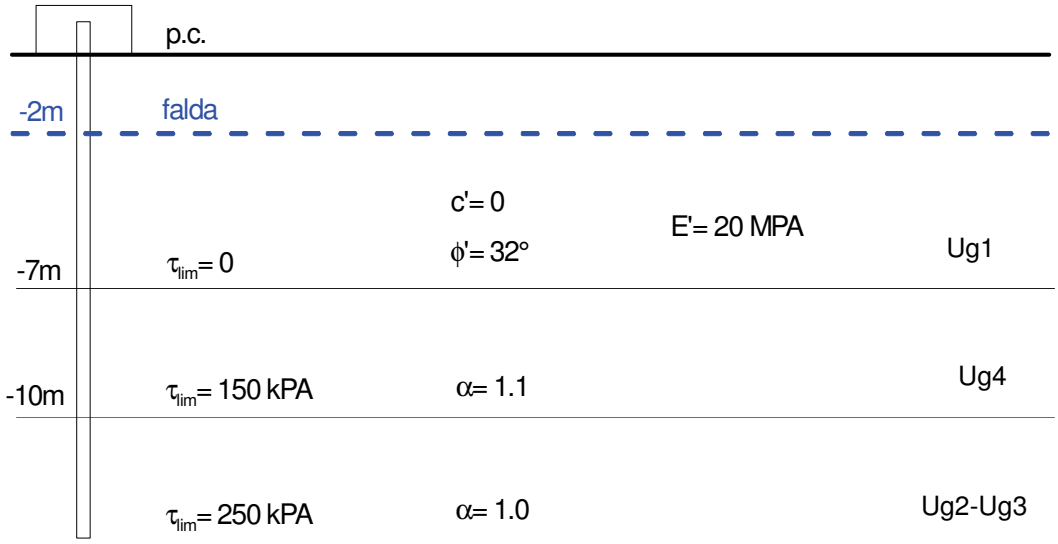


Figura 26.6 – micropali Tipo C: parametri dimensionanti.

MURO H=5.5m			
L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	4,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	13,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE			
E_d	35,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	46,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE			
E_d	9,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1

$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	43,0	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	35,2	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	35,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	6,1	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd}>E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	22,4	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	19,9	N/mm²	tensione nell'acciaio
σ_c	2,8	N/mm²	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm²	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm²	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm²	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd}>\sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.30 – micropali Tipo c: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

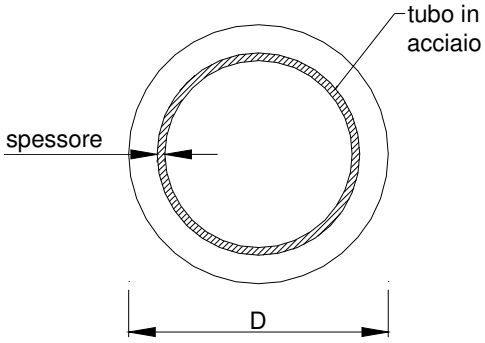
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)

Sforzo Normale = 300 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

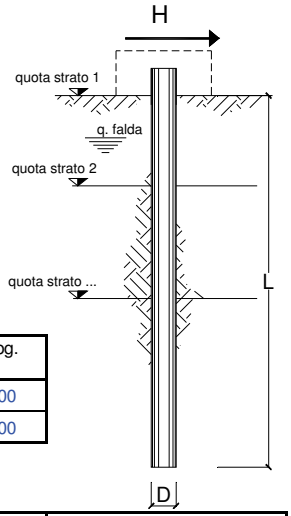
Momento di Plasticizzazione

My = 225,9 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.31 – micropali Tipo C: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=5.5m(Tipo C)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ●	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		11,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	11,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,93	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	742,5	(kN)	742,5	(kN)
Palo corto	2476,0	(kN)	2476,0	(kN)

H_{med} 232,0 (kN) Palo lungo — **H_{min} 232,0 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 136,50 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **105,00 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 61 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 61,00 (kN)

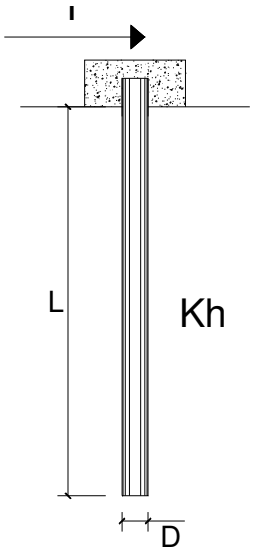
FS = Hd / Fd = 1,72

Tabella 26.32 – micropali Tipo C: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

OPERA: MURO H=5.5m(Tipo C)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	11,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	61	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,449	30,09	0,00000	25,287	-61,000
0,24	0,419	28,05	-0,00230	12,827	-43,905
0,48	0,350	23,43	-0,00331	4,223	-28,846
0,71	0,268	17,94	-0,00347	-1,145	-16,798
0,95	0,188	12,62	-0,00313	-4,026	-7,934
1,19	0,120	8,06	-0,00256	-5,151	-1,961
1,43	0,067	4,50	-0,00191	-5,148	1,646
1,67	0,029	1,94	-0,00131	-4,509	3,473
1,90	0,004	0,26	-0,00082	-3,591	4,073
2,14	-0,011	-0,72	-0,00043	-2,630	3,907
2,38	-0,018	-1,19	-0,00016	-1,764	3,330

2,62	-0,019	-1,30	0,00001	-1,058	2,594
2,86	-0,018	-1,20	0,00010	-0,529	1,858
3,09	-0,015	-1,00	0,00014	-0,166	1,214
3,33	-0,011	-0,76	0,00015	0,059	0,701
3,57	-0,008	-0,53	0,00013	0,178	0,325
3,81	-0,005	-0,34	0,00011	0,224	0,073
4,05	-0,003	-0,19	0,00008	0,221	-0,077
4,28	-0,001	-0,08	0,00006	0,193	-0,153
4,52	0,000	-0,01	0,00003	0,153	-0,176
4,76	0,000	0,03	0,00002	0,111	-0,168
5,00	0,001	0,05	0,00001	0,074	-0,142
5,24	0,001	0,06	0,00000	0,044	-0,110
5,47	0,001	0,05	0,00000	0,022	-0,079
5,71	0,001	0,04	-0,00001	0,006	-0,051
5,95	0,000	0,03	-0,00001	-0,003	-0,029
6,19	0,000	0,02	-0,00001	-0,008	-0,013
6,43	0,000	0,01	0,00000	-0,010	-0,003
6,66	0,000	0,01	0,00000	-0,010	0,004
6,90	0,000	0,00	0,00000	-0,008	0,007
7,14	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,008
7,38	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,007
7,62	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,006
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
8,09	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,003
8,33	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
8,57	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
8,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
9,04	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,28	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,52	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,76	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,00	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,23	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,47	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,71	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,95	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,19	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,42	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,66	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

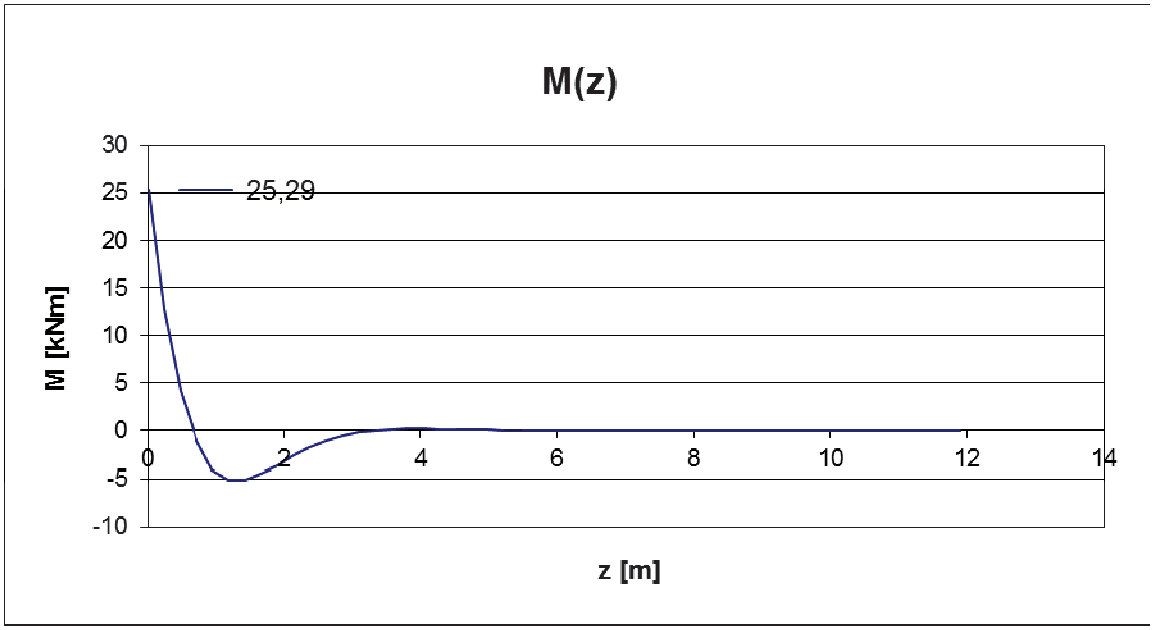


Tabella 26.33 – micropali Tipo C: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	25	**9,11**

Tabella 26.34 – micropali Tipo C: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd}

26.4 MICROPALI TIPO D, D1, D2, D3, D4, D5

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 8,5m. I muri interessati alla tipologia D sono l'OS03, OS04, OS06, alla tipologia D1 l'OS07, alla tipologia D2 l'OS10, alla tipologia D3 l'OS11, alla tipologia D4 l'OS19 e alla tipologia D5 l'OS11.
Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 8,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
D	OS03,OS04, OS06	14	0.3	273	12,5
D1	OS07	12	0.3	273	16
D2	OS10	11	0.3	244,5	12,5
D3	OS11	15	0.3	273	20
D4	OS19	11	0.3	244,5	12,5
D5	OS11	11	0.3	273	20

Tabella 26.35 – micropali Tipo D, D1, D2, D3, D4 e D5: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in tabella è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nelle tabelle che seguono sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo per ogni tipologia.

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	620	596	642	463
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-185	-263	-316	-130
Vmax sui micropali (KN)	115	96	107	86

Tabella 26.36 – micropali Tipo D, D1,D3: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	629	503	642	469
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-194	-171	-316	-136
Vmax sui micropali (KN)	116	90	107	87

Tabella 26.37 – micropali Tipo D2, D5: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	SLU	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	436	488	327
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-74	-215	-51
Vmax sui micropali (KN)	92	95	69

Tabella 26.38 – micropali Tipo D4: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo D, D1, D2, D3, D4, D5 vengono schematizzati nelle seguenti figure.

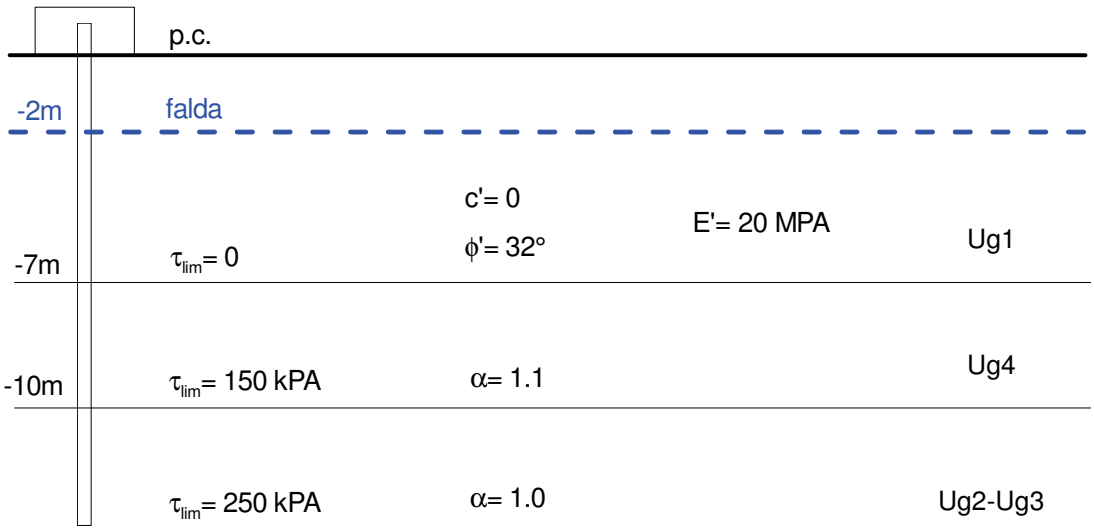


Figura 26.7 – micropali Tipo D: parametri dimensionanti.

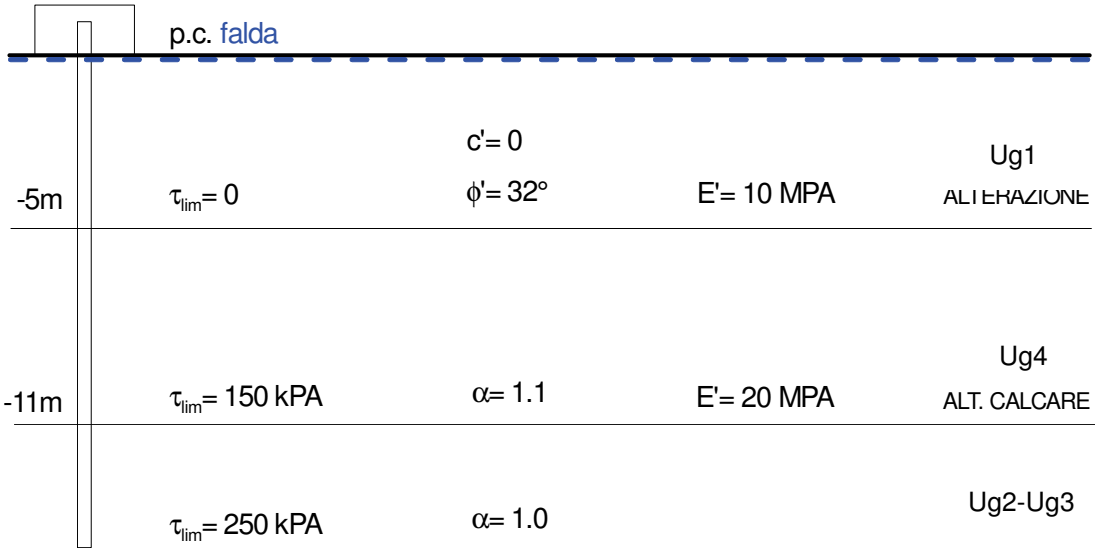


Figura 26.8 – micropali Tipo D3: parametri dimensionanti

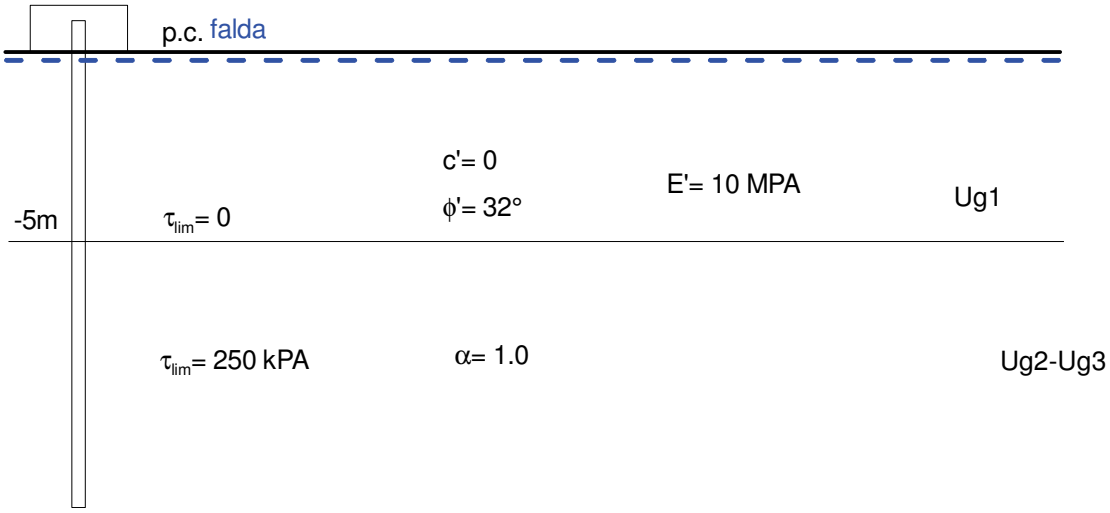


Figura 26.9 – micropali Tipo D5: parametri dimensionanti.

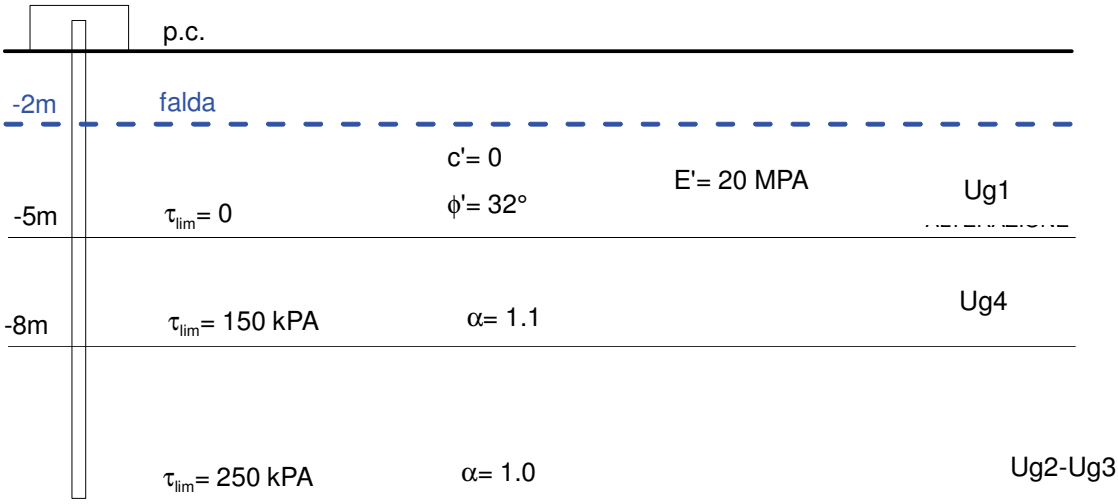


Figura 26.10 – micropali Tipo D1, D4: parametri dimensionanti.

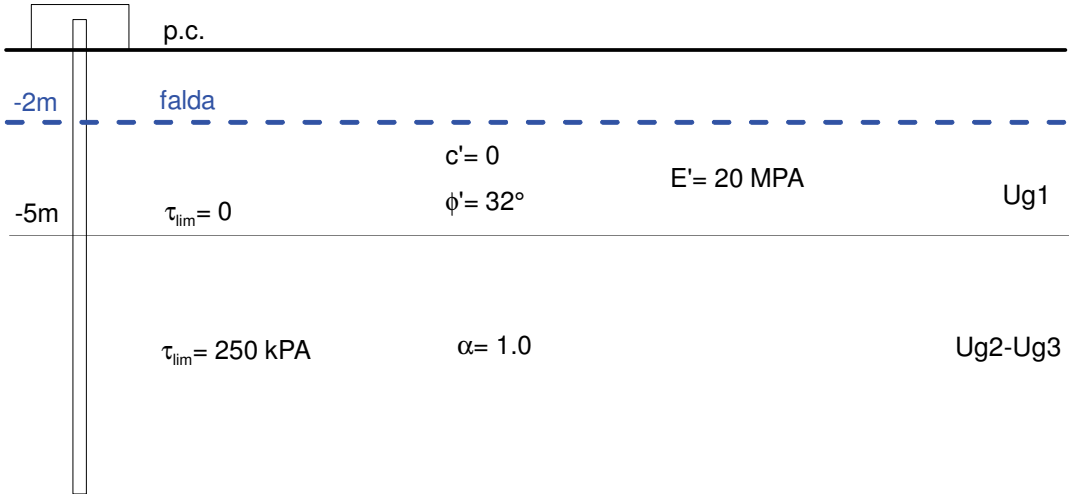


Figura 26.11 – micropali Tipo D2: parametri dimensionanti.

MURO H=8.5m(TipoD)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	6,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	15,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	70,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	31,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	65,2	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A COMPRESSIONE			
E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica			
A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A TAGLIO			
E_d	11,5	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	46,3	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	35,6	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	5,1	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.39 – micropali Tipo D: risultati delle verifiche

MURO H=8.5m(Tipo D1)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	6,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	13,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	70,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	31,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	65,2	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	11,5	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	46,3	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	35,6	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	5,1	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.40 – micropali Tipo D1: risultati delle verifiche

MURO H=8.5m(Tipo D2)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	5,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	5,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	71,1	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	31,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	5,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	65,4	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	11,6	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	46,9	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	36,1	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	5,2	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.41 – micropali Tipo D2: risultati delle verifiche

MURO H=8.5m(TipoD3)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	9,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	16,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	6,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	142	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	72,5	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	31,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	6,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	142	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	66,7	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
k	3300	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	990	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3072,3	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	307,2	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	11,5	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	46,3	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	35,6	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	5,1	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.42 – micropali Tipo D3: risultati delle verifiche

MURO H=8.5m(Tipo D4)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	5,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	48,8	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	115	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	58,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	21,5	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	2,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	115	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	54,1	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	48,8	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	48,8	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	9,5	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	32,7	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	25,2	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	3,6	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.43 – micropali Tipo D4: risultati delle verifiche

MURO H=8.5m(TipoD5)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	5,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	5,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	71,1	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	31,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	5,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	65,4	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
k	3300	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	990	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3072,3	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	307,2	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	64,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	11,6	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	46,9	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	36,1	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	5,2	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.44 – micropali Tipo D5: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

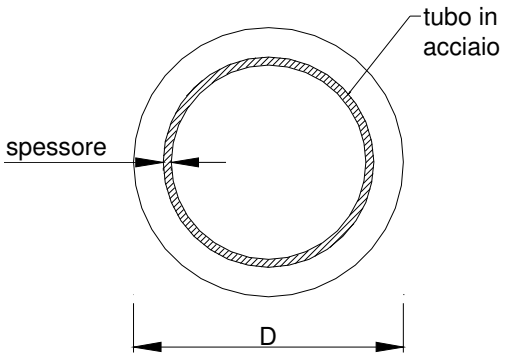
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)

Sforzo Normale = 620 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 277,6 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.45 – micropali Tipo D: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

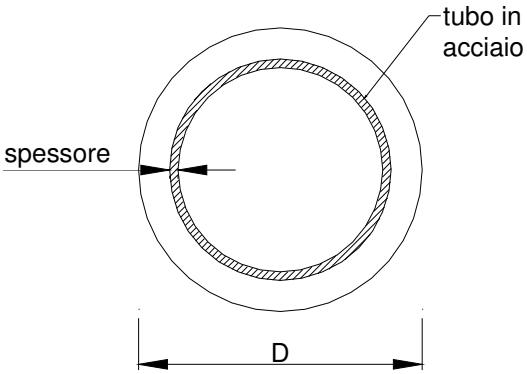
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 16,0 (mm)

Sforzo Normale = 620 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 338,9 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.46 – micropali Tipo D1: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

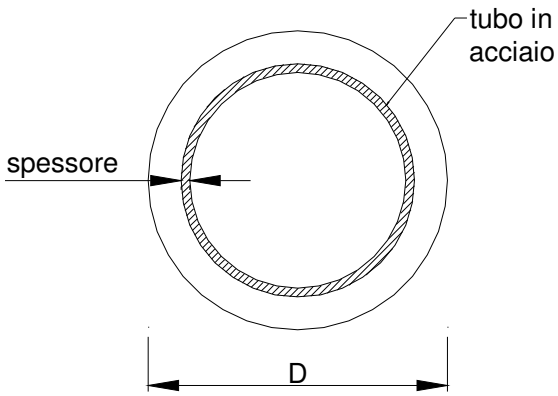
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 16,0 (mm)



Sforzo Normale = 629 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 338,7 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.47 – micropali Tipo D2: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

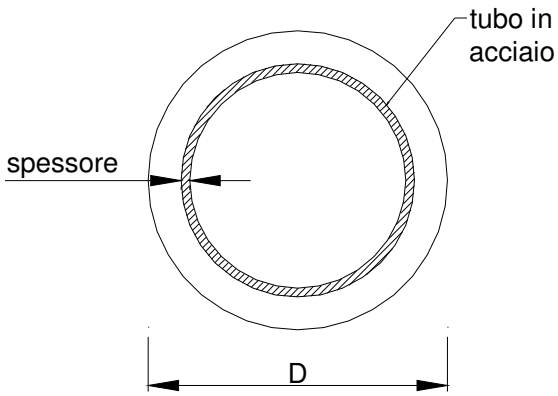
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 20,0 (mm)



Sforzo Normale = 620 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 404,3 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.48 – micropali Tipo D3: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

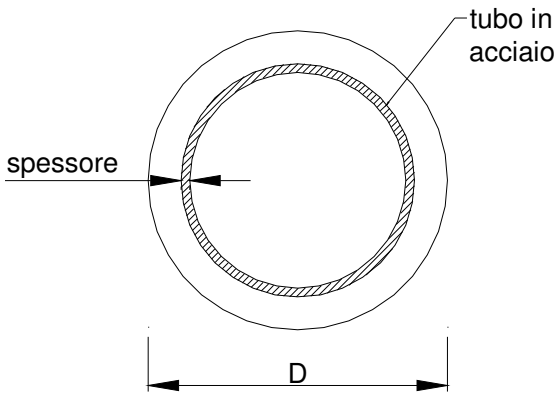
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)



Sforzo Normale = 488 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 225,1 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.49 – micropali Tipo D4: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

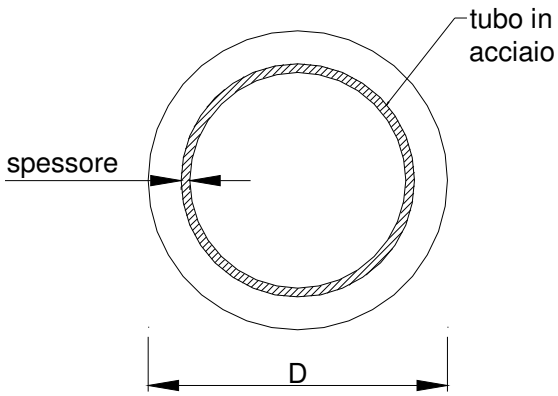
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 20,0 (mm)



Sforzo Normale = 629 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

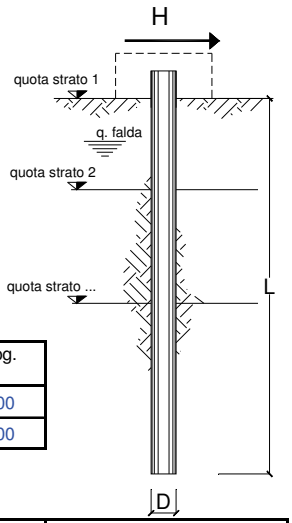
Momento di Plasticizzazione

My = 404,2 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.50 – micropali Tipo D5: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=8.5m(TipoD)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		13,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	12	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	13,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	277,56	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☑ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	265,1	(kN)	265,1	(kN)
Palo intermedio	961,9	(kN)	961,9	(kN)
Palo corto	3267,4	(kN)	3267,4	(kN)

H_{med} 265,1 (kN) Palo lungo — **H_{min} 265,1 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 155,95 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **119,96 (kN)**

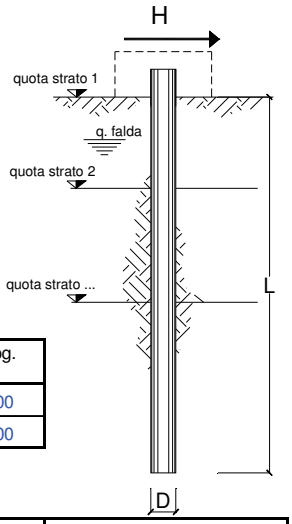
Carico Assiale Permanente (G): G = 115 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 115,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,04

Tabella 26.51 – micropali Tipo D1: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=8.5m(TipoD1)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_r
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		11,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	11,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	338,87	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

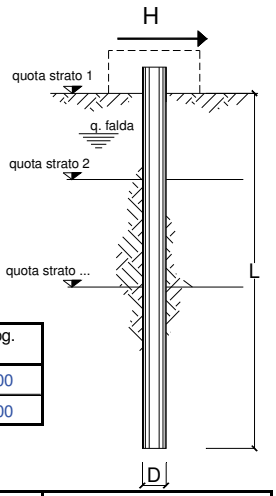
	H medio		H minimo	
Palo lungo	301,2	(kN)	301,2	(kN)
Palo intermedio	754,6	(kN)	754,6	(kN)
Palo corto	2476,0	(kN)	2476,0	(kN)

H_{med} **301,2** **(kN)** **Palo lungo** H_{min} **301,2** **(kN)** **Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$	177,16	(kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$	**136,28**	**(kN)**	
Carico Assiale Permanente (G):	G = 115	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	(kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ =	**115,00**	**(kN)**	
FS = Hd / Fd =	**1,19**		

Tabella 26.52 – micropali Tipo D2: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=8.5m(tipoD3)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		14,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	14,9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	14,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	404,29	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☑ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

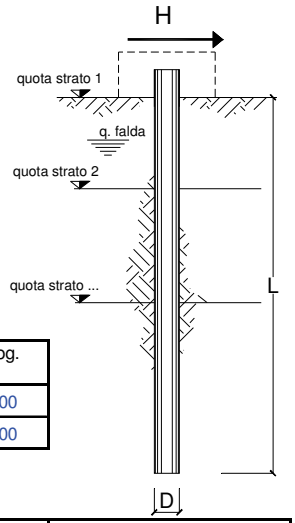
	H medio			H minimo		
Palo lungo	268,7	(kN)		268,7	(kN)	
Palo intermedio	797,4	(kN)		797,4	(kN)	
Palo corto	2926,3	(kN)		2926,3	(kN)	
	H_{med} 268,7	(kN)	Palo lungo	H_{min} 268,7	(kN)	Palo lungo

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$	158,06	(kN)	
$H_d = H_k/\gamma_T$	**121,58**	**(kN)**	
Carico Assiale Permanente (G): G =	115	(kN)	
Carico Assiale variabile (Q): Q =		(kN)	
$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ =	**115,00**	**(kN)**	
FS = Hd / Fd =	**1,06**		

Tabella 26.53 – micropali Tipo D3: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=8.5m(TipoD4)**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30



n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		10,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	10,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,10	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	639,2	(kN)	639,2	(kN)
Palo corto	2119,8	(kN)	2119,8	(kN)

H_{med} **232,0** **(kN)** **Palo lungo** — H_{min} **232,0** **(kN)** **Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 136,50 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **105,00** **(kN)**

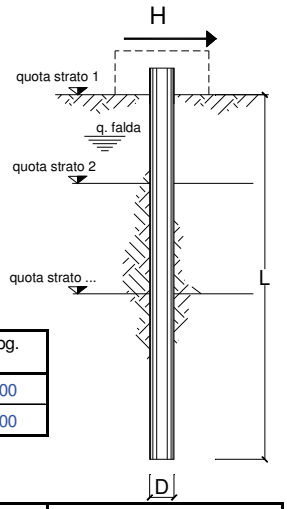
Carico Assiale Permanente (G): G = 95 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **95,00** **(kN)**

FS = Hd / Fd = **1,11**

Tabella 26.54 – micropali Tipo D4: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=8.5m(TipoD5)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		10,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10,9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	10,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	404,16	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	268,7	(kN)	268,7	(kN)
Palo intermedio	454,6	(kN)	454,6	(kN)
Palo corto	1566,0	(kN)	1566,0	(kN)

H_{med} 268,7 (kN) Palo lungo — **H_{min} 268,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 158,06 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **121,58 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 116 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 116,00 (kN)

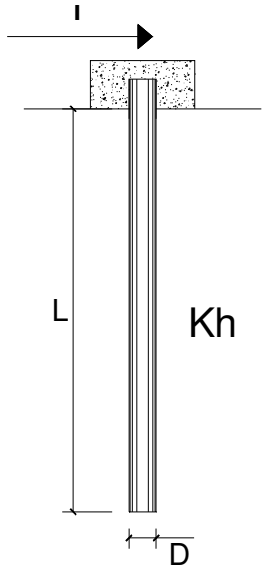
FS = Hd / Fd = 1,05

Tabella 26.55 – micropali Tipo D5: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

OPERA: MURO H=8.5m(Tipo D)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,248	(m)
Lunghezza del palo (L)	14,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	115	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	8697	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	87,96	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,715	47,89	0,00000	50,578	-115,000
0,30	0,650	43,53	-0,00385	22,017	-77,295
0,60	0,510	34,19	-0,00517	3,910	-45,502
0,89	0,356	23,86	-0,00500	-5,926	-21,912
1,19	0,220	14,71	-0,00409	-9,951	-6,347
1,49	0,114	7,65	-0,00296	-10,368	2,596
1,79	0,042	2,82	-0,00191	-8,883	6,713
2,09	-0,001	-0,10	-0,00106	-6,676	7,705
2,38	-0,023	-1,56	-0,00045	-4,463	6,949
2,68	-0,031	-2,05	-0,00007	-2,609	5,428

2,98	-0,029	-1,96	0,00013	-1,241	3,768
3,28	-0,024	-1,60	0,00022	-0,343	2,308
3,58	-0,017	-1,15	0,00022	0,169	1,189
3,87	-0,011	-0,74	0,00019	0,402	0,427
4,17	-0,006	-0,40	0,00014	0,454	-0,031
4,47	-0,003	-0,17	0,00009	0,406	-0,258
4,77	0,000	-0,02	0,00005	0,316	-0,331
5,07	0,001	0,06	0,00003	0,218	-0,314
5,36	0,001	0,09	0,00001	0,133	-0,254
5,66	0,001	0,09	0,00000	0,068	-0,182
5,96	0,001	0,07	-0,00001	0,024	-0,116
6,26	0,001	0,06	-0,00001	-0,003	-0,063
6,56	0,001	0,04	-0,00001	-0,016	-0,026
6,85	0,000	0,02	-0,00001	-0,020	-0,003
7,15	0,000	0,01	0,00000	-0,018	0,009
7,45	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,014
7,75	0,000	0,00	0,00000	-0,011	0,014
8,05	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,012
8,34	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,009
8,64	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,006
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
9,24	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
9,54	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,83	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,13	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,43	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,73	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
11,03	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,32	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,62	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,92	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,22	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,52	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,11	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,41	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,71	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,01	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,30	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,60	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

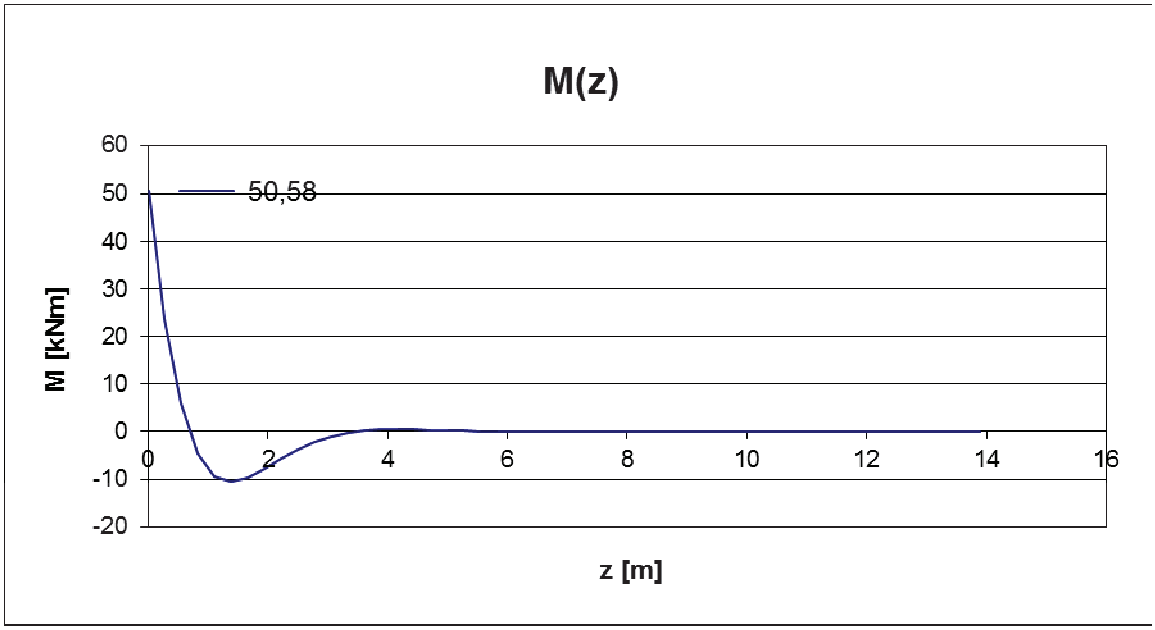


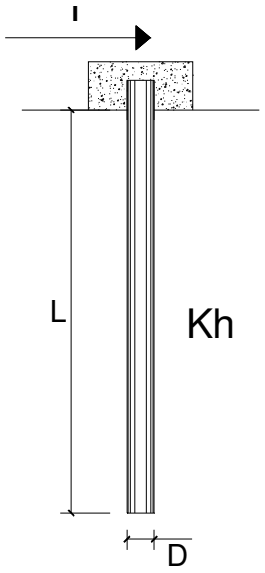
Tabella 26.56 – micropali Tipo D: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	12,5	248,00	102,3	849	355	287	51	**5,63**

Tabella 26.57 – micropali Tipo D: risultati della verifica

OPERA: MURO H=8.5m(TipoD1)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,016	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,241	(m)
Lunghezza del palo (L)	11,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	115	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	10707	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	92,65	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,679	45,46	0,00000	53,276	-115,000
0,24	0,641	42,95	-0,00288	29,387	-86,031
0,48	0,553	37,05	-0,00431	12,095	-59,918
0,71	0,444	29,75	-0,00472	0,516	-38,180
0,95	0,333	22,34	-0,00449	-6,464	-21,279
1,19	0,233	15,63	-0,00389	-9,980	-8,995
1,43	0,150	10,02	-0,00313	-11,065	-0,728
1,67	0,084	5,64	-0,00236	-10,585	4,292
1,90	0,036	2,44	-0,00166	-9,217	6,857
2,14	0,004	0,28	-0,00107	-7,458	7,692
2,38	-0,016	-1,04	-0,00061	-5,644	7,406
2,62	-0,026	-1,72	-0,00027	-3,983	6,479
2,86	-0,029	-1,96	-0,00004	-2,583	5,263
3,09	-0,028	-1,90	0,00010	-1,481	3,999
3,33	-0,025	-1,67	0,00018	-0,671	2,834
3,57	-0,020	-1,36	0,00020	-0,118	1,848
3,81	-0,015	-1,04	0,00020	0,225	1,069
4,05	-0,011	-0,74	0,00017	0,407	0,494
4,28	-0,007	-0,48	0,00014	0,475	0,100

4,52	-0,004	-0,28	0,00011	0,467	-0,146
4,76	-0,002	-0,13	0,00008	0,414	-0,278
5,00	0,000	-0,03	0,00005	0,340	-0,329
5,24	0,001	0,03	0,00003	0,262	-0,326
5,47	0,001	0,07	0,00001	0,188	-0,291
5,71	0,001	0,08	0,00000	0,124	-0,240
5,95	0,001	0,08	0,00000	0,074	-0,185
6,19	0,001	0,07	-0,00001	0,036	-0,133
6,43	0,001	0,06	-0,00001	0,010	-0,089
6,66	0,001	0,05	-0,00001	-0,007	-0,053
6,90	0,001	0,03	-0,00001	-0,016	-0,026
7,14	0,000	0,02	-0,00001	-0,020	-0,008
7,38	0,000	0,01	-0,00001	-0,020	0,004
7,62	0,000	0,01	0,00000	-0,019	0,011
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,014
8,09	0,000	0,00	0,00000	-0,012	0,014
8,33	0,000	0,00	0,00000	-0,009	0,013
8,57	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,011
8,81	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,009
9,04	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,006
9,28	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
9,52	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
9,76	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
10,00	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,23	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,47	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,71	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,95	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
11,19	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
11,42	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,66	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

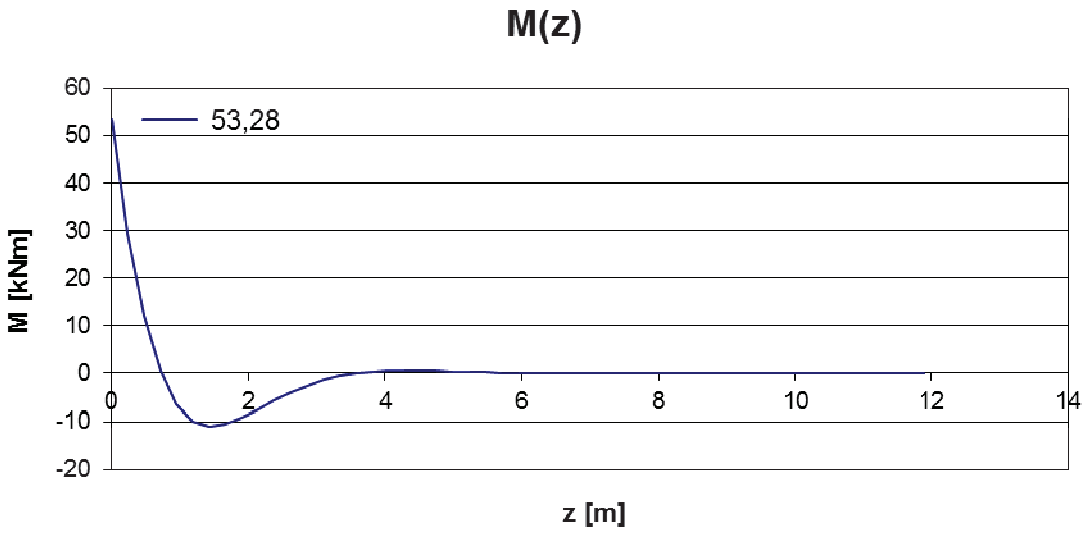


Tabella 26.58 – micropali Tipo D1: andamento del momento M con la profondità z

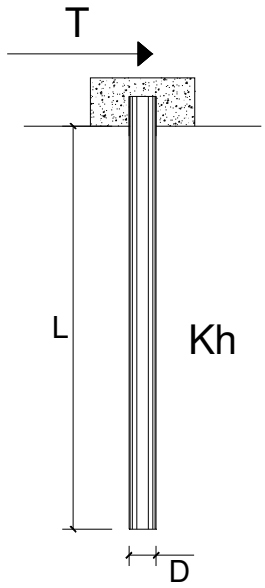
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	16,0	241,00	129,2	1058	355	358	53	**6,75**

Tabella 26.59 – micropali Tipo D1: risultati della verifica

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO H=8.5m(TipoD2)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,248	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	115	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	8697	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	87,96	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,715	47,89	0,00000	50,578	-115,000
0,22	0,678	45,40	-0,00311	28,586	-87,014
0,44	0,590	39,54	-0,00471	12,449	-61,623
0,65	0,480	32,17	-0,00523	1,425	-40,248
0,87	0,367	24,60	-0,00505	-5,428	-23,368
1,09	0,263	17,63	-0,00445	-9,081	-10,844
1,31	0,175	11,69	-0,00366	-10,436	-2,176
1,53	0,104	6,96	-0,00283	-10,261	3,313
1,74	0,051	3,40	-0,00205	-9,170	6,339
1,96	0,014	0,91	-0,00138	-7,627	7,575
2,18	-0,010	-0,69	-0,00084	-5,955	7,601
2,40	-0,024	-1,60	-0,00043	-4,366	6,889
2,62	-0,030	-2,00	-0,00014	-2,979	5,794
2,83	-0,031	-2,06	0,00005	-1,849	4,572
3,05	-0,028	-1,89	0,00016	-0,983	3,389
3,27	-0,024	-1,61	0,00022	-0,361	2,343
3,49	-0,019	-1,28	0,00023	0,052	1,482

3,71	-0,014	-0,96	0,00021	0,299	0,815
3,92	-0,010	-0,67	0,00018	0,421	0,330
4,14	-0,006	-0,43	0,00015	0,454	0,004
4,36	-0,004	-0,25	0,00011	0,431	-0,196
4,58	-0,002	-0,11	0,00008	0,376	-0,298
4,80	0,000	-0,01	0,00005	0,306	-0,332
5,01	0,001	0,05	0,00003	0,234	-0,321
5,23	0,001	0,08	0,00001	0,168	-0,284
5,45	0,001	0,09	0,00000	0,112	-0,233
5,67	0,001	0,09	0,00000	0,067	-0,181
5,89	0,001	0,08	-0,00001	0,033	-0,131
6,10	0,001	0,07	-0,00001	0,009	-0,088
6,32	0,001	0,05	-0,00001	-0,006	-0,054
6,54	0,001	0,04	-0,00001	-0,015	-0,028
6,76	0,000	0,03	-0,00001	-0,019	-0,009
6,98	0,000	0,02	-0,00001	-0,020	0,003
7,19	0,000	0,01	0,00000	-0,018	0,010
7,41	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,014
7,63	0,000	0,00	0,00000	-0,012	0,014
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,009	0,013
8,07	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,012
8,28	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,009
8,50	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,007
8,72	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,005
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
9,16	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
9,37	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
9,59	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,81	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,03	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,25	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,46	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
10,68	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
10,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

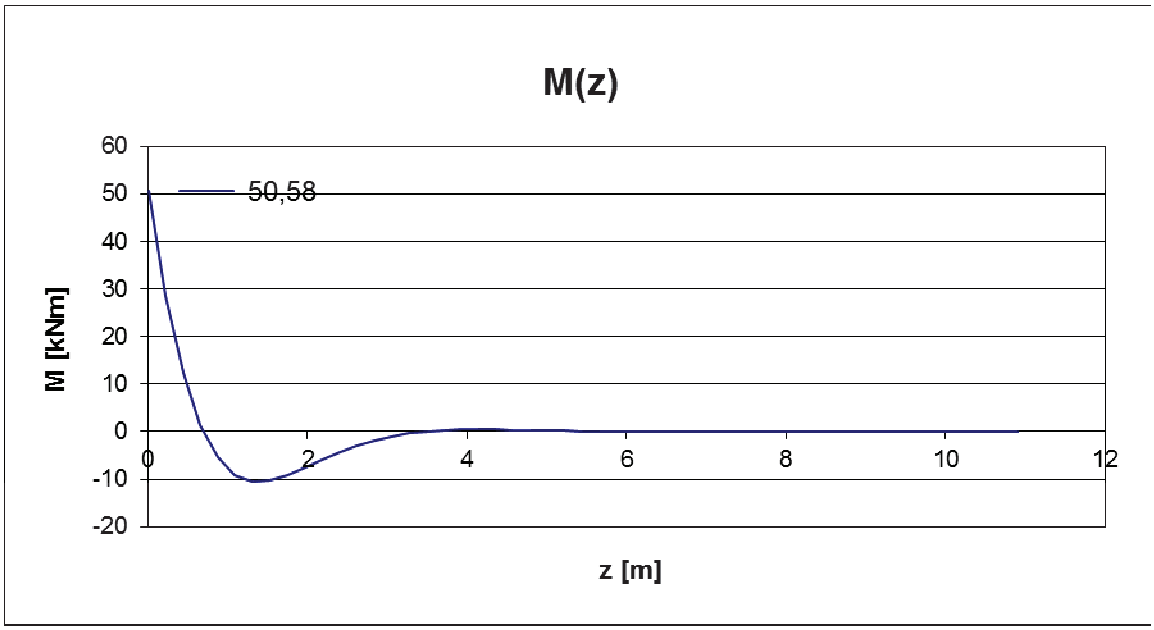


Tabella 26.60 – micropali Tipo D2: andamento del momento M con la profondità z

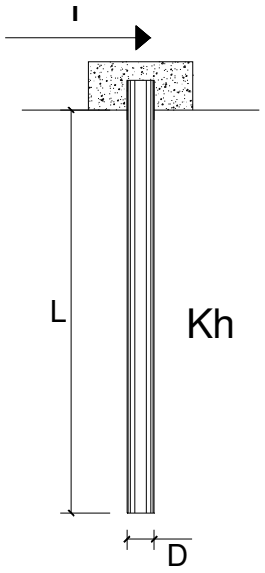
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	51	**4,46**

Tabella 26.61 – micropali Tipo D2: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd}

OPERA: MURO H=8.5m(TipoD3)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,02	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,233	(m)
Lunghezza del palo (L)	14,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	33	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	115	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	12798	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	115,65	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	1,104	36,43	0,00000	66,496	-115,000
0,30	1,042	34,40	-0,00376	36,598	-85,942
0,60	0,899	29,65	-0,00562	14,984	-59,766
0,89	0,721	23,78	-0,00615	0,536	-37,997
1,19	0,540	17,83	-0,00584	-8,148	-21,095
1,49	0,377	12,44	-0,00505	-12,499	-8,835
1,79	0,241	7,95	-0,00407	-13,815	-0,605
2,09	0,135	4,45	-0,00306	-13,183	4,372
2,38	0,058	1,90	-0,00214	-11,452	6,897
2,68	0,006	0,19	-0,00138	-9,243	7,696
2,98	-0,026	-0,86	-0,00078	-6,975	7,384
3,28	-0,042	-1,39	-0,00034	-4,904	6,440
3,58	-0,048	-1,57	-0,00004	-3,164	5,215
3,87	-0,046	-1,51	0,00014	-1,800	3,948
4,17	-0,040	-1,33	0,00023	-0,801	2,786
4,47	-0,033	-1,08	0,00026	-0,122	1,806
4,77	-0,025	-0,82	0,00026	0,297	1,035
5,07	-0,018	-0,58	0,00023	0,516	0,469
5,36	-0,011	-0,38	0,00018	0,594	0,082
5,66	-0,007	-0,22	0,00014	0,580	-0,157

5,96	-0,003	-0,10	0,00010	0,512	-0,284
6,26	-0,001	-0,02	0,00007	0,418	-0,330
6,56	0,001	0,03	0,00004	0,320	-0,324
6,85	0,002	0,06	0,00002	0,228	-0,287
7,15	0,002	0,07	0,00000	0,150	-0,236
7,45	0,002	0,07	0,00000	0,088	-0,181
7,75	0,002	0,06	-0,00001	0,042	-0,129
8,05	0,001	0,05	-0,00001	0,010	-0,085
8,34	0,001	0,04	-0,00001	-0,010	-0,050
8,64	0,001	0,03	-0,00001	-0,021	-0,024
8,94	0,001	0,02	-0,00001	-0,025	-0,006
9,24	0,000	0,01	-0,00001	-0,025	0,005
9,54	0,000	0,01	0,00000	-0,023	0,012
9,83	0,000	0,00	0,00000	-0,019	0,014
10,13	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,014
10,43	0,000	0,00	0,00000	-0,011	0,013
10,73	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,011
11,03	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,008
11,32	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,006
11,62	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
11,92	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
12,22	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
12,52	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
12,81	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
13,11	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
13,41	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
13,71	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
14,01	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
14,30	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,60	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

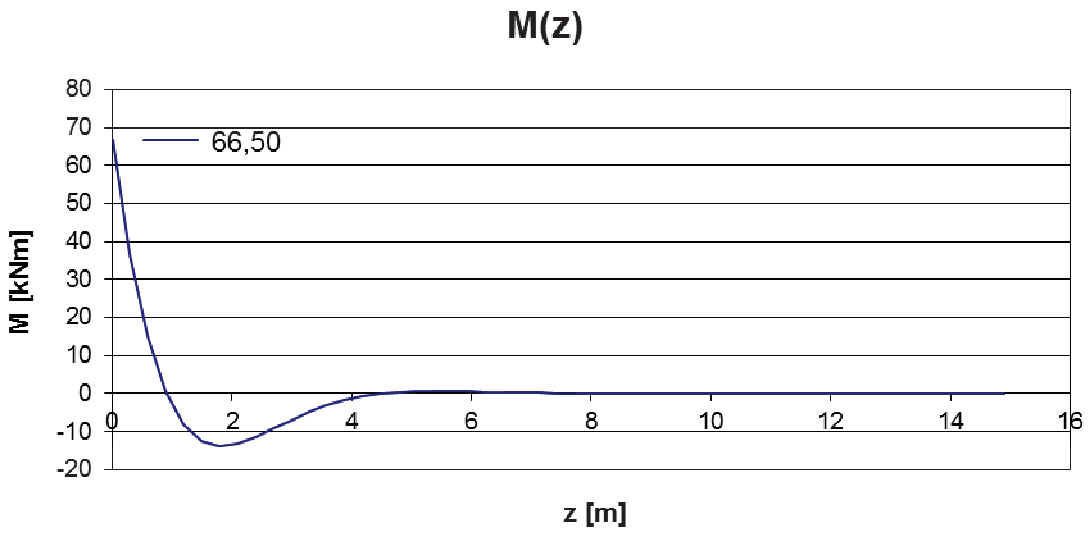


Tabella 26.62 – micropali Tipo D3: andamento del momento M con la profondità z

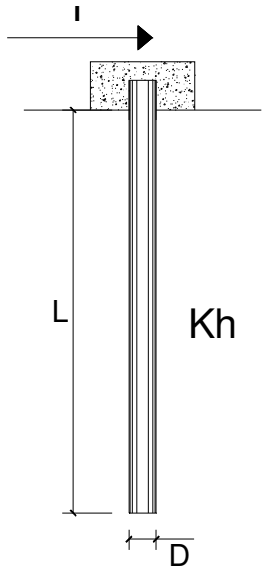
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	20,0	233,00	159,0	1283	355	434	67	**6,57**

Tabella 26.63 – micropali Tipo D3: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd}

OPERA: MURO H=8.5m(TipoD4)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	95	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,699	46,87	0,00000	39,381	-95,000
0,22	0,659	44,16	-0,00337	21,366	-70,524
0,44	0,565	37,86	-0,00501	8,447	-48,561
0,65	0,449	30,11	-0,00544	-0,087	-30,418
0,87	0,333	22,34	-0,00512	-5,121	-16,461
1,09	0,229	15,36	-0,00438	-7,552	-6,462
1,31	0,143	9,61	-0,00348	-8,186	0,135
1,53	0,077	5,19	-0,00258	-7,691	4,019
1,74	0,030	2,02	-0,00177	-6,580	5,888
1,96	-0,001	-0,06	-0,00111	-5,224	6,366
2,18	-0,019	-1,29	-0,00060	-3,868	5,972
2,40	-0,028	-1,88	-0,00023	-2,655	5,104
2,62	-0,030	-2,02	0,00001	-1,655	4,049
2,83	-0,028	-1,90	0,00015	-0,889	2,995
3,05	-0,024	-1,62	0,00022	-0,341	2,053
3,27	-0,019	-1,28	0,00024	0,019	1,279
3,49	-0,014	-0,95	0,00022	0,229	0,685
3,71	-0,010	-0,65	0,00019	0,329	0,261
3,92	-0,006	-0,40	0,00015	0,354	-0,017
4,14	-0,003	-0,22	0,00011	0,330	-0,180

4,36	-0,001	-0,08	0,00007	0,281	-0,257
4,58	0,000	0,01	0,00005	0,223	-0,275
4,80	0,001	0,06	0,00002	0,164	-0,257
5,01	0,001	0,08	0,00001	0,112	-0,218
5,23	0,001	0,09	0,00000	0,070	-0,173
5,45	0,001	0,08	-0,00001	0,037	-0,127
5,67	0,001	0,07	-0,00001	0,014	-0,087
5,89	0,001	0,05	-0,00001	-0,001	-0,054
6,10	0,001	0,04	-0,00001	-0,010	-0,028
6,32	0,000	0,03	-0,00001	-0,014	-0,011
6,54	0,000	0,02	-0,00001	-0,015	0,001
6,76	0,000	0,01	0,00000	-0,014	0,008
6,98	0,000	0,00	0,00000	-0,012	0,011
7,19	0,000	0,00	0,00000	-0,009	0,012
7,41	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,011
7,63	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,009
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,007
8,07	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
8,28	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
8,50	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
8,72	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,16	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,37	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,59	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
10,03	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,25	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,46	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,68	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

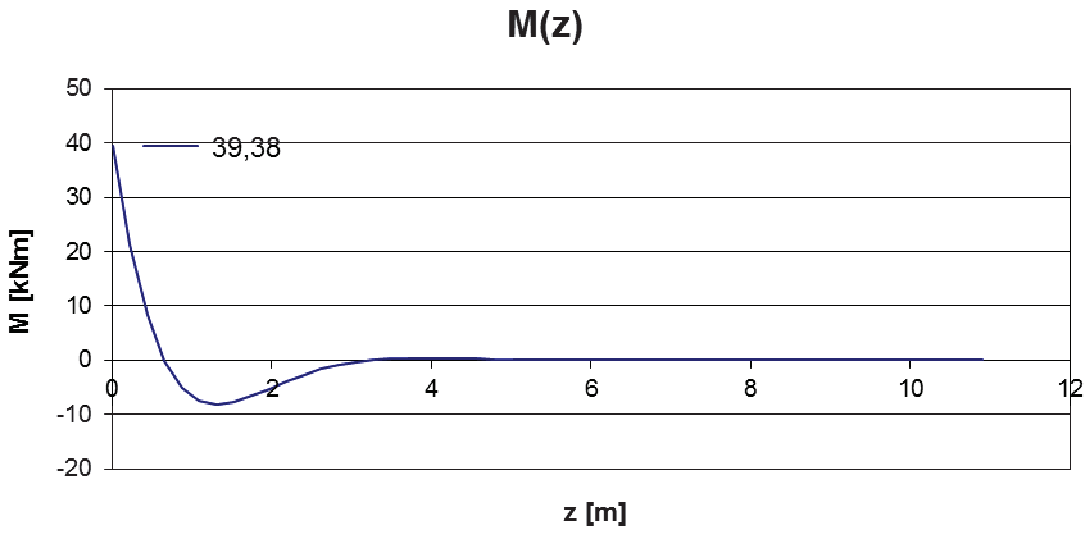


Tabella 26.64 – micropali Tipo D4: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

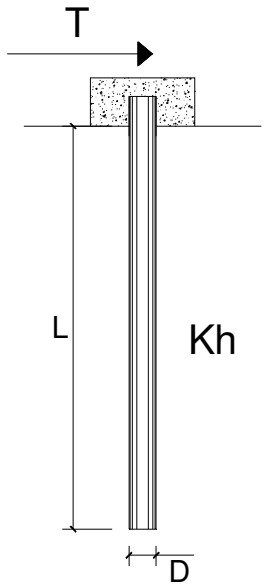
$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	39	**5,84**

Tabella 26.65 – micropali Tipo D4: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO H=8.5m(TipoD5)



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,02	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,233	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	33	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	116	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	12798	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	115,65	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	1,113	36,74	0,00000	67,074	-116,000
0,22	1,079	35,59	-0,00299	44,157	-94,369
0,44	0,991	32,71	-0,00486	25,838	-73,977
0,65	0,873	28,81	-0,00586	11,753	-55,636
0,87	0,740	24,43	-0,00620	1,400	-39,781
1,09	0,606	20,00	-0,00607	-5,784	-26,565
1,31	0,478	15,78	-0,00562	-10,371	-15,936
1,53	0,362	11,95	-0,00498	-12,907	-7,707
1,74	0,261	8,63	-0,00425	-13,886	-1,610
1,96	0,177	5,84	-0,00350	-13,741	2,667
2,18	0,109	3,58	-0,00278	-12,832	5,444
2,40	0,055	1,82	-0,00212	-11,454	7,028
2,62	0,015	0,51	-0,00154	-9,834	7,701
2,83	-0,013	-0,42	-0,00106	-8,144	7,709
3,05	-0,031	-1,04	-0,00066	-6,506	7,261
3,27	-0,042	-1,40	-0,00035	-4,999	6,526
3,49	-0,047	-1,56	-0,00012	-3,672	5,638

3,71	-0,048	-1,58	0,00005	-2,545	4,697
3,92	-0,046	-1,50	0,00016	-1,622	3,775
4,14	-0,041	-1,36	0,00023	-0,894	2,921
4,36	-0,036	-1,18	0,00026	-0,342	2,163
4,58	-0,030	-0,99	0,00027	0,057	1,515
4,80	-0,024	-0,80	0,00026	0,328	0,982
5,01	-0,019	-0,62	0,00023	0,494	0,559
5,23	-0,014	-0,47	0,00021	0,578	0,235
5,45	-0,010	-0,33	0,00017	0,603	0,000
5,67	-0,007	-0,22	0,00014	0,584	-0,162
5,89	-0,004	-0,13	0,00011	0,536	-0,263
6,10	-0,002	-0,06	0,00008	0,472	-0,317
6,32	0,000	-0,01	0,00006	0,401	-0,336
6,54	0,001	0,03	0,00004	0,328	-0,328
6,76	0,002	0,05	0,00002	0,259	-0,304
6,98	0,002	0,06	0,00001	0,196	-0,270
7,19	0,002	0,07	0,00000	0,141	-0,230
7,41	0,002	0,07	0,00000	0,096	-0,189
7,63	0,002	0,06	-0,00001	0,059	-0,150
7,85	0,002	0,06	-0,00001	0,030	-0,115
8,07	0,001	0,05	-0,00001	0,008	-0,084
8,28	0,001	0,04	-0,00001	-0,007	-0,057
8,50	0,001	0,03	-0,00001	-0,017	-0,036
8,72	0,001	0,02	-0,00001	-0,023	-0,019
8,94	0,001	0,02	-0,00001	-0,026	-0,006
9,16	0,000	0,01	-0,00001	-0,026	0,003
9,37	0,000	0,01	-0,00001	-0,025	0,009
9,59	0,000	0,00	0,00000	-0,022	0,012
9,81	0,000	0,00	0,00000	-0,019	0,014
10,03	0,000	0,00	0,00000	-0,016	0,015
10,25	0,000	0,00	0,00000	-0,013	0,014
10,46	0,000	0,00	0,00000	-0,010	0,013
10,68	0,000	0,00	0,00000	-0,008	0,011
10,90	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,009

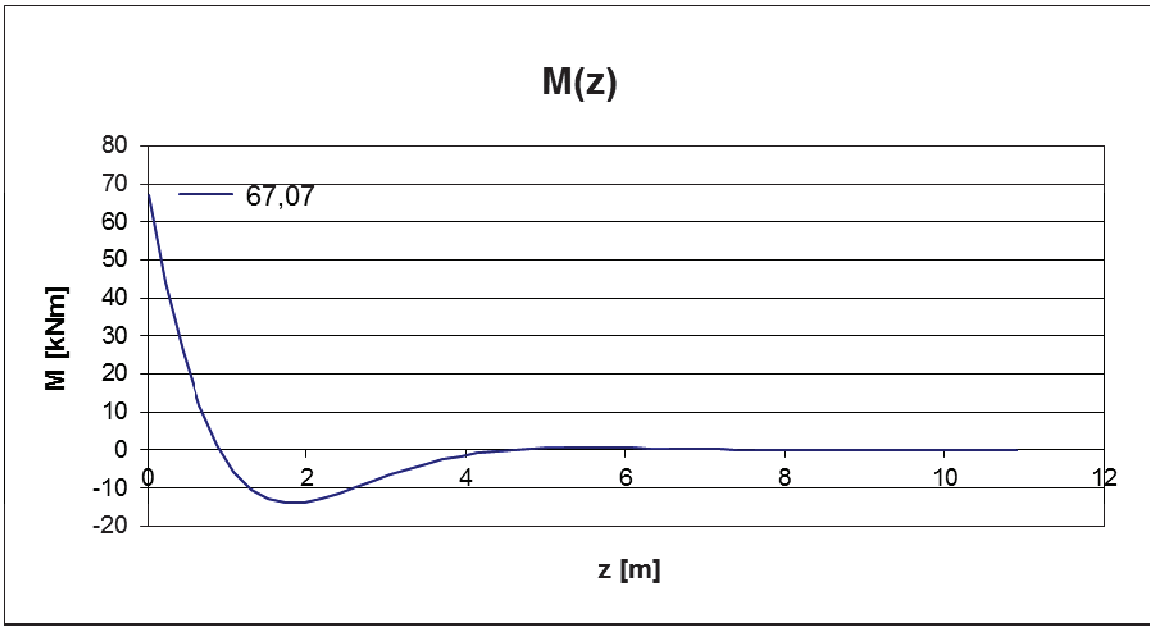


Tabella 26.66 – micropali Tipo D5: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	20,0	233,00	159,0	1283	355	434	67	**6,47**

Tabella 26.67 – micropali Tipo D5: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente.

26.5 MICROPALI TIPO E, E1.

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 4,5m. I muri interessati alla tipologia E sono l'OS05, OS06 e alla tipologia E1 l'OS12.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 4,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
E	OS05,OS06	12	0.3	244,5	12,5
E1	OS12	14	0.24	193.7	14.2

Tabella 26.68 – micropali Tipo E, E1: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in tabella è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nelle tabelle che seguono sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS05)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	276	366	253	206
Nmin sul micropalo di monte (KN)	80	-95	8	65
Vmax sui micropali (KN)	63	68	60	47

Tabella 26.69 – micropali Tipo E: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS06-OS12)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	327	366	253	240
Nmin sul micropalo di monte (KN)	29	-95	8	31
Vmax sui micropali (KN)	69	68	60	50

Tabella 26.70 – micropali Tipo E,E1: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo E, E1 vengono schematizzati nelle seguenti figure.

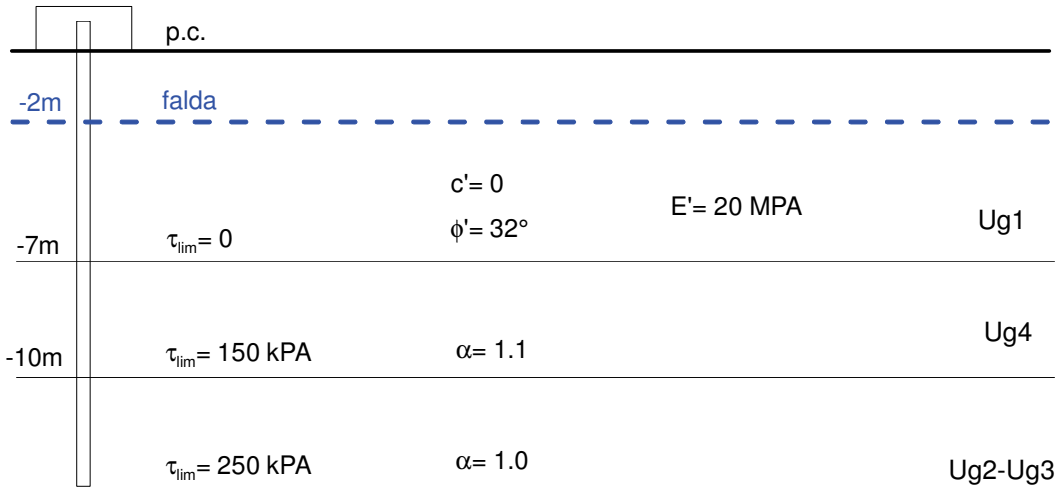


Figura 26.12 – micropali Tipo E: parametri dimensionanti.

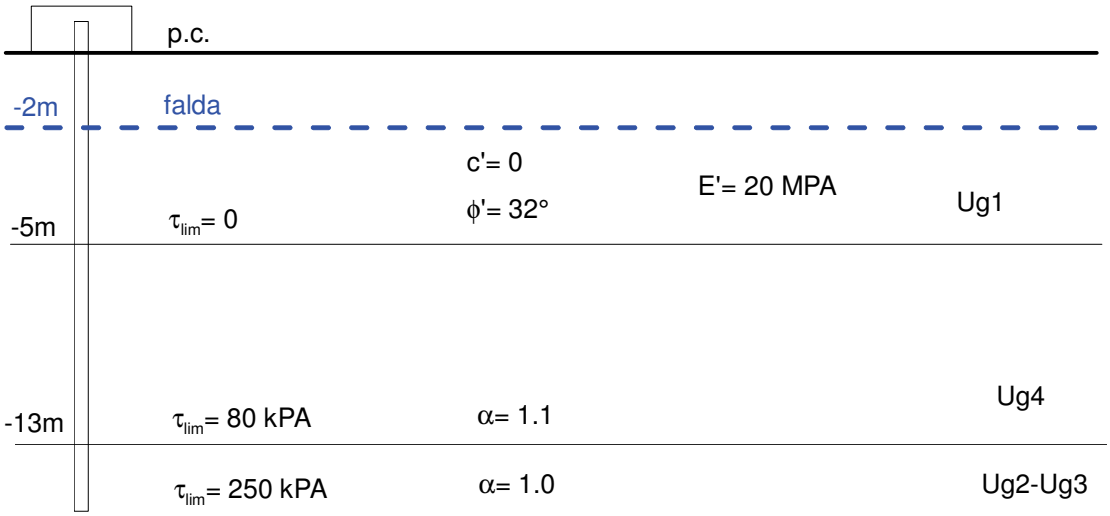


Figura 26.13 – micropali Tipo E1: parametri dimensionanti.

MURO H=4.5m(OS05)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	4,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	13,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	46,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	9,5	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	43,0	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	6,8	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	20,6	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	18,3	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	2,6	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.71 – micropali Tipo E(OS05): risultati delle verifiche

MURO H=4.5m(OS06)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	4,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	13,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	46,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	9,5	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	91	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	43,0	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	6,9	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	24,0	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	21,3	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	3,0	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.72 – micropali Tipo E(OS06): risultati delle verifiche

MURO H=4.5m(OS12)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	9,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	16,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,240	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,264	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,240	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	8,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	89	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	45,5	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	9,5	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	8,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	89	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	41,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
k	8300	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	1992	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3607,0	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	360,7	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	36,6	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	6,9	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	24,0	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	21,3	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	3,0	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.73 – micropali Tipo E1: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

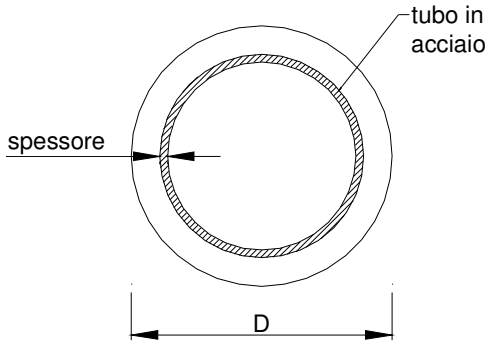
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)

Sforzo Normale = 327 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γ_c = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γ_c = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 225,9 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.74 – micropali Tipo E(OS05-OS06): calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

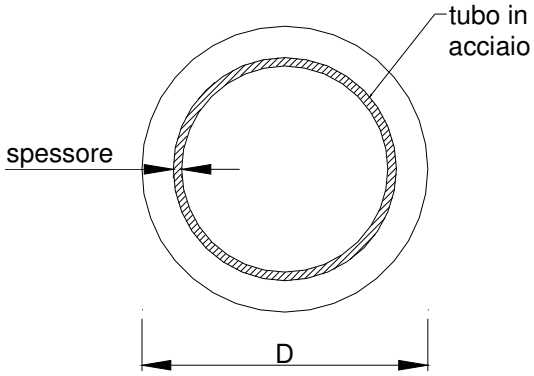
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 240 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193,7 (mm)

Spessore = 14,2 (mm)



Sforzo Normale = 327 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

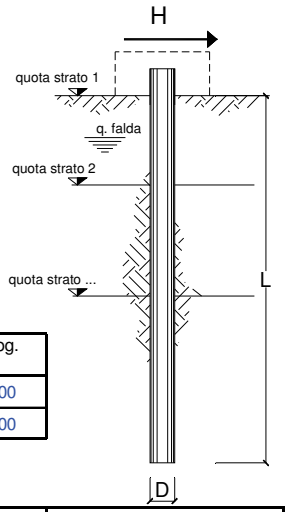
Momento di Plasticizzazione

My = 147,6 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.75 – micropali Tipo E1: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS05 H=4.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		11,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	11,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,87	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	742,5	(kN)	742,5	(kN)
Palo corto	2476,0	(kN)	2476,0	(kN)

H_{med} 232,0 (kN) Palo lungo — **H_{min} 232,0 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 136,50 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **105,00 (kN)**

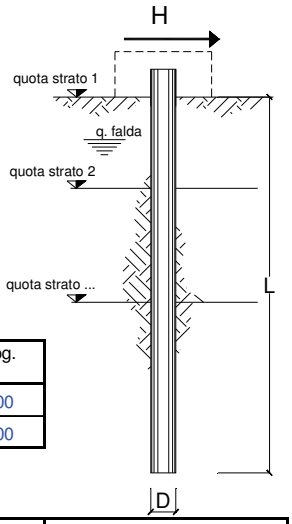
Carico Assiale Permanente (G): G = 68 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 68,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,54

Tabella 26.76 – micropali Tipo E(OS05): verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS06 H=4.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_r
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		11,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	11,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,93	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	742,5	(kN)	742,5	(kN)
Palo corto	2476,0	(kN)	2476,0	(kN)

H_{med} 232,0 (kN) Palo lungo — **H_{min} 232,0 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 136,50 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **105,00 (kN)**

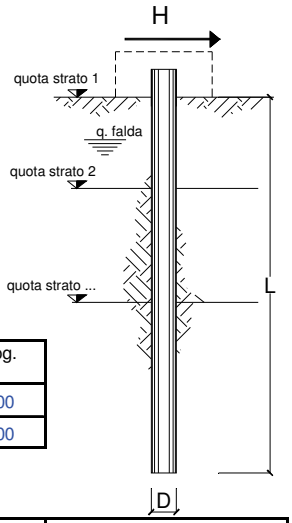
Carico Assiale Permanente (G): G = 69 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 69,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,52

Tabella 26.77 – micropali Tipo E(OS06): verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO H=4.5m(OS12)**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		14,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	13	(m)
Diametro del palo D	0,24	(m)
Lunghezza del palo L	14,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	147,60	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	162,5	(kN)	162,5	(kN)
Palo intermedio	861,7	(kN)	861,7	(kN)
Palo corto	2962,2	(kN)	2962,2	(kN)

H_{med} 162,5 (kN) Palo lungo — **H_{min} 162,5 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 95,56 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **73,51 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 69 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 69,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,07

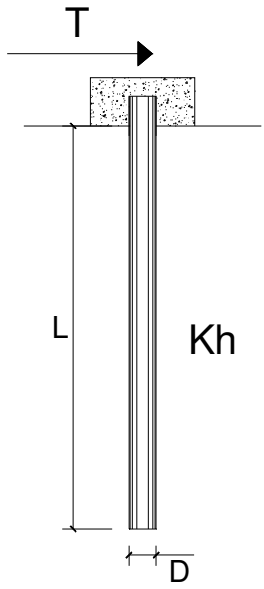
Tabella 26.78 – micropali Tipo E1: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS05/06 H=4.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	11,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	69	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,508	34,04	0,00000	28,603	-69,000
0,24	0,474	31,73	-0,00260	14,509	-49,663
0,48	0,396	26,51	-0,00375	4,777	-32,630
0,71	0,303	20,29	-0,00393	-1,295	-19,001
0,95	0,213	14,27	-0,00355	-4,554	-8,975
1,19	0,136	9,12	-0,00289	-5,827	-2,218
1,43	0,076	5,09	-0,00216	-5,823	1,862
1,67	0,033	2,19	-0,00149	-5,100	3,929

1,90	0,004	0,29	-0,00092	-4,062	4,607
2,14	-0,012	-0,82	-0,00049	-2,975	4,419
2,38	-0,020	-1,34	-0,00019	-1,995	3,767
2,62	-0,022	-1,47	0,00001	-1,196	2,934
2,86	-0,020	-1,36	0,00012	-0,599	2,101
3,09	-0,017	-1,13	0,00016	-0,188	1,373
3,33	-0,013	-0,86	0,00017	0,067	0,793
3,57	-0,009	-0,60	0,00015	0,202	0,368
3,81	-0,006	-0,38	0,00012	0,253	0,083
4,05	-0,003	-0,21	0,00009	0,250	-0,088
4,28	-0,001	-0,09	0,00006	0,218	-0,173
4,52	0,000	-0,01	0,00004	0,173	-0,199
4,76	0,001	0,04	0,00002	0,126	-0,190
5,00	0,001	0,06	0,00001	0,084	-0,161
5,24	0,001	0,06	0,00000	0,050	-0,125
5,47	0,001	0,06	-0,00001	0,025	-0,089
5,71	0,001	0,05	-0,00001	0,007	-0,058
5,95	0,001	0,04	-0,00001	-0,003	-0,033
6,19	0,000	0,03	-0,00001	-0,009	-0,015
6,43	0,000	0,02	-0,00001	-0,011	-0,003
6,66	0,000	0,01	0,00000	-0,011	0,004
6,90	0,000	0,00	0,00000	-0,009	0,008
7,14	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,009
7,38	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,008
7,62	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,007
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
8,09	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
8,33	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
8,57	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
8,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
9,04	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,28	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,52	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,76	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,00	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,23	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,47	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,71	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,95	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,19	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,42	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,66	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

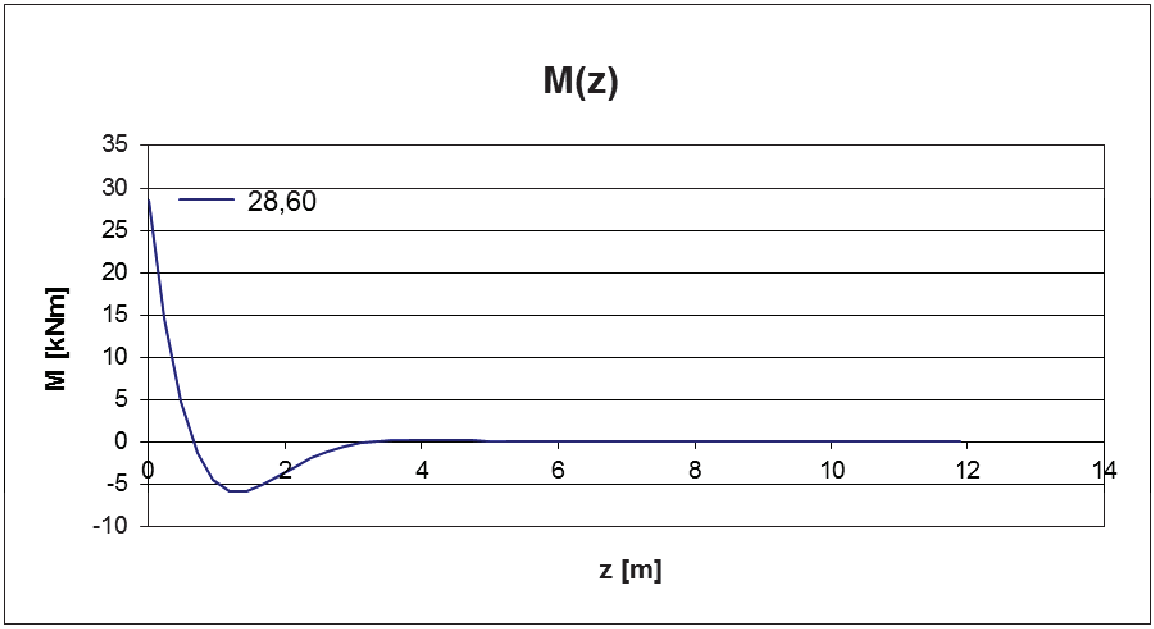


Tabella 26.79 – micropali Tipo E: andamento del momento M con la profondità z

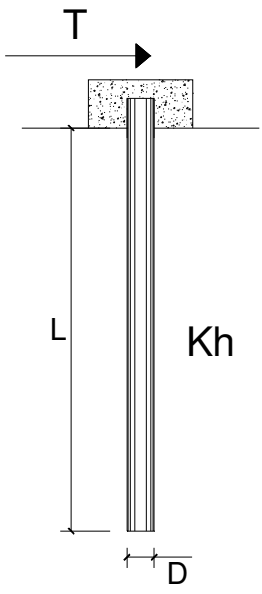
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	29	**7,85**

Tabella 26.80 – micropali Tipo E: risultati della verifica

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS12 H=4.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,1937	(m)
Spessore del palo (s):	0,0142	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,165	(m)
Lunghezza del palo (L)	14,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	83	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	69	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	3245	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	71,00	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,604	50,17	0,00000	24,496	-69,000
0,30	0,525	43,55	-0,00456	8,142	-41,414
0,60	0,369	30,60	-0,00547	-0,808	-19,907
0,89	0,216	17,93	-0,00460	-4,487	-6,007
1,19	0,100	8,30	-0,00316	-5,037	1,388
1,49	0,027	2,22	-0,00180	-4,108	4,261
1,79	-0,011	-0,92	-0,00080	-2,756	4,516
2,09	-0,025	-2,07	-0,00018	-1,533	3,580
2,38	-0,025	-2,08	0,00013	-0,650	2,346
2,68	-0,019	-1,61	0,00023	-0,118	1,270
2,98	-0,012	-1,03	0,00022	0,139	0,511
3,28	-0,007	-0,54	0,00017	0,218	0,065
3,58	-0,002	-0,21	0,00010	0,202	-0,143

3,87	0,000	-0,01	0,00005	0,148	-0,199
4,17	0,001	0,07	0,00002	0,090	-0,178
4,47	0,001	0,09	0,00000	0,045	-0,127
4,77	0,001	0,08	-0,00001	0,015	-0,076
5,07	0,001	0,06	-0,00001	-0,002	-0,036
5,36	0,000	0,03	-0,00001	-0,008	-0,011
5,66	0,000	0,02	-0,00001	-0,009	0,003
5,96	0,000	0,00	0,00000	-0,008	0,008
6,26	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,008
6,56	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,007
6,85	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
7,15	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
7,45	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
7,75	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,05	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,34	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,64	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,24	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,54	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,83	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,13	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,43	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,73	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,03	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,32	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,62	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,92	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,22	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,52	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,11	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,41	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,71	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,01	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,30	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,60	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

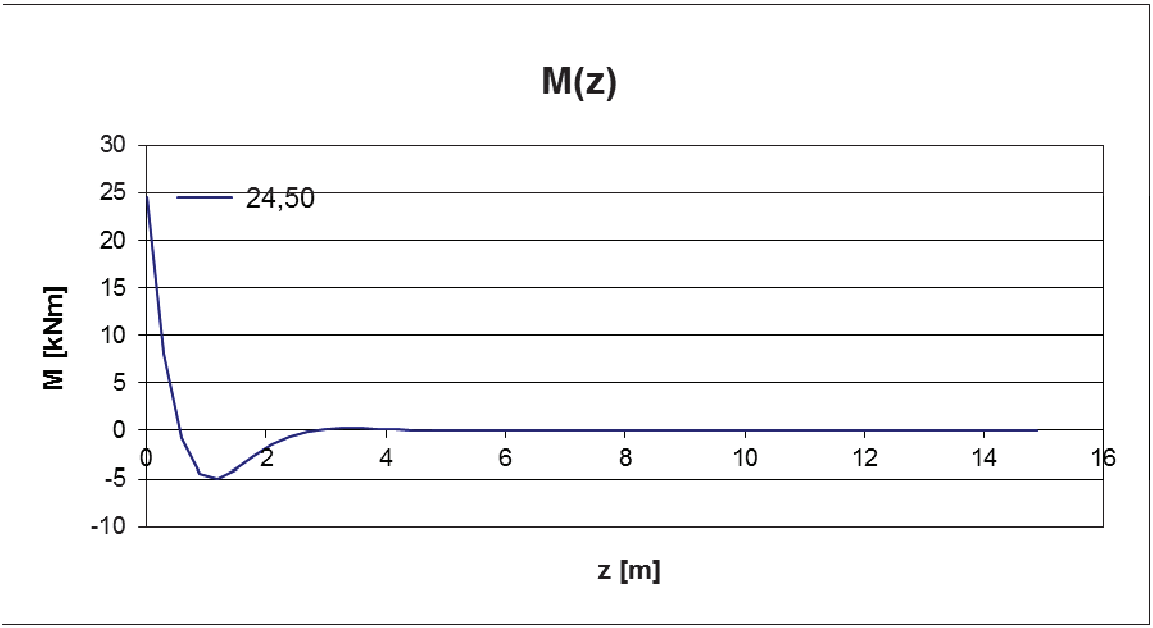


Tabella 26.81 – micropali Tipo E1: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
193,7	14,2	165,30	80,1	458	355	155	25	**6,46**

Tabella 26.82 – micropali Tipo E1: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.6 MICROPALI TIPO F, F1 E F2.

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 3,5m. I muri interessati alla tipologia F sono l'OS05, OS06, alla tipologia F1 l'OS12 e alla tipologia F2 sono l'OS09, OS19.
Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 3,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
F	OS05,OS06	11	0.3	244,5	12,5
F1	OS12	15	0.24	193.7	14.2
F2	OS09,OS19	8	0.3	244,5	12,5

Tabella 26.83 – micropali Tipo F, F1 e F2: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in tabella è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nelle tabelle che seguono sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS05)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	201	332	177	150
Nmin sul micropalo di monte (KN)	74	-123	23	59
Vmax sui micropali (KN)	44	57	40	32

Tabella 26.84 – micropali Tipo F: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS06)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	253	332	177	185
Nmin sul micropalo di monte (KN)	22	-123	23	24
Vmax sui micropali (KN)	49	57	40	35

Tabella 26.85 – micropali Tipo F: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS12)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	232	332	177	171
Nmin sul micropalo di monte (KN)	43	-123	23	38
Vmax sui micropali (KN)	49	57	40	35

Tabella 26.86 – micropali Tipo F1: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS09)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	209	189	168	155
Nmin sul micropalo di monte (KN)	67	20	32	54
Vmax sui micropali (KN)	45	42	38	33

Tabella 26.87 – micropali Tipo F2: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS19)	SLU	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	165	170	126
Nmin sul micropalo di monte (KN)	65	6	51
Vmax sui micropali (KN)	38	43	29

Tabella 26.88 – micropali Tipo F2: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo F, F1 e F2 vengono schematizzati nelle seguenti figure.

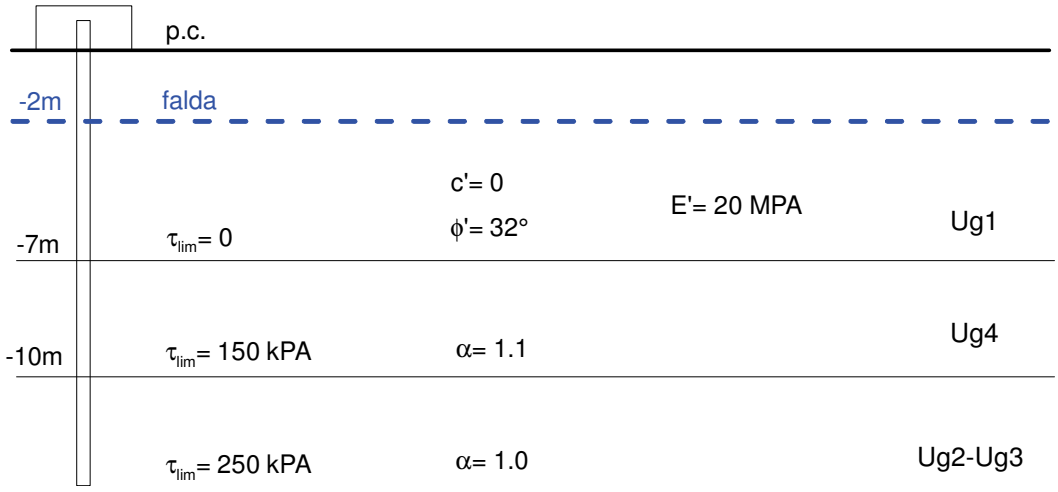


Figura 26.14 – micropali Tipo F: parametri dimensionanti.

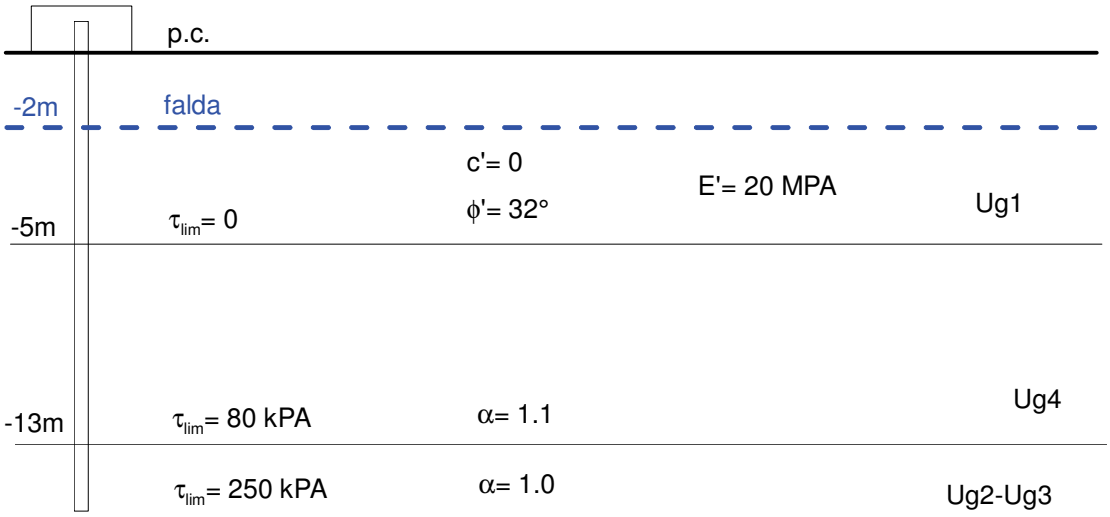


Figura 26.15 – micropali Tipo F1: parametri dimensionanti.

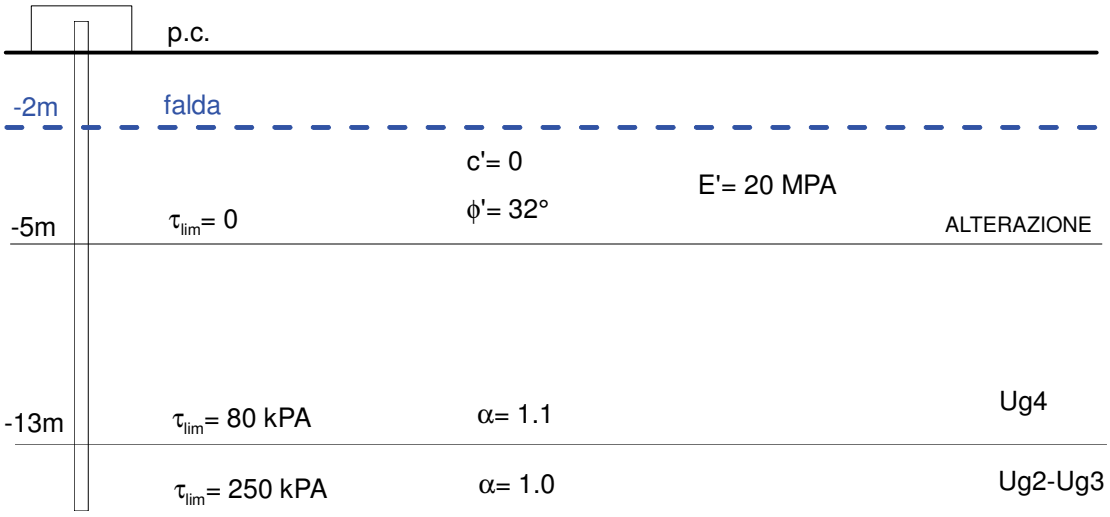


Figura 26.16 – micropali Tipo F2(OS09): parametri dimensionanti.

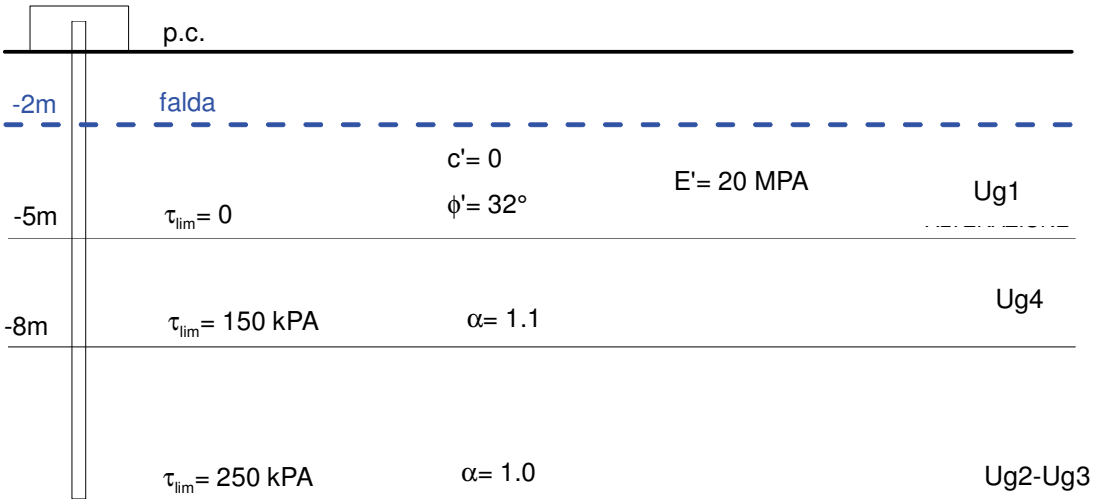


Figura 26.17 – micropali Tipo F2(OS19): parametri dimensionanti.

MURO H=3.5m(OS05)			
L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	3,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE			
E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	34,7	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE			
E_d	12,3	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1

$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	31,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	5,7	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd}>E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	15,0	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	13,3	N/mm²	tensione nell'acciaio
σ_c	1,9	N/mm²	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm²	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm²	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm²	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd}>\sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.89 – micropali Tipo F(OS05): risultati delle verifiche

MURO H=3.5m(OS06)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	3,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	34,7	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	12,3	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	31,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A COMPRESSIONE			
E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica			
A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A TAGLIO			
E_d	5,7	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	18,5	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	16,4	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	2,3	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.90 – micropali Tipo F(OS06): risultati delle verifiche

MURO H=3.5m(OS12)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	9,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	16,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,240	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,264	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,240	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	8,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	89	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	45,5	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	12,3	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	8,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	8,0	m	spessore strato 1
s_2	1,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	89	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	41,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
k	8300	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	1992	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3607,0	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	360,7	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	33,2	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	5,7	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	17,1	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	15,2	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	2,2	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.91 – micropali Tipo F1(OS12): risultati delle verifiche

MURO H=3.5m(OS09)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	2,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	9,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	20,9	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	2,9	m	spessore strato 1
s_2	0,0	m	spessore strato 2
R_{lim}	45	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	23,1	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	0	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	2,9	m	spessore strato 1
s_2	0,0	m	spessore strato 2
R_{lim}	45	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	21,2	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	20,9	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	20,9	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	4,5	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	15,5	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	13,7	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	2,0	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.92 – micropali Tipo F2(OS09): risultati delle verifiche

MURO H=3.5m(OS19)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	2,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	9,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	17	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	-0,1	m	spessore strato 2
R_{lim}	44	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	22,7	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	0	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	-0,1	m	spessore strato 2
R_{lim}	44	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	20,8	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	17	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A COMPRESSIONE			
E_d	17	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica			
A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A TAGLIO			
E_d	4,3	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	12,6	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	9,7	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	1,4	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.93 – micropali Tipo F2(OS19): risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

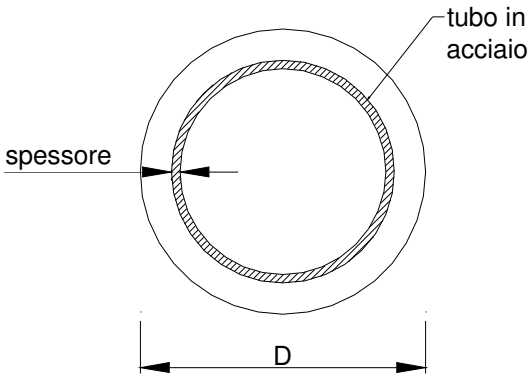
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)

Sforzo Normale = 332 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 225,9 (kN m) Inserisci

Tabella 26.94 – micropali Tipo F(OS05-OS06): calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

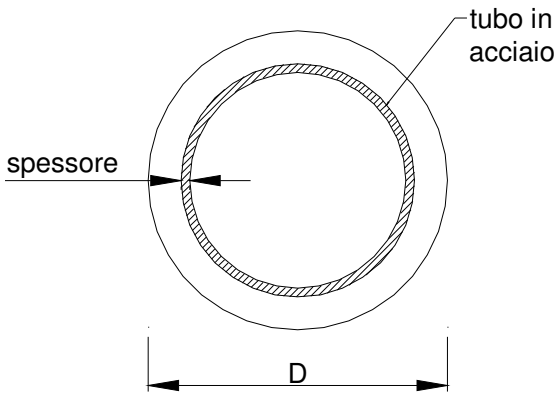
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 240 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193,7 (mm)

Spessore = 14,2 (mm)



Sforzo Normale = 332 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 147,6 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.95 – micropali Tipo F1: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

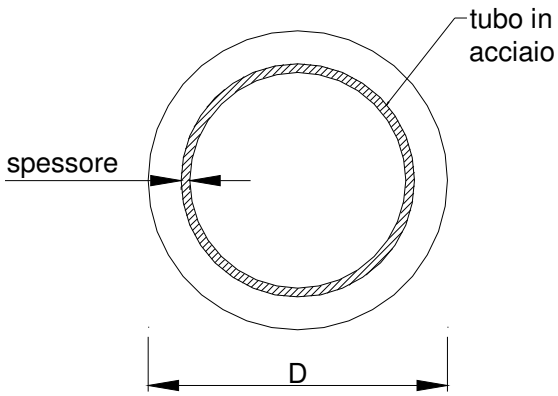
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)



Sforzo Normale = 209 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 225,6 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.96 – micropali Tipo F2(OS09): calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

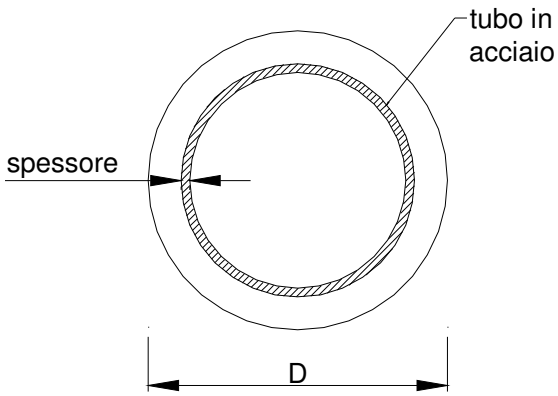
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)



Sforzo Normale = 170 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

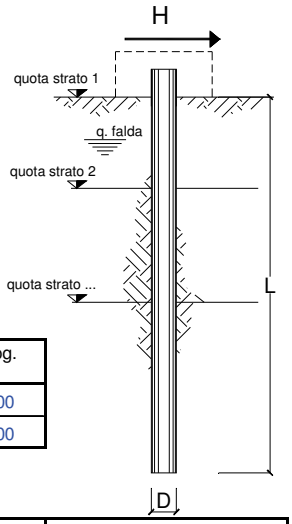
Momento di Plasticizzazione

My = 279,5 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.97 – micropali Tipo F2(OS19): calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS05/06 H=3.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		10,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	10,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,54	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	639,2	(kN)	639,2	(kN)
Palo corto	2119,8	(kN)	2119,8	(kN)

H_{med} 232,0 (kN) Palo lungo — **H_{min} 232,0 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 136,50 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **105,00 (kN)**

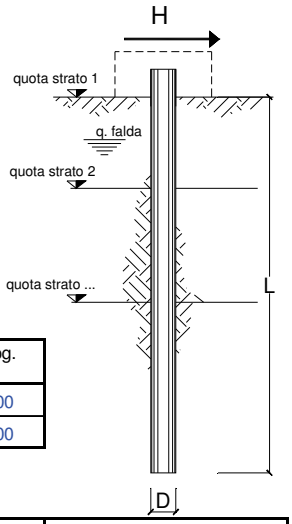
Carico Assiale Permanente (G): G = 57 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 57,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,84

Tabella 26.98 – micropali Tipo E(OS05/06): verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS12 H=3.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_r
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		14,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	13	(m)
Diametro del palo D	0,24	(m)
Lunghezza del palo L	14,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	147,56	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	162,5	(kN)	162,5	(kN)
Palo intermedio	861,7	(kN)	861,7	(kN)
Palo corto	2962,2	(kN)	2962,2	(kN)

H_{med} **162,5 (kN) Palo lungo** H_{min} **162,5 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 95,56 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **73,51 (kN)**

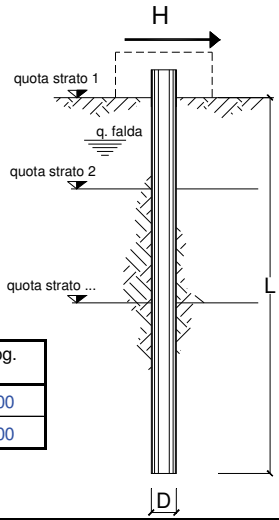
Carico Assiale Permanente (G): G = 57 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **57,00 (kN)**

FS = Hd / Fd = **1,29**

Tabella 26.99 – micropali Tipo F1(OS12): verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS09 H=3.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		7,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	6	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	7,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,59	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	232,0	(kN)	232,0	(kN)
Palo intermedio	390,5	(kN)	390,5	(kN)
Palo corto	1209,4	(kN)	1209,4	(kN)

H_{med} **232,0 (kN) Palo lungo** — H_{min} **232,0 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 136,50 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **105,00 (kN)**

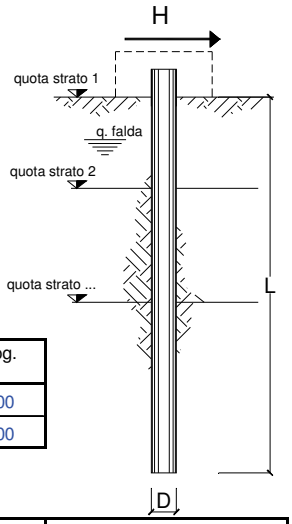
Carico Assiale Permanente (G): G = 45 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **45,00 (kN)**

FS = Hd / Fd = 2,33

Tabella 26.100 – micropali Tipo F1(OS09): verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS19 H=3.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		7,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	6	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	7,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	279,48	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	266,5	(kN)	266,5	(kN)
Palo intermedio	394,9	(kN)	394,9	(kN)
Palo corto	1209,4	(kN)	1209,4	(kN)

H_{med} 266,5 (kN) Palo lungo — **H_{min} 266,5 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 156,78 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **120,60 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 43 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 43,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 2,80

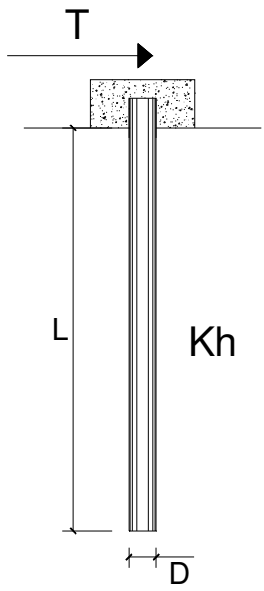
Tabella 26.101 – micropali Tipo F1(OS19): verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS05/06 H=3.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	57	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,420	28,12	0,00000	23,629	-57,000
0,22	0,395	26,49	-0,00202	12,819	-42,315
0,44	0,339	22,72	-0,00300	5,068	-29,137
0,65	0,270	18,07	-0,00326	-0,052	-18,251
0,87	0,200	13,40	-0,00307	-3,073	-9,877
1,09	0,138	9,22	-0,00263	-4,531	-3,877

1,31	0,086	5,77	-0,00209	-4,912	0,081
1,53	0,046	3,11	-0,00155	-4,614	2,411
1,74	0,018	1,21	-0,00106	-3,948	3,533
1,96	-0,001	-0,04	-0,00066	-3,135	3,820
2,18	-0,012	-0,77	-0,00036	-2,321	3,583
2,40	-0,017	-1,13	-0,00014	-1,593	3,063
2,62	-0,018	-1,21	0,00001	-0,993	2,429
2,83	-0,017	-1,14	0,00009	-0,533	1,797
3,05	-0,015	-0,97	0,00013	-0,205	1,232
3,27	-0,011	-0,77	0,00014	0,011	0,767
3,49	-0,008	-0,57	0,00013	0,138	0,411
3,71	-0,006	-0,39	0,00011	0,198	0,157
3,92	-0,004	-0,24	0,00009	0,212	-0,010
4,14	-0,002	-0,13	0,00007	0,198	-0,108
4,36	-0,001	-0,05	0,00004	0,169	-0,154
4,58	0,000	0,00	0,00003	0,134	-0,165
4,80	0,001	0,03	0,00001	0,099	-0,154
5,01	0,001	0,05	0,00001	0,067	-0,131
5,23	0,001	0,05	0,00000	0,042	-0,104
5,45	0,001	0,05	0,00000	0,022	-0,076
5,67	0,001	0,04	-0,00001	0,008	-0,052
5,89	0,000	0,03	-0,00001	-0,001	-0,032
6,10	0,000	0,02	-0,00001	-0,006	-0,017
6,32	0,000	0,02	0,00000	-0,009	-0,006
6,54	0,000	0,01	0,00000	-0,009	0,001
6,76	0,000	0,01	0,00000	-0,009	0,005
6,98	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,007
7,19	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,007
7,41	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,007
7,63	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,006
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,004
8,07	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,003
8,28	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
8,50	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
8,72	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,16	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,37	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,59	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,03	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,25	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,46	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,68	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

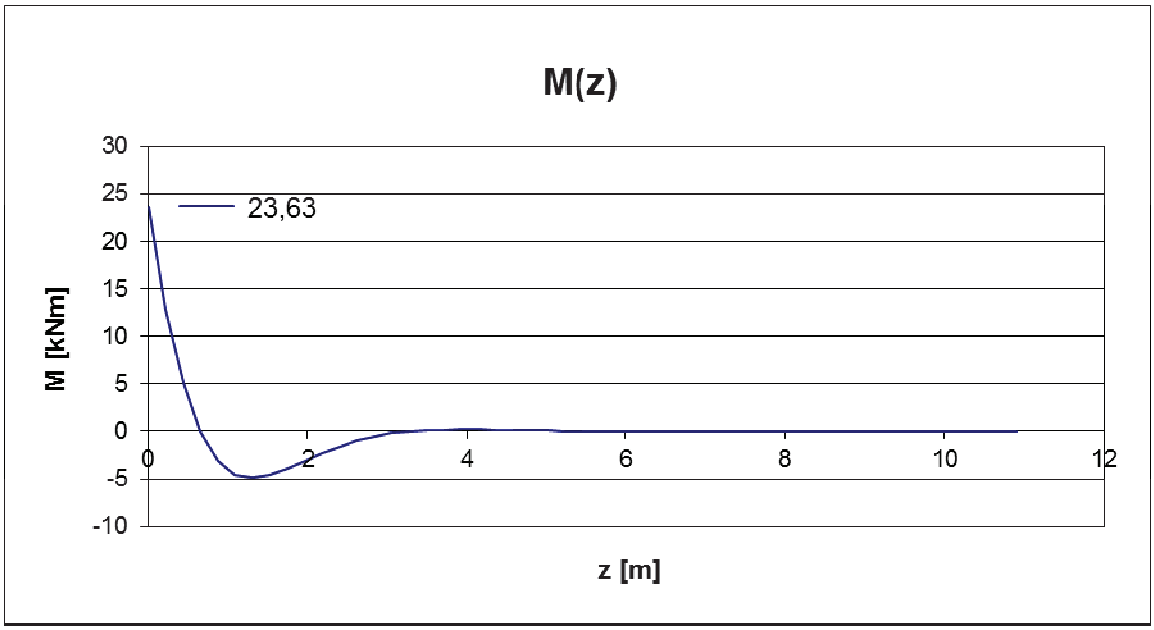


Tabella 26.102 – micropali Tipo F: andamento del momento M con la profondità z

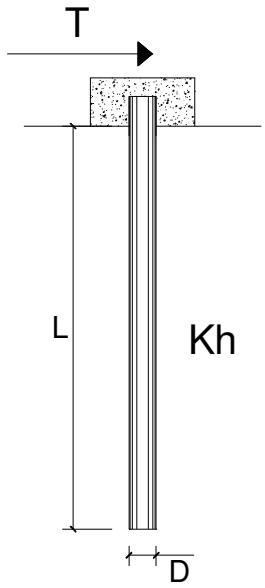
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	24	**9,49**

Tabella 26.103 – micropali Tipo F: risultati della verifica

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS1 H=3.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,1937	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,169	(m)
Lunghezza del palo (L)	14,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	83	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	57	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	2934	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	69,24	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,512	42,50	0,00000	19,732	-57,000
0,30	0,442	36,65	-0,00401	6,307	-33,683
0,60	0,305	25,34	-0,00474	-0,889	-15,709
0,89	0,174	14,46	-0,00391	-3,717	-4,324
1,19	0,077	6,37	-0,00261	-4,018	1,531
1,49	0,017	1,42	-0,00144	-3,177	3,638
1,79	-0,012	-1,02	-0,00059	-2,056	3,652
2,09	-0,022	-1,80	-0,00009	-1,086	2,778
2,38	-0,020	-1,70	0,00014	-0,415	1,739
2,68	-0,015	-1,25	0,00021	-0,031	0,881
2,98	-0,009	-0,76	0,00018	0,139	0,306
3,28	-0,004	-0,37	0,00013	0,177	-0,011
3,58	-0,001	-0,11	0,00008	0,151	-0,142
3,87	0,000	0,02	0,00003	0,103	-0,164
4,17	0,001	0,07	0,00001	0,058	-0,133
4,47	0,001	0,08	0,00000	0,025	-0,088

4,77	0,001	0,06	-0,00001	0,005	-0,048
5,07	0,000	0,04	-0,00001	-0,005	-0,019
5,36	0,000	0,02	-0,00001	-0,008	-0,003
5,66	0,000	0,01	0,00000	-0,007	0,005
5,96	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,007
6,26	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,006
6,56	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
6,85	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
7,15	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
7,45	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
7,75	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,05	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,34	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,64	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,24	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,54	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,83	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,13	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,43	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,73	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,03	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,32	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,62	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,92	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,22	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,52	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,11	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,41	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
13,71	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,01	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,30	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,60	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
14,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

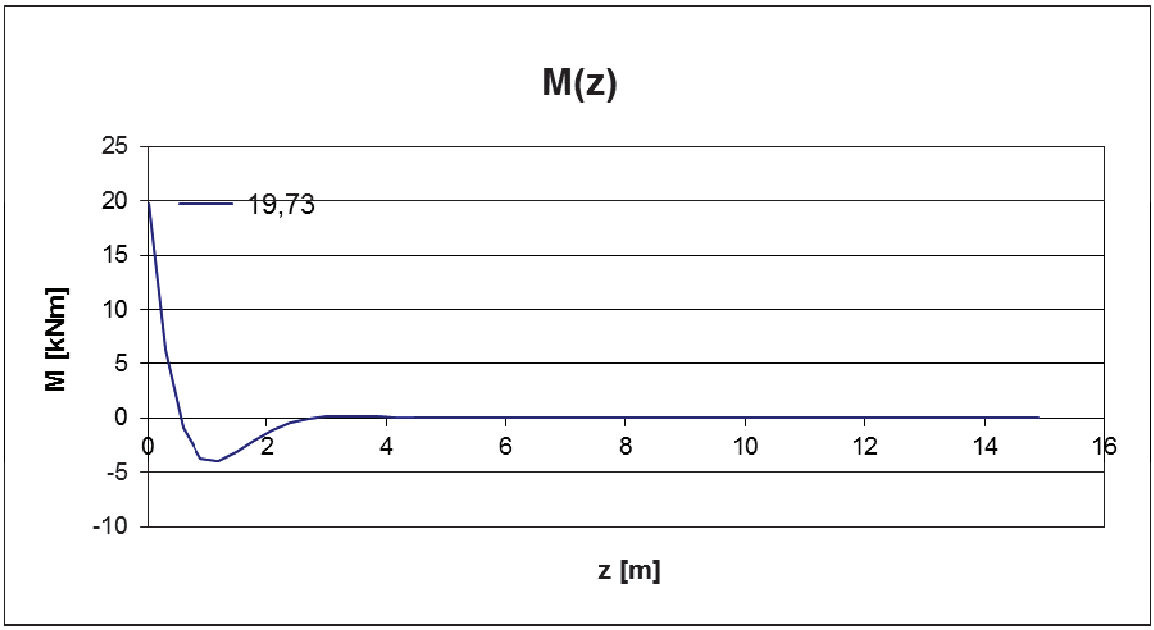


Tabella 26.104 – micropali Tipo F1: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

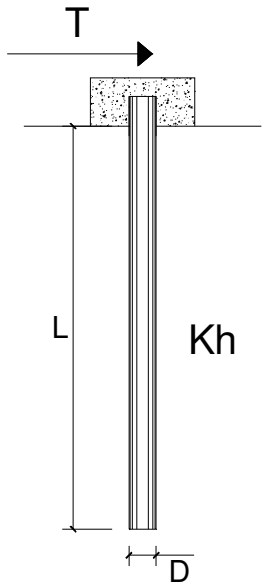
$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
193,7	14,2	165,30	80,1	458	355	155	20	**7,75**

Tabella 26.105 – micropali Tipo F1: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS09 H=3.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	7,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	45	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,331	22,20	0,00000	18,654	-45,000
0,16	0,321	21,49	-0,00125	12,218	-36,518
0,32	0,294	19,72	-0,00203	7,088	-28,533
0,47	0,259	17,32	-0,00244	3,158	-21,365
0,63	0,219	14,64	-0,00258	0,284	-15,186
0,79	0,178	11,94	-0,00251	-1,696	-10,054
0,95	0,140	9,37	-0,00232	-2,947	-5,944
1,11	0,105	7,06	-0,00205	-3,624	-2,781
1,26	0,075	5,05	-0,00174	-3,869	-0,453
1,42	0,050	3,38	-0,00142	-3,805	1,165
1,58	0,030	2,03	-0,00112	-3,532	2,200
1,74	0,015	0,99	-0,00085	-3,134	2,775
1,90	0,003	0,22	-0,00061	-2,673	3,001
2,05	-0,005	-0,32	-0,00041	-2,199	2,975
2,21	-0,010	-0,67	-0,00025	-1,742	2,779
2,37	-0,013	-0,87	-0,00013	-1,326	2,478

2,53	-0,014	-0,95	-0,00003	-0,962	2,124
2,69	-0,014	-0,95	0,00003	-0,656	1,754
2,84	-0,013	-0,89	0,00007	-0,407	1,397
3,00	-0,012	-0,80	0,00010	-0,213	1,068
3,16	-0,010	-0,69	0,00011	-0,067	0,780
3,32	-0,009	-0,57	0,00011	0,036	0,536
3,48	-0,007	-0,46	0,00010	0,105	0,338
3,63	-0,005	-0,35	0,00009	0,145	0,182
3,79	-0,004	-0,26	0,00008	0,164	0,064
3,95	-0,003	-0,18	0,00007	0,167	-0,020
4,11	-0,002	-0,11	0,00005	0,159	-0,076
4,27	-0,001	-0,06	0,00004	0,144	-0,110
4,42	0,000	-0,02	0,00003	0,125	-0,127
4,58	0,000	0,00	0,00002	0,105	-0,130
4,74	0,000	0,02	0,00001	0,085	-0,125
4,90	0,001	0,03	0,00001	0,066	-0,114
5,06	0,001	0,04	0,00000	0,049	-0,099
5,21	0,001	0,04	0,00000	0,034	-0,084
5,37	0,001	0,04	0,00000	0,022	-0,068
5,53	0,001	0,04	0,00000	0,013	-0,053
5,69	0,000	0,03	0,00000	0,006	-0,040
5,85	0,000	0,03	0,00000	0,000	-0,028
6,00	0,000	0,02	0,00000	-0,003	-0,019
6,16	0,000	0,02	0,00000	-0,006	-0,011
6,32	0,000	0,01	0,00000	-0,007	-0,005
6,48	0,000	0,01	0,00000	-0,007	-0,001
6,64	0,000	0,01	0,00000	-0,007	0,002
6,79	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,004
6,95	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,005
7,11	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,006
7,27	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,006
7,43	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,005
7,58	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
7,74	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,004
7,90	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,003

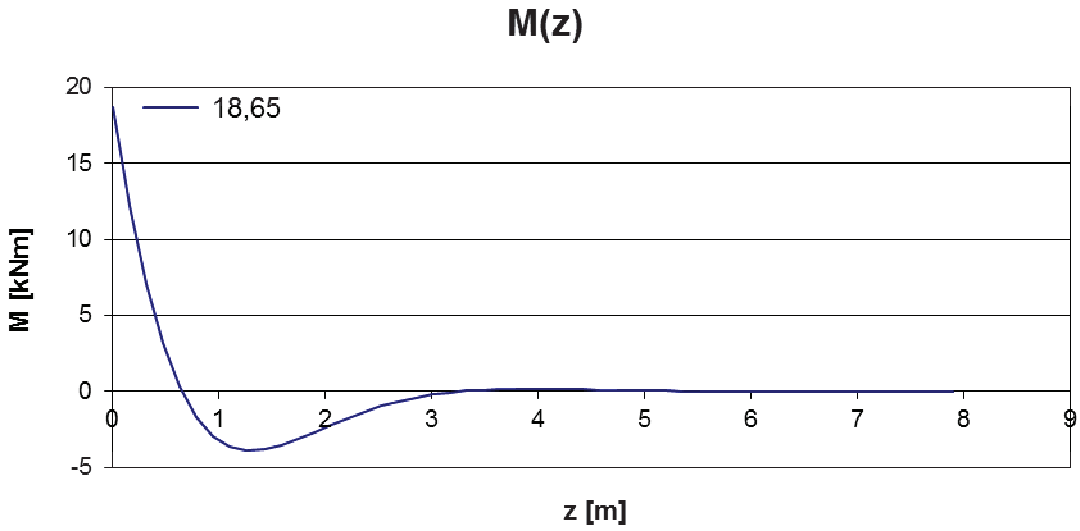


Tabella 26.106 – micropali Tipo F2(OS09): andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

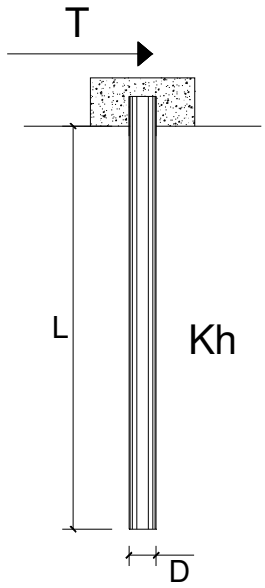
$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	19	**11,98**

Tabella 26.107 – micropali Tipo F2(OS09): risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS19 H=3.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	7,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	43	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,317	21,21	0,00000	17,825	-43,000
0,16	0,307	20,54	-0,00120	11,675	-34,895
0,32	0,281	18,84	-0,00194	6,773	-27,265
0,47	0,247	16,55	-0,00233	3,018	-20,415
0,63	0,209	13,99	-0,00246	0,272	-14,511
0,79	0,170	11,41	-0,00240	-1,620	-9,607
0,95	0,134	8,96	-0,00222	-2,816	-5,680
1,11	0,101	6,74	-0,00196	-3,463	-2,657
1,26	0,072	4,83	-0,00166	-3,697	-0,432
1,42	0,048	3,23	-0,00136	-3,635	1,113
1,58	0,029	1,94	-0,00107	-3,375	2,102
1,74	0,014	0,95	-0,00081	-2,994	2,651
1,90	0,003	0,21	-0,00059	-2,555	2,867
2,05	-0,005	-0,30	-0,00040	-2,101	2,843
2,21	-0,010	-0,64	-0,00024	-1,665	2,655
2,37	-0,012	-0,83	-0,00012	-1,267	2,368

2,53	-0,014	-0,91	-0,00003	-0,919	2,029
2,69	-0,014	-0,91	0,00003	-0,626	1,676
2,84	-0,013	-0,85	0,00007	-0,389	1,335
3,00	-0,011	-0,77	0,00009	-0,203	1,021
3,16	-0,010	-0,66	0,00010	-0,064	0,745
3,32	-0,008	-0,55	0,00011	0,035	0,513
3,48	-0,007	-0,44	0,00010	0,100	0,323
3,63	-0,005	-0,34	0,00009	0,139	0,174
3,79	-0,004	-0,25	0,00008	0,157	0,061
3,95	-0,003	-0,17	0,00007	0,160	-0,019
4,11	-0,002	-0,11	0,00005	0,152	-0,073
4,27	-0,001	-0,06	0,00004	0,138	-0,105
4,58	0,000	0,00	0,00002	0,100	-0,124
4,74	0,000	0,02	0,00001	0,081	-0,119
4,90	0,000	0,03	0,00001	0,063	-0,109
5,06	0,001	0,04	0,00000	0,047	-0,095
5,21	0,001	0,04	0,00000	0,033	-0,080
5,37	0,001	0,04	0,00000	0,021	-0,065
5,53	0,001	0,04	0,00000	0,012	-0,051
5,69	0,000	0,03	0,00000	0,005	-0,038
5,85	0,000	0,03	0,00000	0,000	-0,027
6,00	0,000	0,02	0,00000	-0,003	-0,018
6,16	0,000	0,02	0,00000	-0,005	-0,010
6,32	0,000	0,01	0,00000	-0,006	-0,005
6,48	0,000	0,01	0,00000	-0,007	-0,001
6,64	0,000	0,01	0,00000	-0,007	0,002
6,79	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,004
6,95	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,005
7,11	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,005
7,27	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,005
7,43	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,005
7,58	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,004
7,74	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,004
7,90	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,003

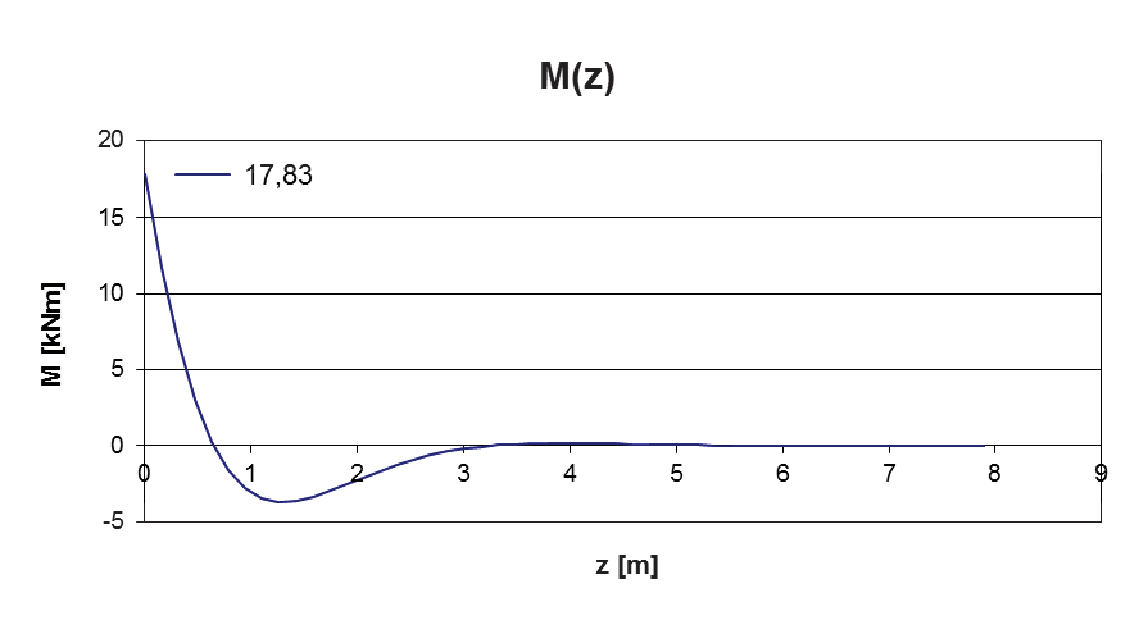


Tabella 26.108 – micropali Tipo F2(OS19): andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	18	**12,65**

Tabella 26.109 – micropali Tipo F2(OS09): risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.7 MICROPALI TIPO G, G1.

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 2,5m. I muri interessati alla tipologia G sono l'OS05, OS06 e alla tipologia G1 l'OS12.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 2,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
G	OS05,OS06	11	0.3	244,5	12,5
G1	OS12	9	0.24	193.7	14.2

Tabella 26.110 – micropali Tipo G, G1: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in tabella è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nelle tabelle che seguono sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS05)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	132	310	109	98
Nmin sul micropalo di monte (KN)	40	-179	15	32
Vmax sui micropali (KN)	28	49	24	20

Tabella 26.111 – micropali Tipo G: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS06)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	184	310	109	133
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-12	-179	15	-3
Vmax sui micropali (KN)	33	49	24	23

Tabella 26.112 – micropali Tipo G: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali(OS12)	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	160	310	109	117
Nmin sul micropalo di monte (KN)	13	-179	15	14
Vmax sui micropali (KN)	33	49	24	23

Tabella 26.113 – micropali Tipo G1: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo G, G1 vengono schematizzati nelle seguenti figure.

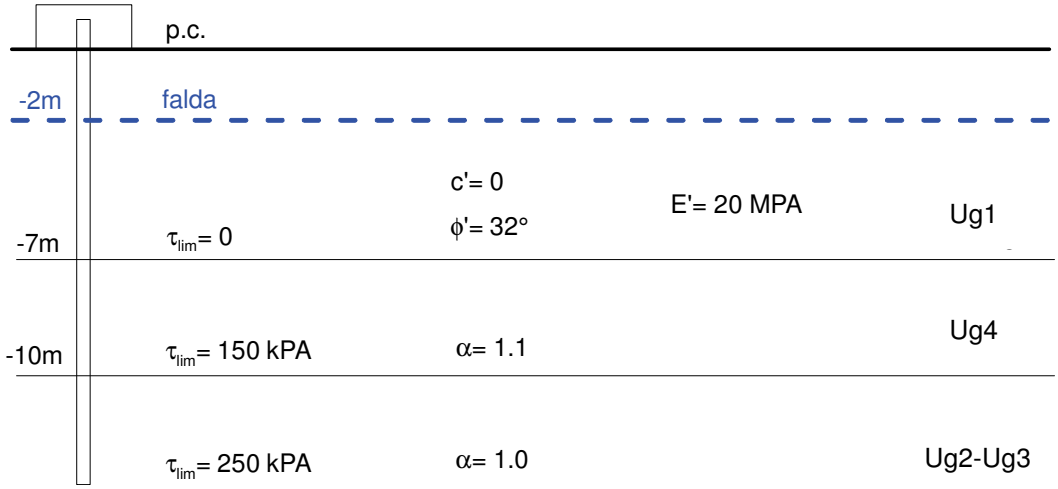


Figura 26.18 – micropali Tipo G: parametri dimensionanti.

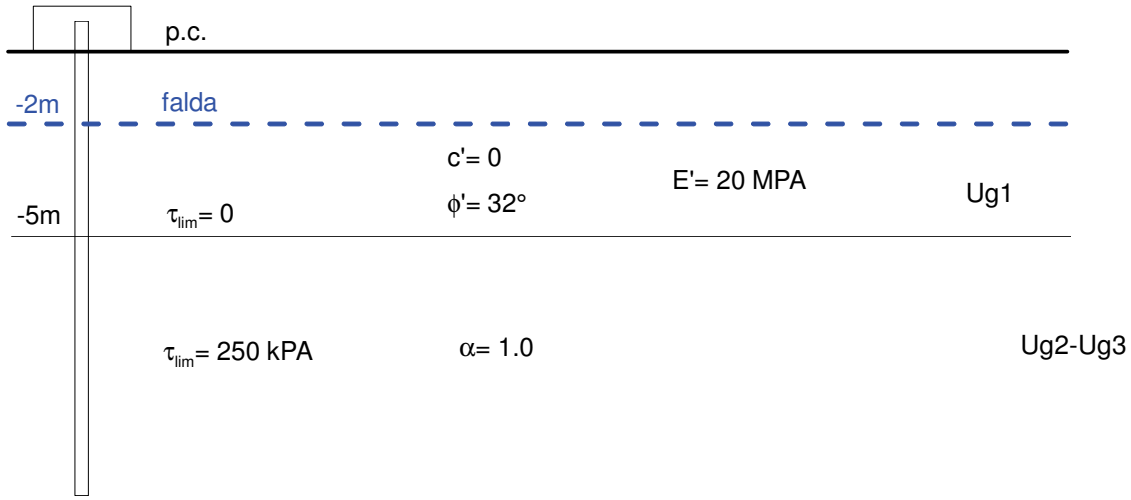


Figura 26.19 – micropali Tipo G1: parametri dimensionanti.

MURO H=2.5m(OS05)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	3,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	34,7	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	17,9	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	31,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	4,9	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	9,8	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	8,7	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	1,2	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.114 – micropali Tipo G(OS05): risultati delle verifiche

MURO H=2.5m(OS06)

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	7,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	3,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	34,7	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	17,9	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	0,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	68	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	31,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3623,2	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	362,3	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	4,9	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	

CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO

E_d	13,3	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	11,8	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	1,7	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.115 – micropali Tipo G(OS06): risultati delle verifiche

MURO H=2.5m

L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	3,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	10,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,240	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,264	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,240	m	diametro alone di penetrazione strato 2

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	74	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	37,6	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE

E_d	17,9	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	74	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	34,6	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
k	8300	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	1992	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo

d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3607,0	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	360,7	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A COMPRESSIONE			
E_d	31	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica			
A_{aid}	91,11	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim} > E_d$?	ok	-	
RESISTENZA A TAGLIO			
E_d	4,9	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm^2	area del tubolare
A_v	58,0	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd} > E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	11,7	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	10,4	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	1,5	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd} > \sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.116 – micropali Tipo G1: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.
Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

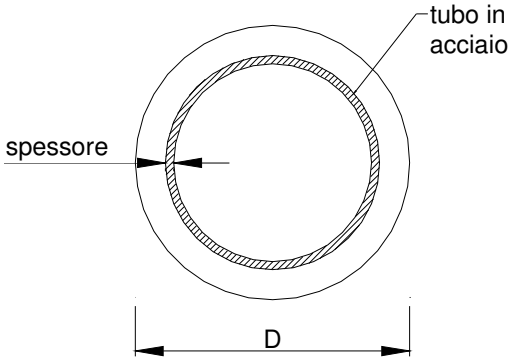
Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 244,5 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)

Sforzo Normale = 310 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 225,9 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.117 – micropali Tipo G(OS05-OS06): calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

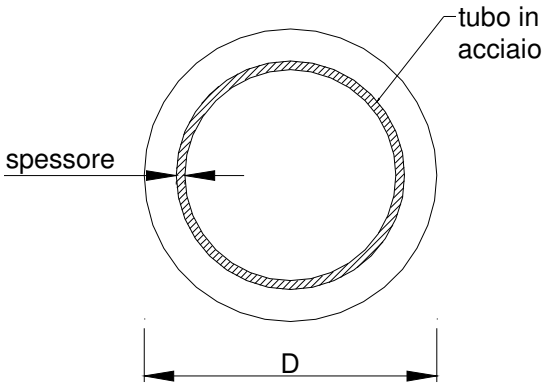
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 240 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193,7 (mm)

Spessore = 14,2 (mm)



Sforzo Normale = 310 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

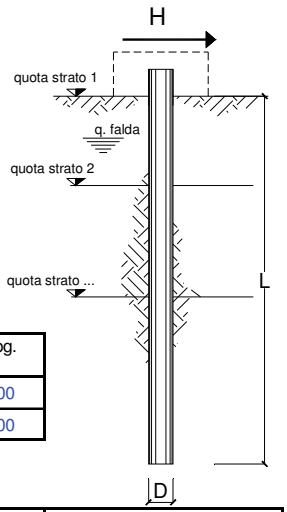
Momento di Plasticizzazione

My = 147,7 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.118 – micropali Tipo G1: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS05/06 H=2.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		10,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	10,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	225,94	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	230,7	(kN)	230,7	(kN)
Palo intermedio	639,2	(kN)	639,2	(kN)
Palo corto	2119,8	(kN)	2119,8	(kN)

H_{med} **230,7 (kN) Palo lungo** H_{min} **230,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 135,71 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **104,39 (kN)**

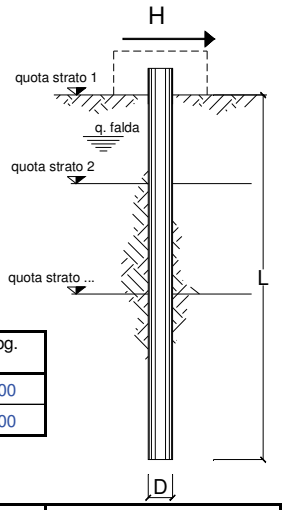
Carico Assiale Permanente (G): G = 49 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **49,00 (kN)**

FS = Hd / Fd = 2,13

Tabella 26.119 – micropali Tipo G(OS05/06): verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS12 H=2.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		●	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ●	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		8,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	7	(m)
Diametro del palo D	0,24	(m)
Lunghezza del palo L	8,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	147,73	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	162,5	(kN)	162,5	(kN)
Palo intermedio	365,7	(kN)	365,7	(kN)
Palo corto	1189,2	(kN)	1189,2	(kN)

H_{med} 162,5 (kN) Palo lungo — **H_{min} 162,5 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 95,56 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **73,51 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 49 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 49,00 (kN)

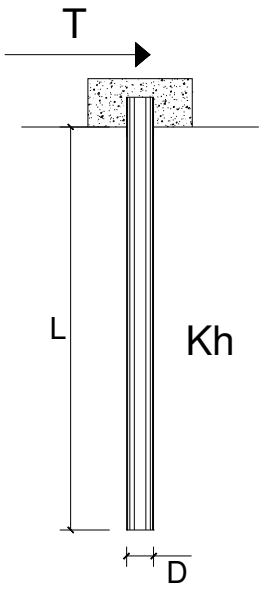
FS = Hd / Fd = 1,50

Tabella 26.120 – micropali Tipo G1(OS12): verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo. Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS05/06 H=2.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,2445	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,220	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	49	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	6147	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	82,91	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,361	24,17	0,00000	20,312	-49,000
0,22	0,340	22,78	-0,00174	11,020	-36,376
0,44	0,291	19,53	-0,00258	4,357	-25,047
0,65	0,232	15,53	-0,00281	-0,045	-15,689
0,87	0,172	11,52	-0,00264	-2,641	-8,490
1,09	0,118	7,92	-0,00226	-3,895	-3,333
1,31	0,074	4,96	-0,00180	-4,222	0,069
1,53	0,040	2,68	-0,00133	-3,967	2,073
1,74	0,016	1,04	-0,00091	-3,394	3,037

1,96	0,000	-0,03	-0,00057	-2,695	3,284
2,18	-0,010	-0,67	-0,00031	-1,995	3,080
2,40	-0,014	-0,97	-0,00012	-1,369	2,633
2,62	-0,016	-1,04	0,00001	-0,854	2,088
2,83	-0,015	-0,98	0,00008	-0,458	1,545
3,05	-0,012	-0,84	0,00011	-0,176	1,059
3,27	-0,010	-0,66	0,00012	0,010	0,659
3,49	-0,007	-0,49	0,00011	0,118	0,353
3,71	-0,005	-0,34	0,00010	0,170	0,135
3,92	-0,003	-0,21	0,00008	0,182	-0,009
4,14	-0,002	-0,11	0,00006	0,170	-0,093
4,36	-0,001	-0,04	0,00004	0,145	-0,132
4,58	0,000	0,00	0,00002	0,115	-0,142
4,80	0,000	0,03	0,00001	0,085	-0,132
5,01	0,001	0,04	0,00000	0,058	-0,113
5,23	0,001	0,05	0,00000	0,036	-0,089
5,45	0,001	0,04	0,00000	0,019	-0,066
5,67	0,001	0,04	0,00000	0,007	-0,045
5,89	0,000	0,03	-0,00001	-0,001	-0,028
6,10	0,000	0,02	0,00000	-0,005	-0,015
6,32	0,000	0,01	0,00000	-0,007	-0,005
6,54	0,000	0,01	0,00000	-0,008	0,001
6,76	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,004
6,98	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,006
7,19	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,006
7,41	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,006
7,63	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,004
8,07	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,003
8,28	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
8,50	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
8,72	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,16	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,37	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,59	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
9,81	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,03	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,25	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,46	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,68	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
10,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

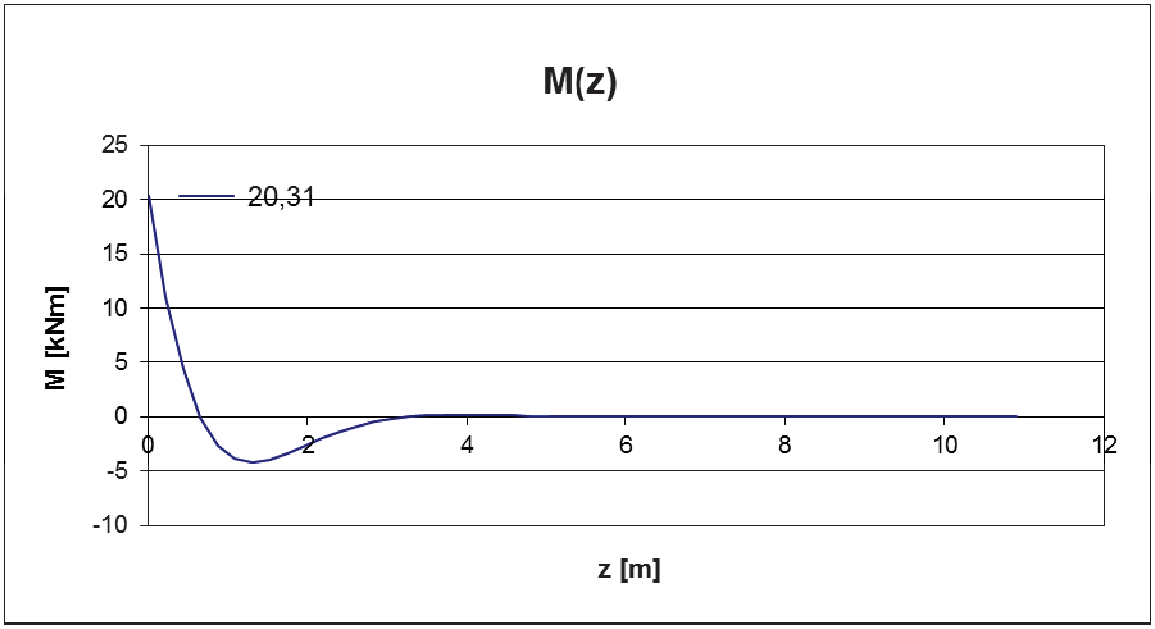


Tabella 26.121 – micropali Tipo G: andamento del momento M con la profondità z

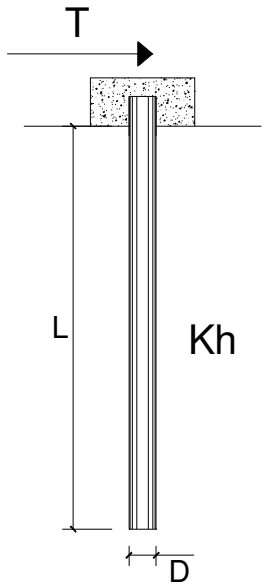
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
244,5	12,5	219,50	91,1	673	355	228	20	**11,38**

Tabella 26.122 – micropali Tipo G: risultati della verifica

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS12 H=2.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,1937	(m)
Spessore del palo (s):	0,0142	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,165	(m)
Lunghezza del palo (L)	8,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	83	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	49	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	3245	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	71,00	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,429	35,63	0,00000	17,395	-49,000
0,18	0,407	33,74	-0,00233	9,756	-36,943
0,36	0,353	29,30	-0,00352	4,175	-26,026
0,53	0,286	23,74	-0,00389	0,386	-16,867
0,71	0,217	18,05	-0,00374	-1,947	-9,670
0,89	0,155	12,84	-0,00328	-3,169	-4,365
1,07	0,102	8,43	-0,00268	-3,599	-0,725
1,25	0,059	4,93	-0,00206	-3,508	1,551
1,42	0,028	2,33	-0,00148	-3,109	2,778
1,60	0,006	0,53	-0,00098	-2,564	3,249
1,78	-0,007	-0,62	-0,00058	-1,983	3,217
1,96	-0,015	-1,25	-0,00029	-1,437	2,882
2,14	-0,018	-1,51	-0,00008	-0,965	2,398
2,31	-0,018	-1,52	0,00005	-0,585	1,870
2,49	-0,017	-1,38	0,00013	-0,298	1,367
2,67	-0,014	-1,16	0,00016	-0,095	0,929

2,85	-0,011	-0,91	0,00017	0,037	0,573
3,03	-0,008	-0,67	0,00015	0,114	0,301
3,20	-0,006	-0,46	0,00013	0,149	0,107
3,38	-0,003	-0,29	0,00010	0,156	-0,021
3,56	-0,002	-0,16	0,00008	0,145	-0,097
3,74	-0,001	-0,06	0,00005	0,124	-0,133
3,92	0,000	0,00	0,00003	0,099	-0,142
4,09	0,001	0,04	0,00002	0,074	-0,133
4,27	0,001	0,06	0,00001	0,052	-0,115
4,45	0,001	0,07	0,00000	0,034	-0,093
4,63	0,001	0,06	0,00000	0,019	-0,070
4,81	0,001	0,06	-0,00001	0,008	-0,050
4,98	0,001	0,05	-0,00001	0,001	-0,032
5,16	0,000	0,03	-0,00001	-0,003	-0,019
5,34	0,000	0,02	-0,00001	-0,006	-0,009
5,52	0,000	0,02	-0,00001	-0,007	-0,002
5,70	0,000	0,01	0,00000	-0,007	0,003
5,87	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,005
6,05	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,006
6,23	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,006
6,41	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,005
6,59	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
6,76	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
6,94	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,003
7,12	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
7,30	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
7,48	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
7,65	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
7,83	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,01	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,19	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,37	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,54	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,72	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

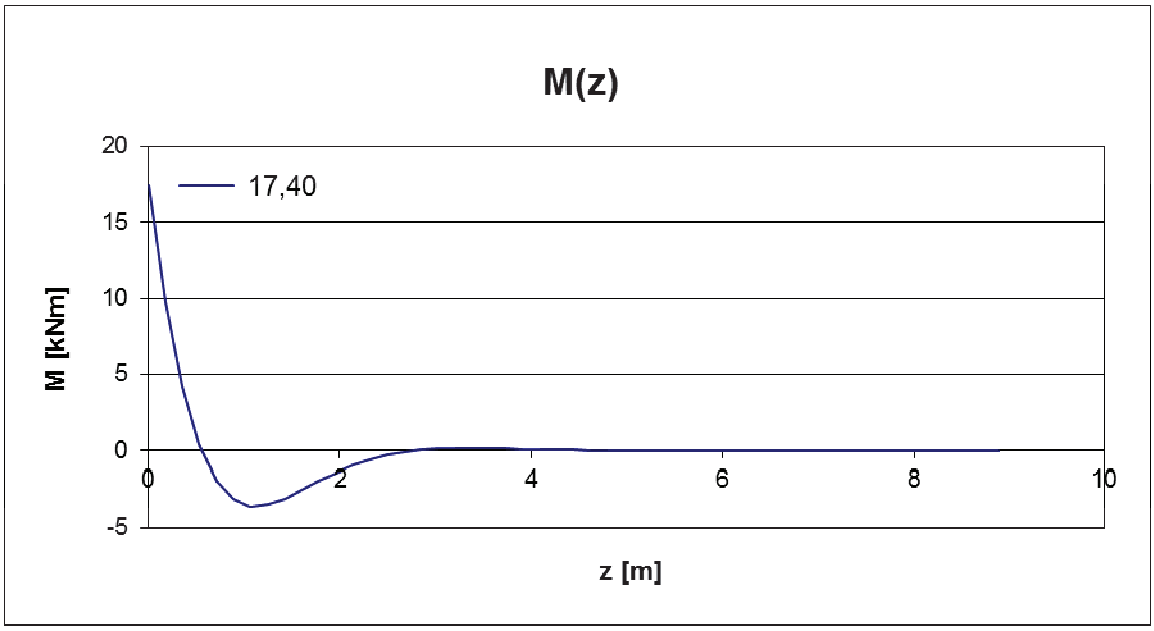


Tabella 26.123 – micropali Tipo G1: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
193,7	14,2	165,30	80,1	458	355	155	17	**9,12**

Tabella 26.124 – micropali Tipo G1: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.8 MICROPALI TIPO H, H1 E H2.

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 9,5m. I muri interessati alla tipologia H sono l'OS07, alla tipologia F1 l'OS10 e alla tipologia F2 sono l'OS11.
Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 9,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
H	OS07	12	0.3	273	16
H1	OS10	11	0.3	273	12,5
H2	OS11	11	0.3	273	20

Tabella 26.125 – micropali Tipo H, H1 e H2: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in tabella è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nelle tabelle che seguono sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	571	510	581	428
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-49	-112	-193	-30
Vmax sui micropali (KN)	106	87	100	80

Tabella 26.126 – micropali Tipo H: scarichi massimi su singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	577	454	581	432
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-55	-56	-193	-34
Vmax sui micropali (KN)	107	83	100	80

Tabella 26.127 – micropali Tipo H1/H2: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo H, H1 e H2 vengono schematizzati nelle seguenti figure.

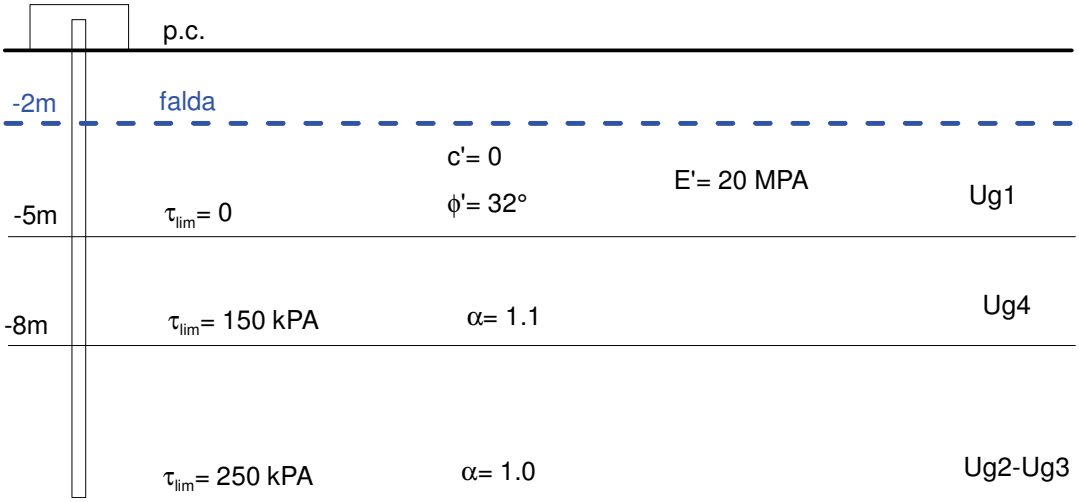


Figura 26.20 – micropali Tipo H(OS07): parametri dimensionanti.

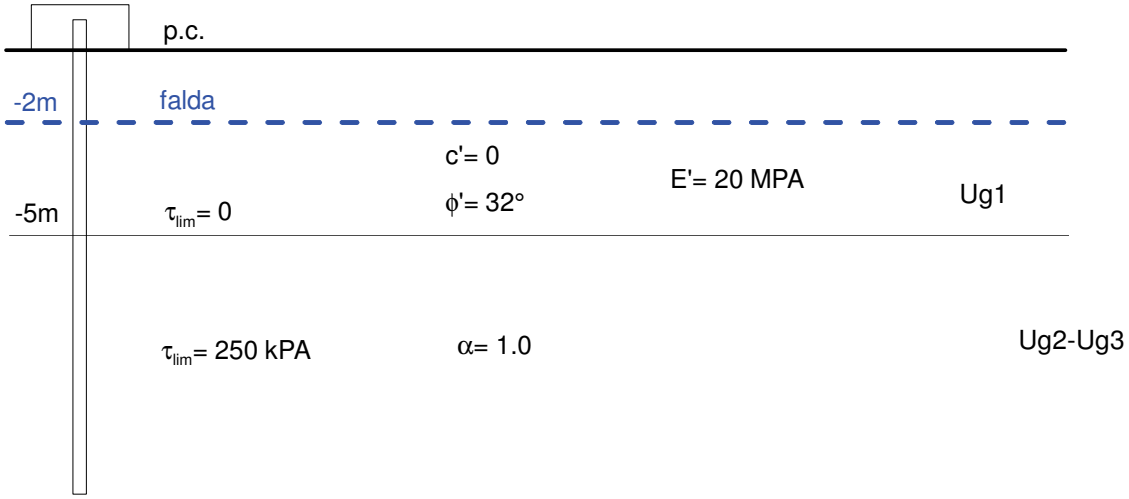


Figura 26.21 – micropali Tipo H1: parametri dimensionanti.

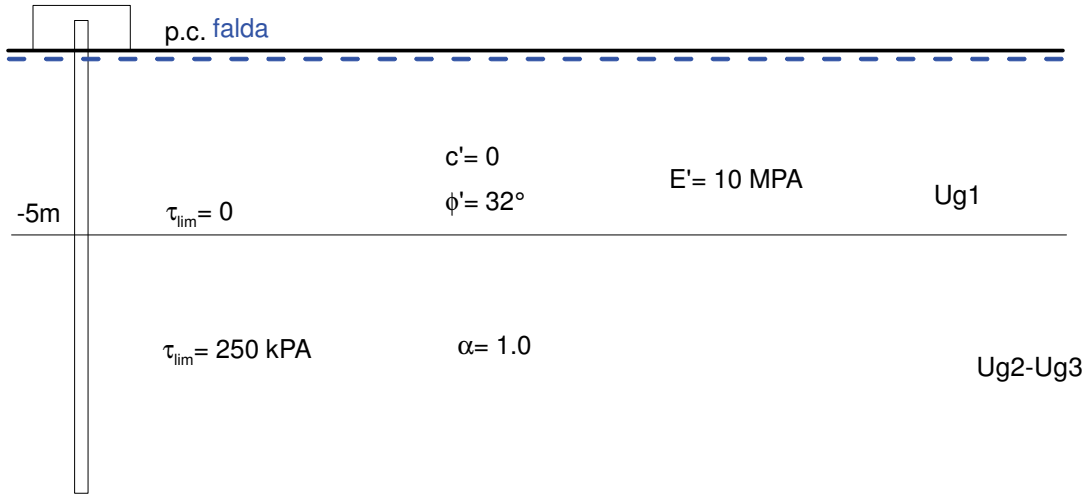


Figura 26.22 – micropali Tipo H2: parametri dimensionanti.

MURO H=9.5m			
L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	6,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	13,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE			
E_d	58,1	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	70,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE			

E_d	19,3	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	65,2	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	58,1	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	58,1	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	10,6	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare

A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare
V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd}>E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	42,8	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	32,9	N/mm^2	tensione nell'acciaio
σ_c	4,7	N/mm^2	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm^2	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm^2	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm^2	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd}>\sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.128 – micropali Tipo H: risultati delle verifiche

MURO H=9.5m			
L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	5,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	12,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE			
E_d	58,1	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	5,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	71,1	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE			
E_d	19,3	t	azione sollecitante di progetto

$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m²	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m²	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	5,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	139	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	65,4	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	58,1	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m³	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m²	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m²	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m²	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm⁴	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	58,1	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm²	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm²	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm²	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm²	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	10,7	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm²	area del tubolare
A_v	65,1	cm²	area resistente a taglio del tubolare

V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd}>E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	43,2	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	33,3	N/mm²	tensione nell'acciaio
σ_c	4,8	N/mm²	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm²	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm²	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm²	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd}>\sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.129 – micropali Tipo H1-H2: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

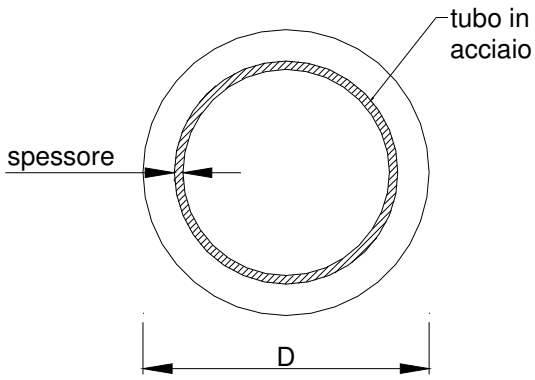
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 16,0 (mm)



Sforzo Normale = 571 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 339,6 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.130 – micropali Tipo H: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

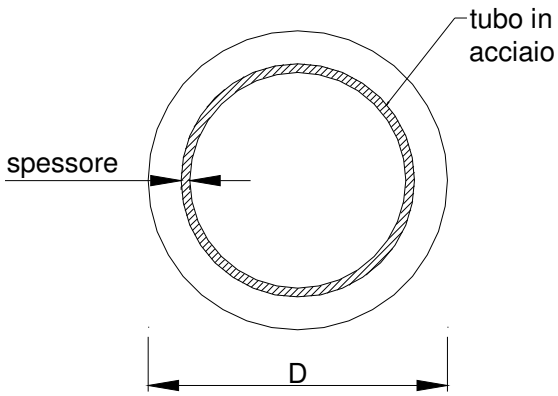
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 12,5 (mm)



Sforzo Normale = 577 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 278,2 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.131 – micropali Tipo H1: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

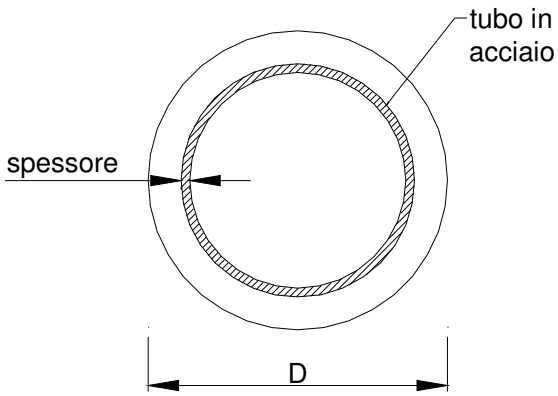
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 20,0 (mm)



Sforzo Normale = 577 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

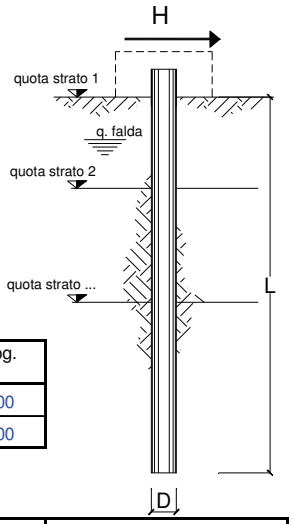
Momento di Plasticizzazione

My = 404,9 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.132 – micropali Tipo H2: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS07 H=9.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		11,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	11,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	339,56	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☑ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	302,6	(kN)	302,6	(kN)
Palo intermedio	754,6	(kN)	754,6	(kN)
Palo corto	2476,0	(kN)	2476,0	(kN)

H_{med} 302,6 (kN) Palo lungo — **H_{min} 302,6 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 178,03 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **136,94 (kN)**

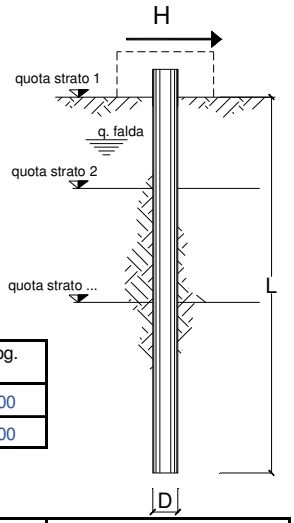
Carico Assiale Permanente (G): G = 106 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 106,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,29

Tabella 26.133 – micropali Tipo H: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS10 H=9.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_r
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		10,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	10,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	278,25	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	265,1	(kN)	265,1	(kN)
Palo intermedio	644,9	(kN)	644,9	(kN)
Palo corto	2119,8	(kN)	2119,8	(kN)

H_{med} **265,1** **(kN)** **Palo lungo** H_{min} **265,1** **(kN)** **Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 155,95 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **119,96** **(kN)**

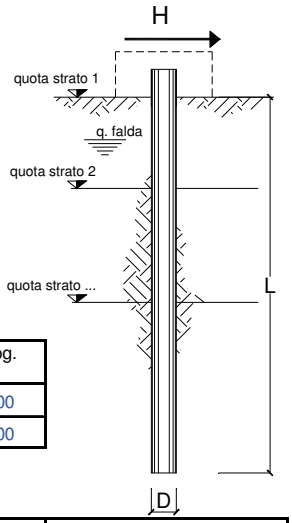
Carico Assiale Permanente (G): G = 107 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **107,00** **(kN)**

FS = Hd / Fd = **1,12**

Tabella 26.134 – micropali Tipo H1: verifica per i carichi trasversali

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS11 H=9.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		10,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	10,9	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	11,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	404,90	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	268,7	(kN)	268,7	(kN)
Palo intermedio	530,2	(kN)	530,2	(kN)
Palo corto	1866,6	(kN)	1866,6	(kN)

H_{med} 268,7 (kN) Palo lungo — **H_{min} 268,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 158,06 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **121,58 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 107 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 107,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,14

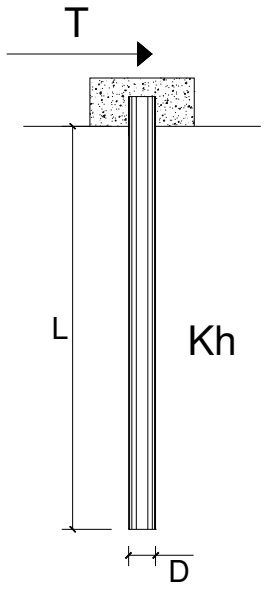
Tabella 26.135 – micropali Tipo H2: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, della rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS07 H=9.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,016	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,241	(m)
Lunghezza del palo (L)	11,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	106	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	10707	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	92,65	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,625	41,91	0,00000	49,107	-106,000
0,24	0,591	39,58	-0,00265	27,087	-79,298
0,48	0,510	34,15	-0,00397	11,148	-55,229
0,71	0,409	27,42	-0,00435	0,475	-35,192
0,95	0,307	20,59	-0,00414	-5,958	-19,613
1,19	0,215	14,41	-0,00359	-9,199	-8,291
1,43	0,138	9,23	-0,00289	-10,199	-0,671

1,67	0,078	5,20	-0,00218	-9,756	3,956
1,90	0,034	2,25	-0,00153	-8,496	6,320
2,14	0,004	0,26	-0,00099	-6,874	7,090
2,38	-0,014	-0,96	-0,00056	-5,202	6,826
2,62	-0,024	-1,59	-0,00025	-3,671	5,972
2,86	-0,027	-1,80	-0,00004	-2,381	4,851
3,09	-0,026	-1,75	0,00009	-1,365	3,686
3,33	-0,023	-1,54	0,00016	-0,619	2,612
3,57	-0,019	-1,25	0,00019	-0,109	1,703
3,81	-0,014	-0,96	0,00018	0,207	0,986
4,05	-0,010	-0,68	0,00016	0,375	0,456
4,28	-0,007	-0,45	0,00013	0,437	0,092
4,52	-0,004	-0,26	0,00010	0,430	-0,135
4,76	-0,002	-0,12	0,00007	0,382	-0,257
5,00	0,000	-0,03	0,00005	0,314	-0,303
5,24	0,000	0,03	0,00003	0,241	-0,300
5,47	0,001	0,06	0,00001	0,173	-0,268
5,71	0,001	0,08	0,00000	0,115	-0,221
5,95	0,001	0,08	0,00000	0,068	-0,171
6,19	0,001	0,07	-0,00001	0,033	-0,123
6,43	0,001	0,06	-0,00001	0,009	-0,082
6,66	0,001	0,04	-0,00001	-0,006	-0,049
6,90	0,000	0,03	-0,00001	-0,015	-0,024
7,14	0,000	0,02	-0,00001	-0,019	-0,007
7,38	0,000	0,01	0,00000	-0,019	0,004
7,62	0,000	0,01	0,00000	-0,017	0,010
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,014	0,013
8,09	0,000	0,00	0,00000	-0,011	0,013
8,33	0,000	0,00	0,00000	-0,008	0,012
8,57	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,010
8,81	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,008
9,04	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,006
9,28	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
9,52	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
9,76	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
10,00	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,23	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,47	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,71	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,95	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
11,19	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
11,42	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,66	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

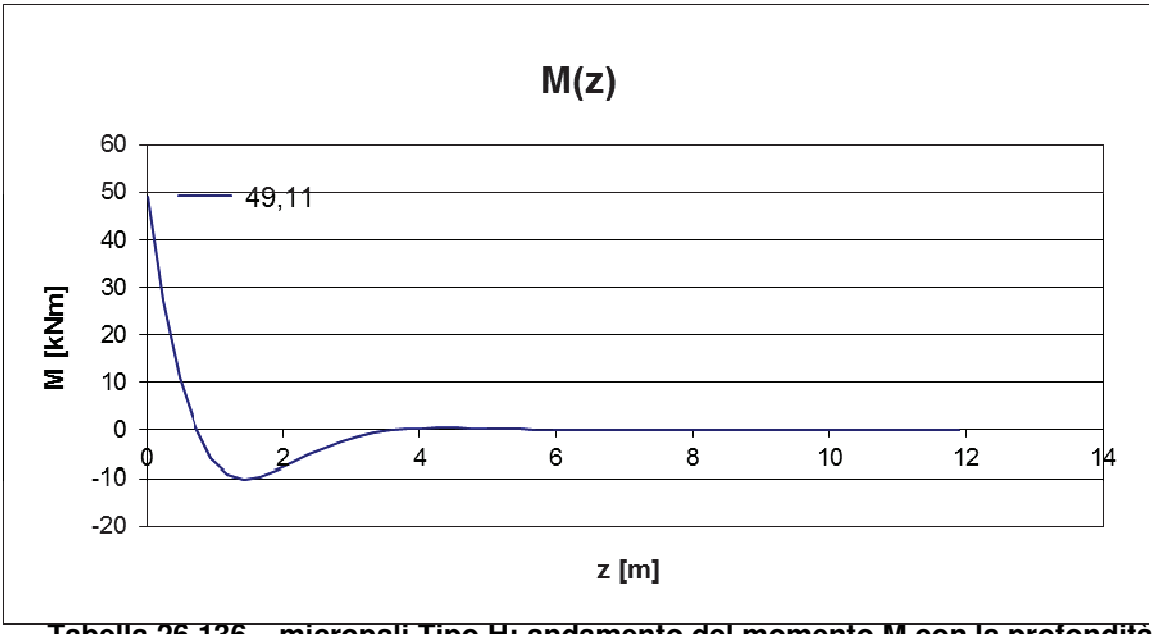


Tabella 26.136 – micropali Tipo H: andamento del momento M con la profondità z

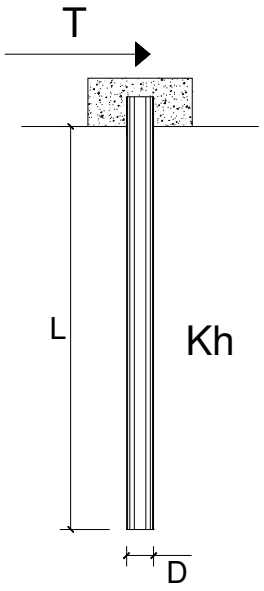
γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	16,0	241,00	129,2	1058	355	358	49	**7,30**

Tabella 26.137 – micropali Tipo H: risultati della verifica

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS10 H=9.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,0125	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,248	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	107	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi*(De^4-Di^4)/64$):	8697	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	87,96	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,665	44,56	0,00000	47,060	-107,000
0,22	0,631	42,25	-0,00290	26,598	-80,961
0,44	0,549	36,79	-0,00438	11,583	-57,336
0,65	0,447	29,93	-0,00487	1,325	-37,448
0,87	0,342	22,89	-0,00470	-5,050	-21,742
1,09	0,245	16,40	-0,00414	-8,449	-10,090
1,31	0,162	10,88	-0,00341	-9,710	-2,025
1,53	0,097	6,47	-0,00263	-9,547	3,083
1,74	0,047	3,17	-0,00191	-8,533	5,898
1,96	0,013	0,85	-0,00128	-7,096	7,048
2,18	-0,010	-0,64	-0,00078	-5,541	7,073
2,40	-0,022	-1,49	-0,00040	-4,062	6,409
2,62	-0,028	-1,87	-0,00013	-2,772	5,391
2,83	-0,029	-1,91	0,00005	-1,720	4,254
3,05	-0,026	-1,76	0,00015	-0,915	3,153
3,27	-0,022	-1,50	0,00020	-0,336	2,180
3,49	-0,018	-1,19	0,00021	0,048	1,379

3,71	-0,013	-0,89	0,00020	0,278	0,758
3,92	-0,009	-0,63	0,00017	0,391	0,307
4,14	-0,006	-0,40	0,00014	0,423	0,003
4,36	-0,003	-0,23	0,00010	0,401	-0,182
4,58	-0,001	-0,10	0,00007	0,350	-0,278
4,80	0,000	-0,01	0,00005	0,285	-0,309
5,01	0,001	0,04	0,00003	0,218	-0,299
5,23	0,001	0,07	0,00001	0,156	-0,264
5,45	0,001	0,08	0,00000	0,104	-0,217
5,67	0,001	0,08	0,00000	0,062	-0,168
5,89	0,001	0,07	-0,00001	0,030	-0,122
6,10	0,001	0,06	-0,00001	0,008	-0,082
6,32	0,001	0,05	-0,00001	-0,006	-0,050
6,54	0,001	0,03	-0,00001	-0,014	-0,026
6,76	0,000	0,02	-0,00001	-0,018	-0,008
6,98	0,000	0,01	-0,00001	-0,018	0,003
7,19	0,000	0,01	0,00000	-0,017	0,010
7,41	0,000	0,00	0,00000	-0,014	0,013
7,63	0,000	0,00	0,00000	-0,011	0,013
7,85	0,000	0,00	0,00000	-0,009	0,013
8,07	0,000	0,00	0,00000	-0,006	0,011
8,28	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,009
8,50	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,007
8,72	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,005
8,94	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
9,16	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
9,37	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
9,59	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
9,81	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,03	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,25	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,46	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
10,68	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
10,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

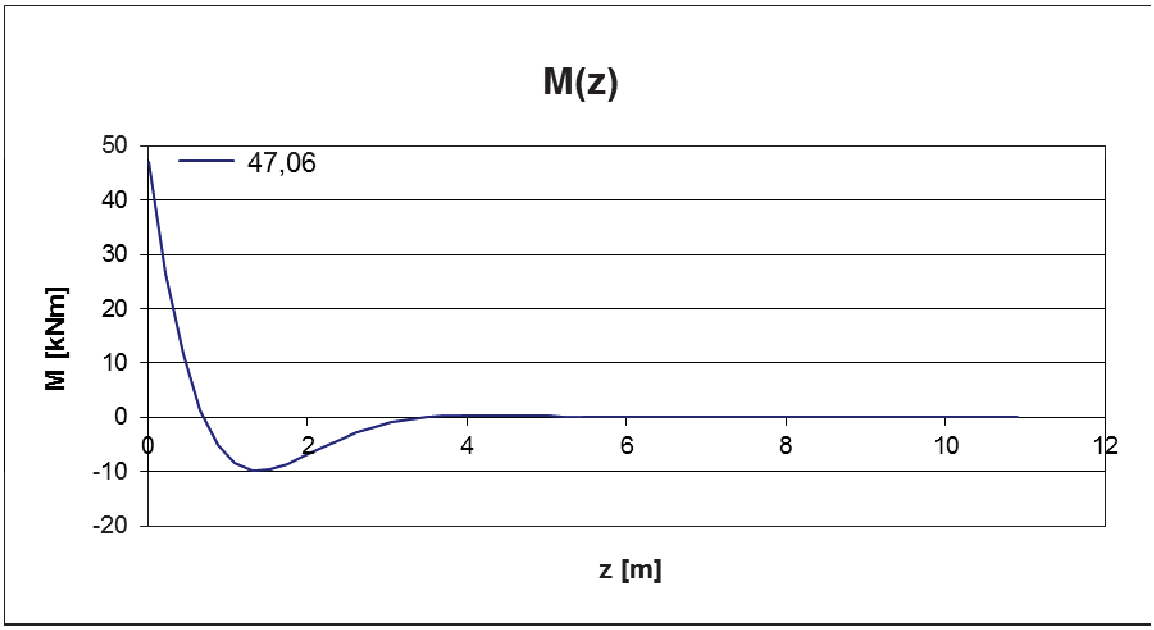


Tabella 26.138 – micropali Tipo H1: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

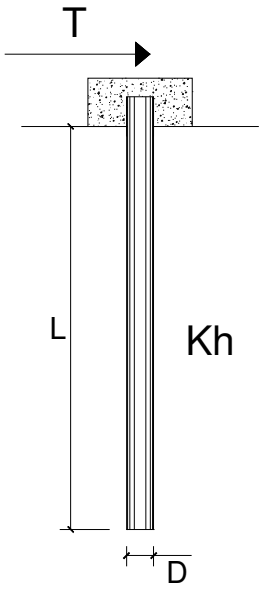
$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	12,5	248,00	102,3	849	355	287	47	**6,11**

Tabella 26.139 – micropali Tipo H1: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS11 H=9.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,02	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,233	(m)
Lunghezza del palo (L)	10,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	33	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	107	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	12798	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	115,65	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	1,027	33,89	0,00000	61,870	-107,000
0,22	0,995	32,83	-0,00276	40,731	-87,047
0,44	0,914	30,17	-0,00449	23,834	-68,238
0,65	0,805	26,57	-0,00541	10,841	-51,320
0,87	0,683	22,54	-0,00572	1,291	-36,695
1,09	0,559	18,45	-0,00560	-5,335	-24,504
1,31	0,441	14,55	-0,00519	-9,566	-14,699
1,53	0,334	11,03	-0,00460	-11,905	-7,109
1,74	0,241	7,96	-0,00392	-12,809	-1,485
1,96	0,163	5,38	-0,00323	-12,675	2,460
2,18	0,100	3,30	-0,00256	-11,837	5,022
2,40	0,051	1,68	-0,00196	-10,565	6,483
2,62	0,014	0,47	-0,00142	-9,071	7,104
2,83	-0,012	-0,39	-0,00098	-7,512	7,111
3,05	-0,029	-0,96	-0,00061	-6,001	6,698
3,27	-0,039	-1,29	-0,00032	-4,611	6,020
3,49	-0,044	-1,44	-0,00011	-3,387	5,201

3,71	-0,044	-1,46	0,00005	-2,347	4,333
3,92	-0,042	-1,39	0,00015	-1,496	3,482
4,14	-0,038	-1,26	0,00021	-0,824	2,694
4,36	-0,033	-1,09	0,00024	-0,315	1,995
4,58	-0,028	-0,91	0,00025	0,053	1,398
4,80	-0,022	-0,74	0,00024	0,302	0,906
5,01	-0,017	-0,58	0,00022	0,455	0,515
5,23	-0,013	-0,43	0,00019	0,534	0,217
5,45	-0,009	-0,30	0,00016	0,556	0,000
5,67	-0,006	-0,20	0,00013	0,538	-0,149
5,89	-0,004	-0,12	0,00010	0,495	-0,243
6,10	-0,002	-0,05	0,00008	0,436	-0,293
6,32	0,000	-0,01	0,00005	0,370	-0,310
6,54	0,001	0,03	0,00004	0,302	-0,303
6,76	0,001	0,05	0,00002	0,239	-0,281
6,98	0,002	0,06	0,00001	0,181	-0,249
7,19	0,002	0,06	0,00000	0,130	-0,212
7,41	0,002	0,06	0,00000	0,088	-0,175
7,63	0,002	0,06	-0,00001	0,054	-0,139
7,85	0,002	0,05	-0,00001	0,028	-0,106
8,07	0,001	0,04	-0,00001	0,008	-0,077
8,28	0,001	0,04	-0,00001	-0,006	-0,053
8,50	0,001	0,03	-0,00001	-0,016	-0,033
8,72	0,001	0,02	-0,00001	-0,021	-0,018
8,94	0,001	0,02	-0,00001	-0,024	-0,006
9,16	0,000	0,01	-0,00001	-0,024	0,002
9,37	0,000	0,01	-0,00001	-0,023	0,008
9,59	0,000	0,00	0,00000	-0,021	0,011
9,81	0,000	0,00	0,00000	-0,018	0,013
10,03	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,013
10,25	0,000	0,00	0,00000	-0,012	0,013
10,46	0,000	0,00	0,00000	-0,009	0,012
10,68	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,010
10,90	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,009

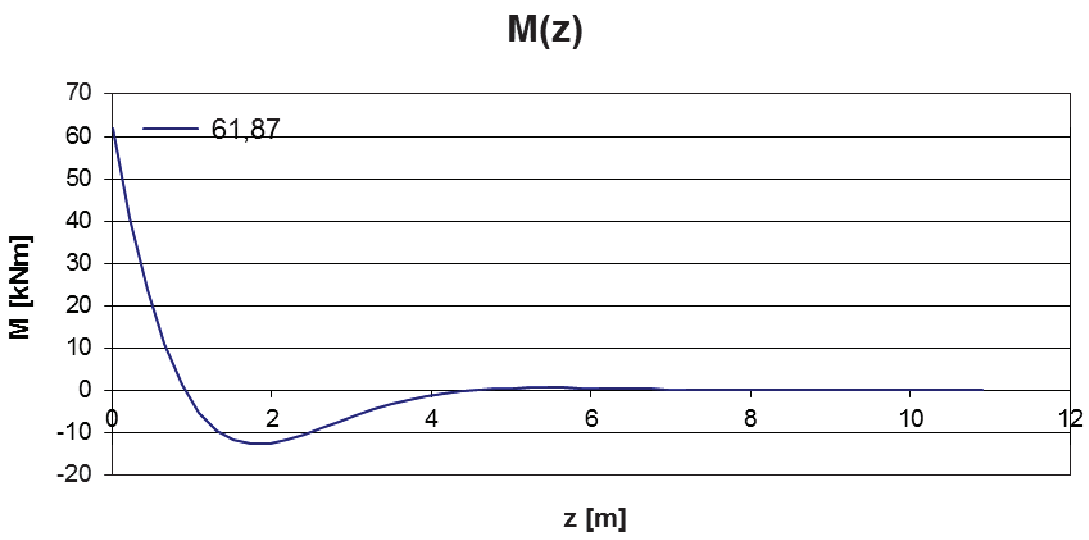


Tabella 26.140 – micropali Tipo H2: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	20,0	233,00	159,0	1283	355	434	62	**7,00**

Tabella 26.141 – micropali Tipo H2: risultati della verifica

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.9 MICROPALI TIPO I

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 10,5m. I muri interessati alla tipologia I sono l'OS07.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 10,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
I	OS07	13	0.3	273	16

Tabella 26.142 – micropali Tipo I: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in tabella è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nelle tabelle che seguono sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	686	597	718	514
Nmin sul micropalo di monte (KN)	-130	-173	-303	-90
Vmax sui micropali (KN)	125	100	118	94

Tabella 26.143 – micropali Tipo I: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo I vengono schematizzati nelle seguenti figure.

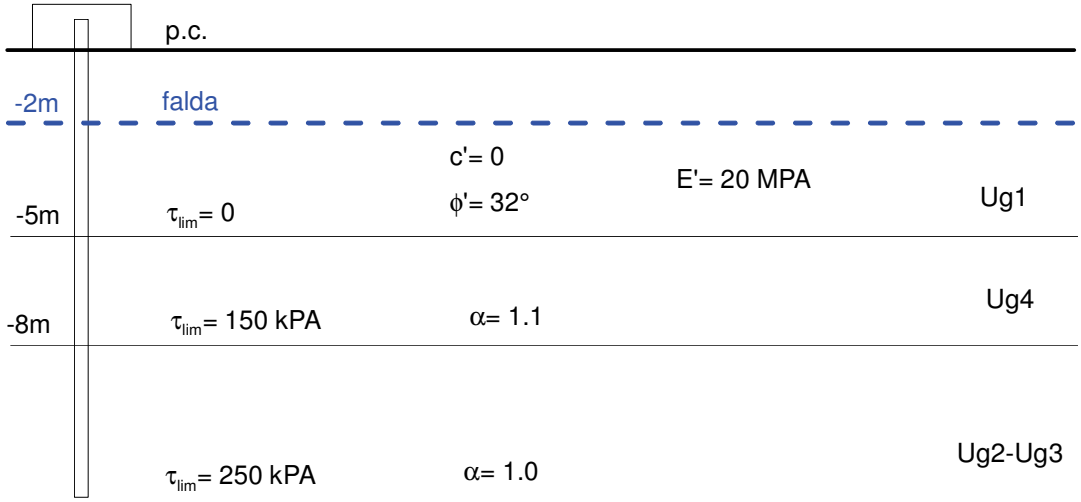


Figura 26.23 – micropali Tipo I: parametri dimensionanti.

MURO H=10.5m			
L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	7,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	14,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,300	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,330	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,300	m	diametro alone di penetrazione strato 2
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE			
E_d	71,8	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	4,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	162	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	82,9	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE			
E_d	30,3	t	azione sollecitante di progetto

$\tau_{lim,1}$	15,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	3,0	m	spessore strato 1
s_2	4,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	162	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	76,3	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	71,8	t	azione sollecitante di progetto
k	6700	t/m^3	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	2010	t/m^2	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m^2	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	27,3	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	24,80	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	11350	cm^4	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	4377,6	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	437,8	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	71,8	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	129,9	cm^2	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm^2	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm^2	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	439,2	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	102,30	cm^2	area sezione ideale
P_{lim}	345,9	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	12,5	t	azione sollecitante di progetto
A	102,30	cm^2	area del tubolare
A_v	65,1	cm^2	area resistente a taglio del tubolare

V_{Rd}	127,1	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd}>E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	51,4	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	39,6	N/mm²	tensione nell'acciaio
σ_c	5,7	N/mm²	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm²	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm²	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm²	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd}>\sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.144 – micropali Tipo I: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

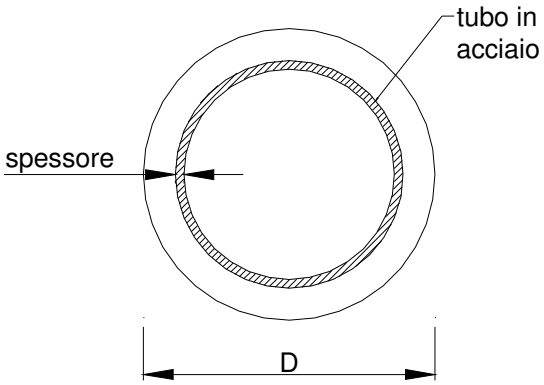
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 300 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 273,0 (mm)

Spessore = 16,0 (mm)



Sforzo Normale = 686 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

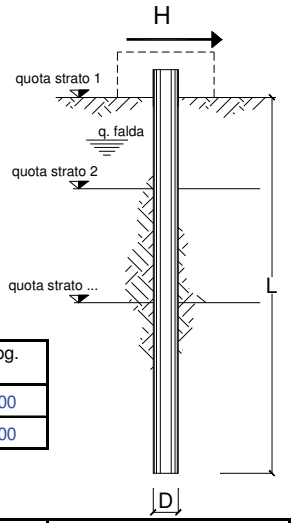
Momento di Plasticizzazione

My = 337,7 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.145 – micropali Tipo I: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS07 H=10.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		12,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	11	(m)
Diametro del palo D	0,30	(m)
Lunghezza del palo L	12,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	337,74	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☑ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	301,2	(kN)	301,2	(kN)
Palo intermedio	858,8	(kN)	858,8	(kN)
Palo corto	2858,5	(kN)	2858,5	(kN)

H_{med} 301,2 (kN) Palo lungo — **H_{min} 301,2 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 177,16 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **136,28 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 125 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 125,00 (kN)

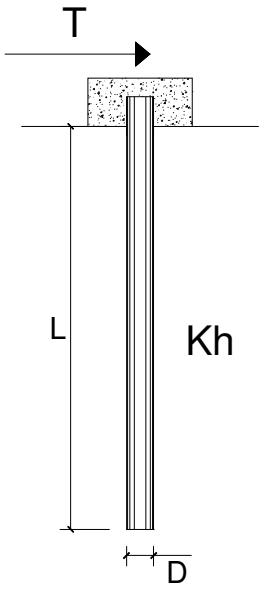
FS = Hd / Fd = 1,09

Tabella 26.146 – micropali Tipo I: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo. Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS07 H=10.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,273	(m)
Spessore del palo (s):	0,016	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,241	(m)
Lunghezza del palo (L)	12,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	67	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	125	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	10707	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	92,65	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,738	49,42	0,00000	57,909	-125,000
0,26	0,690	46,25	-0,00331	30,097	-90,974
0,52	0,582	39,00	-0,00482	10,629	-60,799
0,77	0,452	30,27	-0,00512	-1,774	-36,373
1,03	0,324	21,72	-0,00469	-8,672	-18,107
1,29	0,213	14,27	-0,00389	-11,607	-5,516
1,55	0,124	8,32	-0,00298	-11,926	2,346
1,81	0,059	3,94	-0,00211	-10,708	6,575
2,06	0,014	0,97	-0,00136	-8,754	8,227
2,32	-0,013	-0,85	-0,00077	-6,607	8,207
2,58	-0,027	-1,79	-0,00034	-4,601	7,233

2,84	-0,032	-2,12	-0,00006	-2,911	5,825
3,10	-0,031	-2,06	0,00011	-1,601	4,335
3,35	-0,027	-1,78	0,00020	-0,663	2,972
3,61	-0,021	-1,42	0,00022	-0,048	1,843
3,87	-0,016	-1,04	0,00021	0,311	0,979
4,13	-0,010	-0,70	0,00018	0,480	0,369
4,39	-0,006	-0,43	0,00014	0,520	-0,023
4,64	-0,003	-0,22	0,00010	0,482	-0,246
4,90	-0,001	-0,07	0,00007	0,404	-0,344
5,16	0,000	0,02	0,00004	0,312	-0,360
5,42	0,001	0,07	0,00002	0,222	-0,327
5,68	0,001	0,09	0,00001	0,145	-0,270
5,93	0,001	0,09	0,00000	0,083	-0,205
6,19	0,001	0,08	-0,00001	0,039	-0,144
6,45	0,001	0,07	-0,00001	0,008	-0,092
6,71	0,001	0,05	-0,00001	-0,010	-0,052
6,97	0,001	0,03	-0,00001	-0,019	-0,022
7,22	0,000	0,02	-0,00001	-0,022	-0,003
7,48	0,000	0,01	0,00000	-0,022	0,009
7,74	0,000	0,00	0,00000	-0,019	0,014
8,00	0,000	0,00	0,00000	-0,015	0,016
8,26	0,000	0,00	0,00000	-0,011	0,015
8,51	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,012
8,77	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,010
9,03	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,007
9,29	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,005
9,55	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
9,80	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,001
10,06	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,32	0,000	0,00	0,00000	0,001	0,000
10,58	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
10,84	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
11,09	0,000	0,00	0,00000	0,001	-0,001
11,35	0,000	0,00	0,00000	0,000	-0,001
11,61	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
11,87	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,13	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,38	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,64	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
12,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

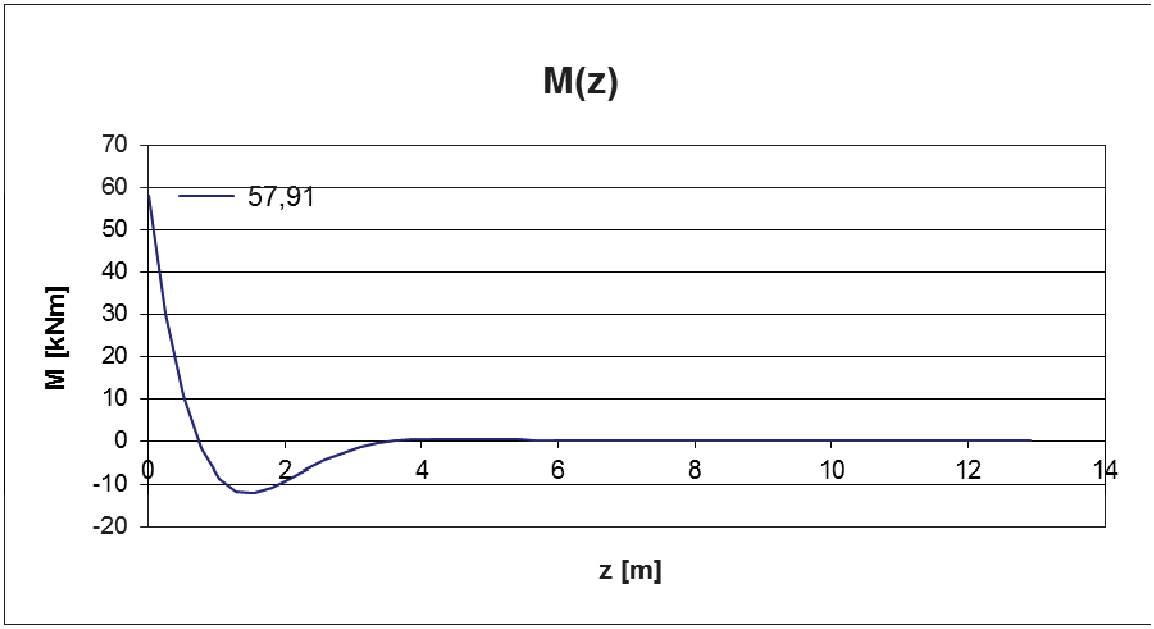


Tabella 26.147 – micropali Tipo I: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
273	16,0	241,00	129,2	1058	355	358	58	**6,17**

Tabella 26.148 – micropali Tipo I: risultati della verifica

26.10 MICROPALI TIPO L

I micropali appartenenti a questa tipologia si trovano in tutti i muri aventi tratti con altezze pari a 1,5m. I muri interessati alla tipologia I sono l'OS07.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del micropalo.

TABELLA MICROPALI PER MURI ALTI 1,5M					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PERFORO *(m)*	ARMATURA TUBOLARE *(mm)*	SPESSORE TUBO *(mm)*
L	OS12	9	0.24	193.7	14.2

Tabella 26.149 – micropali Tipo L: caratteristiche dei pali.

Si fa notare che la lunghezza del micropalo riportata in tabella è al "netto" della lunghezza di ammorsamento nella ciabatta del muro (L_p=1,1m).

Nelle tabelle che seguono sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo micropalo.

Carichi massimi sui micropali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul micropalo di valle (KN)	74	368	54	55
Nmin sul micropalo di monte (KN)	11	-304	7	10
Vmax sui micropali (KN)	14	44	11	10

Tabella 26.150 – micropali Tipo L: scarichi massimi su singolo micropalo.

I principali parametri dimensionati per i micropali Tipo L vengono schematizzati nelle seguenti figure.

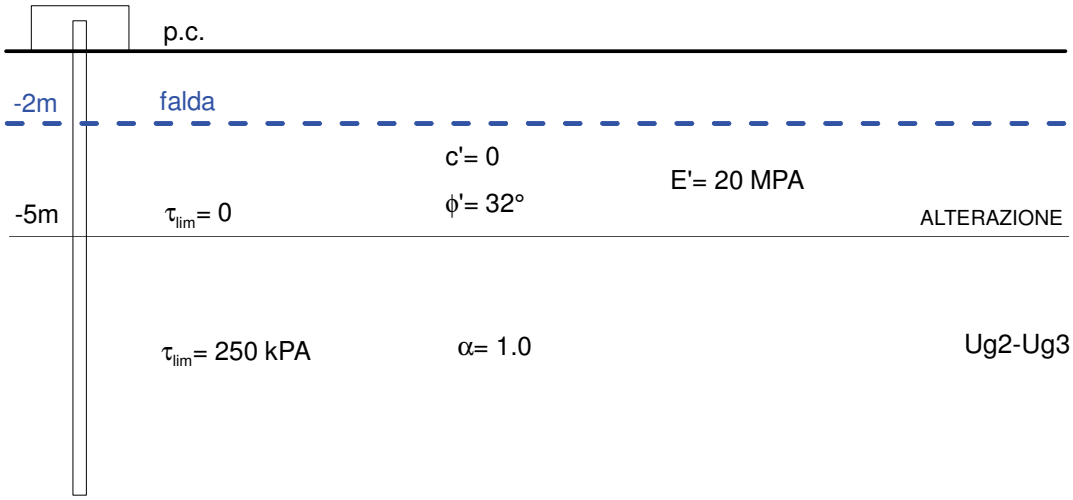


Figura 26.24 – micropali Tipo L: parametri dimensionanti.

MURO H=1.5m			
L_P	1,1	m	lunghezza di ammorsamento del micropalo nella fondazione della struttura supportata
L_t	5,0	m	tragitto micropalo nello strato soffice
h	3,9	m	lunghezza di incastro nello strato affidabile
L	10,0	m	lunghezza totale micropalo
α_1	1,1	-	coefficiente di sbulbamento strato 1
D_p	0,240	m	diametro perforo
$D_{\alpha,1}$	0,264	m	diametro alone di penetrazione strato 1
α_2	1,0	-	coefficiente di sbulbamento strato 2
$D_{\alpha,2}$	0,240	m	diametro alone di penetrazione strato 2
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN COMPRESSIONE			
E_d	36,8	t	azione sollecitante di progetto
$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m^2	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	74	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_3	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,15	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in compressione)
R^*_{lim}	37,6	t	carico limite verticale di progetto per carichi in compressione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	
CARICO LIMITE VERTICALE - CARICHI IN TRAZIONE			
E_d	30,4	t	azione sollecitante di progetto

$\tau_{lim,1}$	0,0	t/m²	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 1
$\tau_{lim,2}$	25,0	t/m²	attrito laterale unitario limite che si esercita lungo la superficie laterale della malta con lo strato 2
s_1	0,0	m	spessore strato 1
s_2	3,9	m	spessore strato 2
R_{lim}	74	t	portanza limite a rottura dell'interfaccia micropalo-terreno
ξ_{3a}	1,7	-	coefficiente di riduzione Tabella 6.4.IV NTC 2008
γ_R	1,25	-	coefficiente parziale Tabella 6.4.II NTC 2008 (carichi in trazione)
R^*_{lim}	34,6	t	carico limite verticale di progetto per carichi in trazione
$R^*_{lim}>E_d$?	ok	-	

INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

E_d	36,8	t	azione sollecitante di progetto
k	8300	t/m³	modulo di reazione orizzontale strato non affidabile
β	1992	t/m²	reazione del terreno per unità di spostamento laterale e per unità di lunghezza
E_a	21000000	t/m²	modulo di elasticità longitudinale acciaio
E_{cls}	3000000	t/m²	modulo di elasticità longitudinale calcestruzzo
n	7		coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo
d_e	24,45	cm	diametro esterno dell'anima tubolare metallica
s	1,25	cm	spessore dell'anima tubolare metallica
d_i	21,95	cm	diametro interno dell'anima tubolare metallica
J	7775	cm⁴	momento d'inerzia della sezione trasversale
P_k	3607,0	t	carico critico per solido caricato assialmente in un mezzo elastico
P^*_k	360,7	t	resistenza all'instabilità per asta caricata assialmente in un mezzo elastico
$P^*_k>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A COMPRESSIONE

E_d	36,8	t	azione sollecitante di progetto
ψ	0,4	-	coefficiente riduttore della pressione nel calcestruzzo
A_{aid}	112,7	cm²	area sezione ideale
f_{yk}	355	N/mm²	resistenza di snervamento dell'acciaio
γ_{M0}	1,05		coefficiente parziale Tabella 4.2.V NTC 2008
f_{yd}	338	N/mm²	tensione di calcolo nell'acciaio costituente il tubo
P_{lim}	381,1	t	resistenza di progetto della sezione tubo-malta interna
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

In caso si volesse far lavorare la sola sezione metallica

A_{aid}	91,11	cm²	area sezione ideale
P_{lim}	308,0	t	resistenza di progetto della sola armatura metallica
$P_{lim}>E_d$?	ok	-	

RESISTENZA A TAGLIO

E_d	4,4	t	azione sollecitante di progetto
A	91,11	cm²	area del tubolare
A_v	58,0	cm²	area resistente a taglio del tubolare

V_{Rd}	113,2	t	resistenza di progetto a taglio del tubolare
$V_{Rd}>E_d$?	ok	-	
CONTROLLO DELLE TENSIONI NEL CALCESTRUZZO			
E_d	5,5	t	azione sollecitante di progetto
σ_a	4,9	N/mm²	tensione nell'acciaio
σ_c	0,7	N/mm²	tensione nel calcestruzzo
f_{ck}	25	N/mm²	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γ_c	1,5	-	coefficiente parziale di sicurezza sul calcestruzzo
α_c	0,85	N/mm²	coefficiente che tiene conto degli effetti a lungo termine
f_{cd}	14,2	N/mm²	resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo
$f_{cd}>\sigma_c$?	ok	-	

Tabella 26.151 – micropali Tipo I: risultati delle verifiche

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che la resistenza di progetto R_d risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti E_d in tutte le verifiche e che, pertanto, le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del momento di plasticizzazione M_y del micropalo e del suo carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

Risulta $R_{tr,d} > E_d$, con E_d azioni orizzontali di progetto.

Anche tali verifiche sono, dunque, soddisfatte.

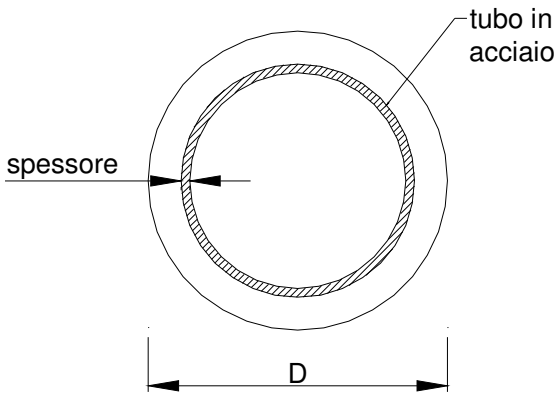
Calcolo del momento di plasticizzazione di un micropalo

Diametro = 240 (mm)

Tubo

Diametro esterno = 193,7 (mm)

Spessore = 14,2 (mm)



Sforzo Normale = 368 (kN)

Caratteristiche dei Materiali

malta C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (N/mm^2)

Acciaio

tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

f_{yk} = 355 (Mpa)

γ_m = 1,15

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m / \gamma_{E,d}$ = 308,7 (Mpa)

Es = 210000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,147%

ε_{uk} = 1,000%

Calcolo

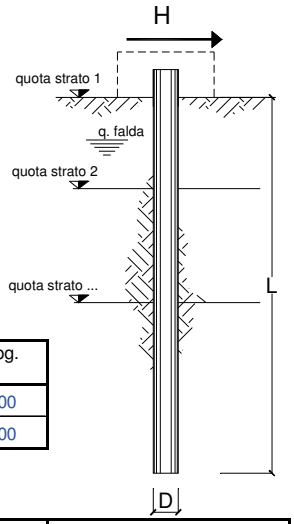
Momento di Plasticizzazione

My = 147,2 (kN m)

Inserisci

Tabella 26.152 – micropali Tipo L: calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI MURO OS12 H=1.5m**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		8,90	19	9	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	7	(m)
Diametro del palo D	0,24	(m)
Lunghezza del palo L	8,90	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	147,19	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☒ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	162,5	(kN)	162,5	(kN)
Palo intermedio	365,7	(kN)	365,7	(kN)
Palo corto	1189,2	(kN)	1189,2	(kN)

H_{med} **162,5 (kN) Palo lungo** H_{min} **162,5 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 95,56 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **73,51 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 44 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **44,00 (kN)**

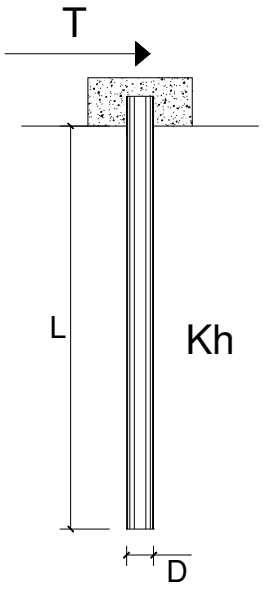
FS = Hd / Fd = **1,67**

Tabella 26.153 – micropali Tipo L: verifica per i carichi trasversali

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del micropalo.
Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: MURO OS12 H=1.5m



DATI DI INPUT:

Diametro esterno del palo (De):	0,1937	(m)
Spessore del palo (s):	0,0142	(m)
Diametro interno del palo (Di):	0,165	(m)
Lunghezza del palo (L)	8,9	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	83	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	69	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*(De^4-Di^4)/64):	3245	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	71,00	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,604	50,17	0,00000	24,496	-69,000
0,18	0,572	47,51	-0,00329	13,739	-52,021
0,36	0,497	41,25	-0,00496	5,879	-36,648
0,53	0,403	33,43	-0,00548	0,544	-23,752
0,71	0,306	25,42	-0,00527	-2,741	-13,617
0,89	0,218	18,08	-0,00462	-4,462	-6,147
1,07	0,143	11,87	-0,00377	-5,069	-1,021
1,25	0,084	6,94	-0,00289	-4,940	2,184
1,42	0,040	3,28	-0,00208	-4,379	3,911
1,60	0,009	0,74	-0,00138	-3,610	4,575

1,78	-0,010	-0,87	-0,00082	-2,792	4,529
1,96	-0,021	-1,76	-0,00040	-2,023	4,059
2,14	-0,026	-2,13	-0,00011	-1,359	3,376
2,31	-0,026	-2,14	0,00008	-0,824	2,633
2,49	-0,023	-1,94	0,00018	-0,420	1,925
2,67	-0,020	-1,63	0,00023	-0,134	1,308
2,85	-0,015	-1,28	0,00024	0,053	0,806
3,03	-0,011	-0,94	0,00022	0,160	0,424
3,20	-0,008	-0,65	0,00018	0,210	0,150
3,38	-0,005	-0,41	0,00015	0,220	-0,030
3,56	-0,003	-0,22	0,00011	0,204	-0,136
3,74	-0,001	-0,08	0,00007	0,174	-0,187
3,92	0,000	0,01	0,00005	0,139	-0,200
4,09	0,001	0,06	0,00003	0,105	-0,188
4,27	0,001	0,09	0,00001	0,073	-0,162
4,45	0,001	0,09	0,00000	0,047	-0,131
4,63	0,001	0,09	-0,00001	0,027	-0,099
4,81	0,001	0,08	-0,00001	0,012	-0,070
4,98	0,001	0,06	-0,00001	0,002	-0,046
5,16	0,001	0,05	-0,00001	-0,005	-0,026
5,34	0,000	0,03	-0,00001	-0,008	-0,012
5,52	0,000	0,02	-0,00001	-0,009	-0,002
5,70	0,000	0,01	-0,00001	-0,009	0,004
5,87	0,000	0,01	0,00000	-0,008	0,007
6,05	0,000	0,00	0,00000	-0,007	0,009
6,23	0,000	0,00	0,00000	-0,005	0,008
6,41	0,000	0,00	0,00000	-0,004	0,008
6,59	0,000	0,00	0,00000	-0,003	0,006
6,76	0,000	0,00	0,00000	-0,002	0,005
6,94	0,000	0,00	0,00000	-0,001	0,004
7,12	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,003
7,30	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,002
7,48	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,001
7,65	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
7,83	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,01	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,19	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,37	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,54	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,72	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000
8,90	0,000	0,00	0,00000	0,000	0,000

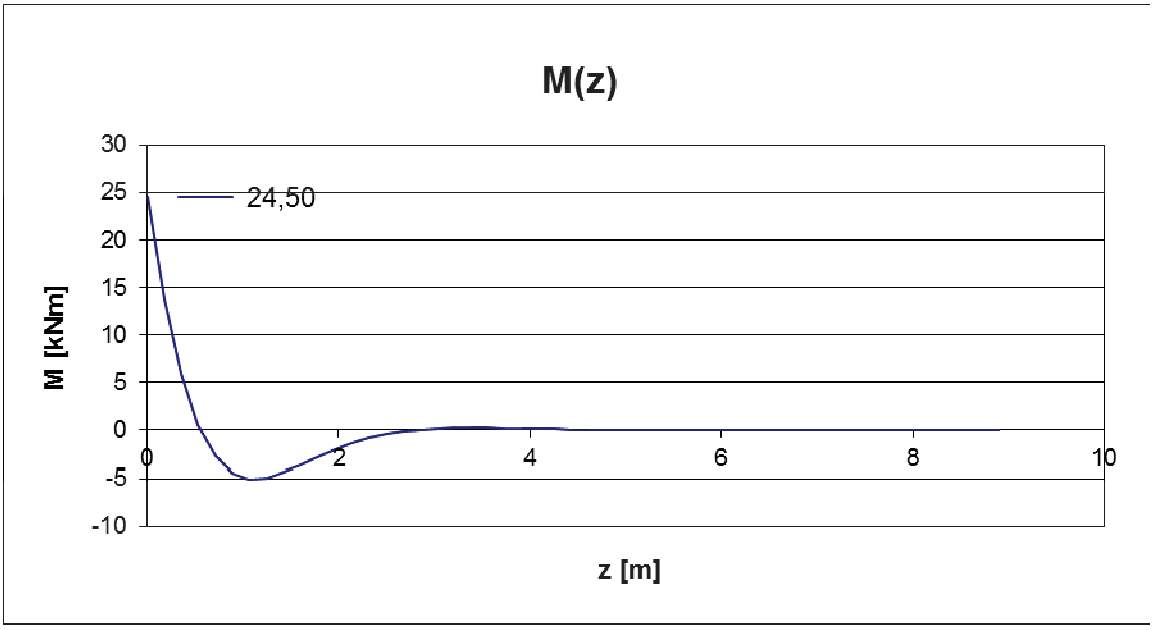


Tabella 26.154 – micropali Tipo L: andamento del momento M con la profondità z

γ_{M0}	1,05

$d_{e,tubolare}$ mm	sp. mm	$d_{i,tubolare}$ mm	A cm^2	W_{pl} cm^3	f_{yk} N/mm^2	M_{Rd} kNm	M_{Ed} kNm	M_{Rd} / M_{Ed}
193,7	14,2	165,30	80,1	458	355	155	25	**6,20**

Tabella 26.155 – micropali Tipo L: risultati della verifica

26.11 PALI TIPO P

26.11.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza pari a 9,5m. Il muro interessato alla tipologia P è l'OS11.
Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
P	OS11	25	0.8	26 Ø26	Ø10/20

Tabella 26.156 –pali Tipo P: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali fi800	**SLU**	**URTO**	**SLV**	**SLE**	**SLD eta=2/3**
N max sul palo di valle (KN)	1504	1339	1524	1130	1228
Nmin sul palo di monte (KN)	567	242	18	451	313
Vmax sui pali (KN)	378	308	360	284	294

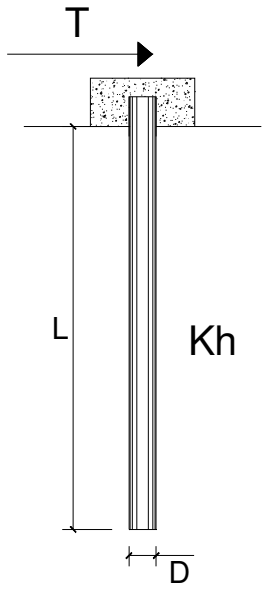
Tabella 26.157 –pali Tipo P: scarichi massimi su singolo palo.

26.11.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.
Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS11 H=9,5m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	378	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,948	11,85	0,00000	753,882	-378,000
0,50	0,934	11,67	-0,00052	576,698	-330,850
1,00	0,897	11,22	-0,00092	422,816	-284,983
1,50	0,844	10,55	-0,00120	291,335	-241,387
2,00	0,779	9,74	-0,00138	180,932	-200,765
2,50	0,707	8,84	-0,00149	89,995	-163,586
3,00	0,631	7,89	-0,00153	16,728	-130,115
3,50	0,555	6,94	-0,00152	-40,757	-100,460
4,00	0,480	6,00	-0,00147	-84,364	-74,595
4,50	0,408	5,11	-0,00139	-115,963	-52,397
5,00	0,341	4,27	-0,00129	-137,340	-33,669
5,50	0,280	3,50	-0,00117	-150,169	-18,161
6,00	0,224	2,80	-0,00105	-155,991	-5,588
6,50	0,175	2,18	-0,00093	-156,196	4,352
7,00	0,131	1,64	-0,00081	-152,026	11,967
7,50	0,094	1,17	-0,00069	-144,566	17,562
8,00	0,062	0,77	-0,00058	-134,752	21,429
8,50	0,036	0,44	-0,00048	-123,379	23,845
9,00	0,014	0,17	-0,00039	-111,107	25,064
9,50	-0,003	-0,04	-0,00030	-98,476	25,317
10,00	-0,016	-0,21	-0,00023	-85,916	24,813

10,50	-0,026	-0,33	-0,00017	-73,759	23,732
11,00	-0,033	-0,42	-0,00011	-62,253	22,234
11,50	-0,038	-0,47	-0,00007	-51,573	20,451
12,00	-0,040	-0,50	-0,00003	-41,831	18,496
12,50	-0,041	-0,51	0,00000	-33,089	16,462
13,00	-0,040	-0,51	0,00002	-25,369	14,423
13,50	-0,039	-0,49	0,00004	-18,657	12,436
14,00	-0,037	-0,46	0,00005	-12,917	10,545
14,50	-0,034	-0,42	0,00006	-8,091	8,781
15,00	-0,031	-0,38	0,00006	-4,111	7,165
15,50	-0,027	-0,34	0,00007	-0,899	5,708
16,00	-0,024	-0,30	0,00007	1,625	4,416
16,50	-0,021	-0,26	0,00006	3,544	3,288
17,00	-0,018	-0,22	0,00006	4,940	2,320
17,50	-0,015	-0,19	0,00006	5,889	1,501
18,00	-0,012	-0,15	0,00005	6,464	0,823
18,50	-0,010	-0,12	0,00005	6,733	0,272
19,00	-0,008	-0,10	0,00004	6,755	-0,164
19,50	-0,006	-0,07	0,00004	6,585	-0,499
20,00	-0,004	-0,05	0,00003	6,271	-0,746
20,50	-0,003	-0,03	0,00003	5,852	-0,918
21,00	-0,002	-0,02	0,00002	5,364	-1,026
21,50	-0,001	-0,01	0,00002	4,835	-1,081
22,00	0,000	0,00	0,00001	4,290	-1,094
22,50	0,001	0,01	0,00001	3,746	-1,074
23,00	0,001	0,01	0,00001	3,219	-1,029
23,50	0,001	0,02	0,00001	2,720	-0,965
24,00	0,002	0,02	0,00000	2,256	-0,889
24,50	0,002	0,02	0,00000	1,833	-0,805
25,00	0,002	0,02	0,00000	1,452	-0,717

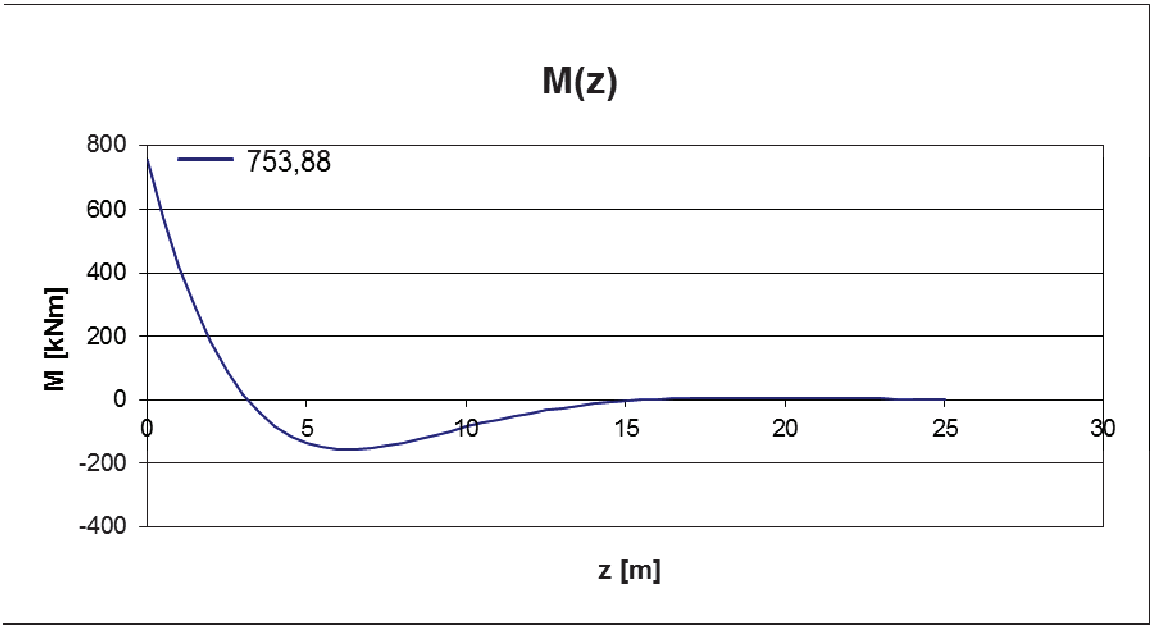


Figura 26.25 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 754\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $26\phi 26$.

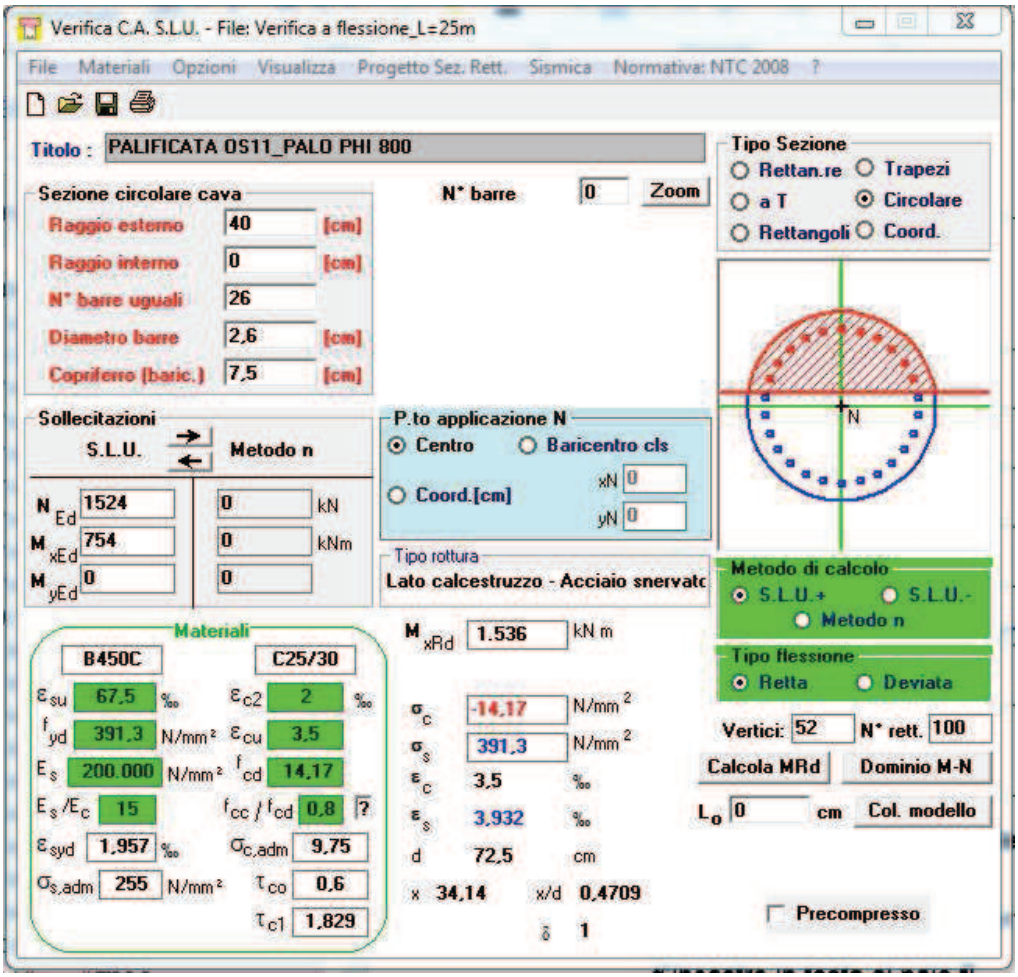


Figura 26.26 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.11.2.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	7,5 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	378 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.27 – Verifica a taglio del palo

Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

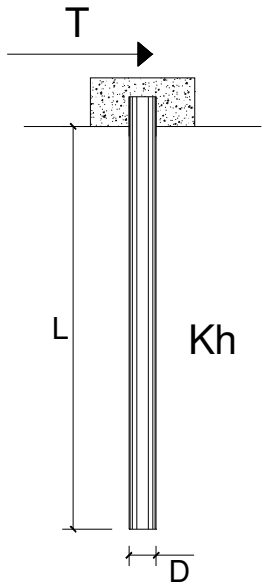
Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.11.2.2 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS11 H=9,5m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	25	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	284	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,712	8,90	0,00000	566,409	-284,000
0,50	0,702	8,77	-0,00039	433,287	-248,575
1,00	0,674	8,43	-0,00069	317,671	-214,115
1,50	0,634	7,93	-0,00090	218,887	-181,359
2,00	0,585	7,32	-0,00104	135,939	-150,840
2,50	0,531	6,64	-0,00112	67,615	-122,906
3,00	0,474	5,93	-0,00115	12,568	-97,759
3,50	0,417	5,21	-0,00114	-30,622	-75,478
4,00	0,361	4,51	-0,00110	-63,385	-56,045
4,50	0,307	3,84	-0,00104	-87,126	-39,367
5,00	0,257	3,21	-0,00097	-103,187	-25,297
5,50	0,210	2,63	-0,00088	-112,826	-13,645
6,00	0,168	2,10	-0,00079	-117,199	-4,198
6,50	0,131	1,64	-0,00070	-117,354	3,270
7,00	0,098	1,23	-0,00061	-114,221	8,991
7,50	0,070	0,88	-0,00052	-108,616	13,195
8,00	0,047	0,58	-0,00044	-101,242	16,100
8,50	0,027	0,33	-0,00036	-92,697	17,915
9,00	0,011	0,13	-0,00029	-83,477	18,831

9,50	-0,002	-0,03	-0,00023	-73,987	19,021
10,00	-0,012	-0,15	-0,00017	-64,551	18,643
10,50	-0,020	-0,25	-0,00013	-55,417	17,831
11,00	-0,025	-0,31	-0,00008	-46,772	16,705
11,50	-0,028	-0,35	-0,00005	-38,748	15,365
12,00	-0,030	-0,38	-0,00002	-31,428	13,897
12,50	-0,031	-0,38	0,00000	-24,861	12,369
13,00	-0,030	-0,38	0,00002	-19,060	10,837
13,50	-0,029	-0,37	0,00003	-14,018	9,344
14,00	-0,028	-0,34	0,00004	-9,705	7,923
14,50	-0,025	-0,32	0,00004	-6,079	6,597
15,00	-0,023	-0,29	0,00005	-3,089	5,383
15,50	-0,021	-0,26	0,00005	-0,676	4,289
16,00	-0,018	-0,23	0,00005	1,221	3,318
16,50	-0,016	-0,20	0,00005	2,663	2,471
17,00	-0,013	-0,17	0,00005	3,711	1,743
17,50	-0,011	-0,14	0,00004	4,424	1,128
18,00	-0,009	-0,12	0,00004	4,857	0,618
18,50	-0,007	-0,09	0,00003	5,059	0,204
19,00	-0,006	-0,07	0,00003	5,075	-0,123
19,50	-0,004	-0,05	0,00003	4,948	-0,375
20,00	-0,003	-0,04	0,00002	4,711	-0,561
20,50	-0,002	-0,03	0,00002	4,397	-0,689
21,00	-0,001	-0,02	0,00002	4,030	-0,771
21,50	0,000	-0,01	0,00001	3,633	-0,812
22,00	0,000	0,00	0,00001	3,223	-0,822
22,50	0,001	0,01	0,00001	2,815	-0,807
23,00	0,001	0,01	0,00001	2,419	-0,773
23,50	0,001	0,01	0,00000	2,044	-0,725
24,00	0,001	0,02	0,00000	1,695	-0,668
24,50	0,001	0,02	0,00000	1,377	-0,605
25,00	0,001	0,02	0,00000	1,091	-0,539

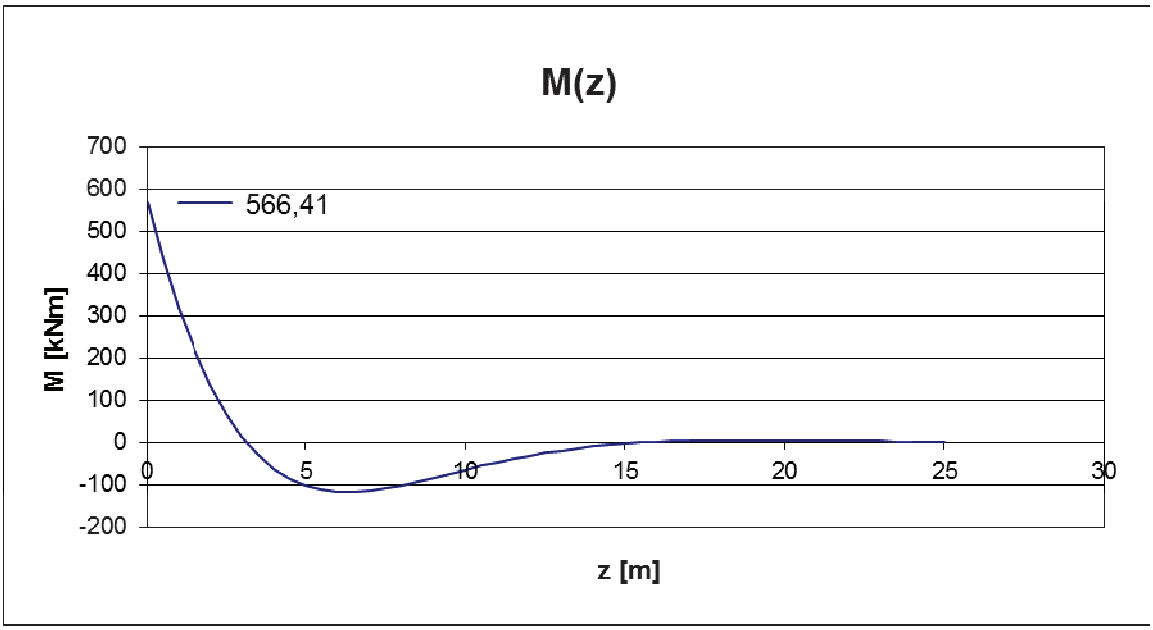


Figura 26.28 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 566\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

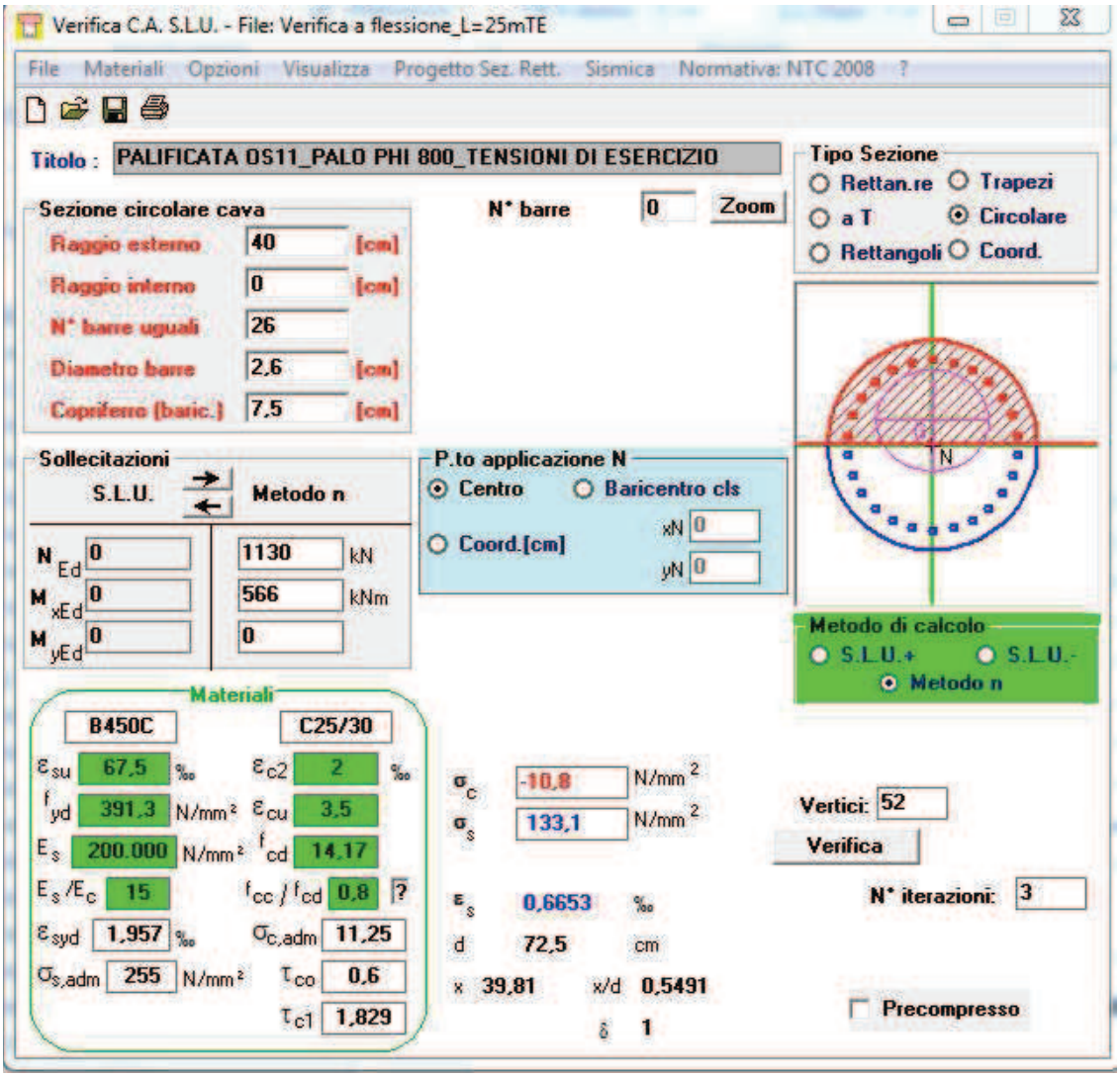


Figura 26.29 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.11.2.3 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
ϑ_s	133 N/mm²	*Tensione massima armatura tesa sezione fessurata*
Rck	25,0 N/mm²	*Resistenza caratteristica cubica cls*
ϕ_l	26 mm	*Diametro barre longitudinali*
ϕ_s	10 mm	*Diametro staffe o spirale*
n	26	*Numero ferri longitudinali*
c	75 mm	*Ricoprimento del calcestruzzo*
D	800 mm	*Diametro*
k_t	0,4	*kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata*
k_2	0,5	*k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice*
k_1	0,8	*k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce*
w	0,3 mm	*Valore limite apertura fessure*
Dati		
fck	20,8 N/mm²	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
i	73 mm	*Interasse ferri longitudinali*
A_ϕ	531 mm²	*Area barra longitudinale*
E_s	210000,0 N/mm²	*Modulo elastico acciaio da c.a*
f_{ctm}	2,3 N/mm²	*Resistenza a trazione media cls*
E_{cm}	30200,5 N/mm²	*Modulo elastico medio cls*
α_e	6,95	*Rapporto Es/Ecm*
f_{cm}	28,8 N/mm²	*Resistenza media cls*
ρ_{eff}	0,0413	*Rapporto area acciaio/area efficace*
ε_{sm1}	0,000499	*Deformazione unitaria media barre di calcolo*
ε_{sm2}	0,000380	*Deformazione unitaria media barre valore minimo*
ε_{sm}	0,000499	*Deformazione unitaria media*
k_3	3,4	*Coefficiente*
k4	0,4	*Coefficiente*
Δsmax	361,9 mm	*Distanza massima tra le fessure*
w_d	0,181 mm	*Valore di calcolo apertura fessure*

Tabella 26.158 –pali Tipo P: Verifica a fessurazione.

26.11.3 Verifiche geotecniche

26.11.3.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

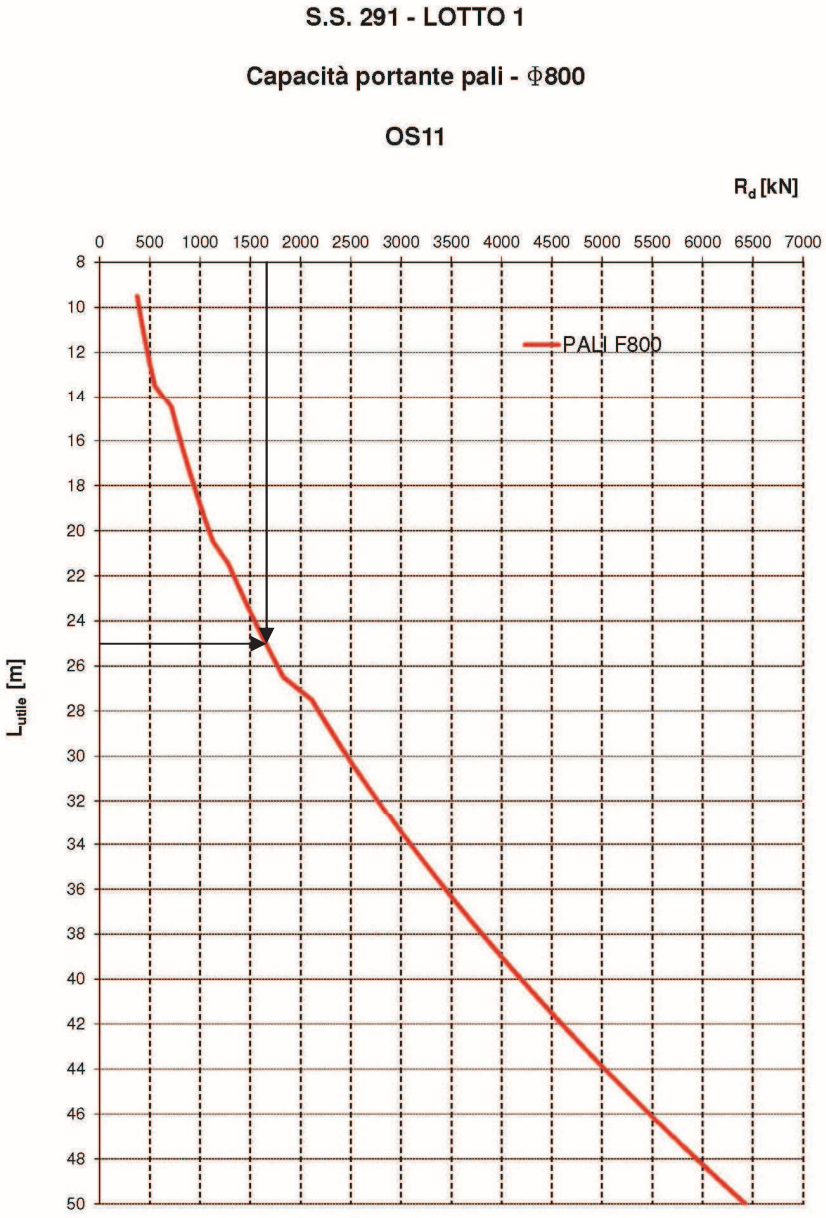


Figura 26.30 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=25m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1600Kn:

$R_{c,d}$ = 1600 kN > E_d = 1524 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.11.3.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

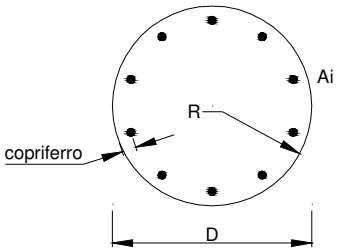
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $26\phi 26$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 1504 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

fyd = fyk / γs / γE = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
26	ϕ	26	13804,16	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

calcolo

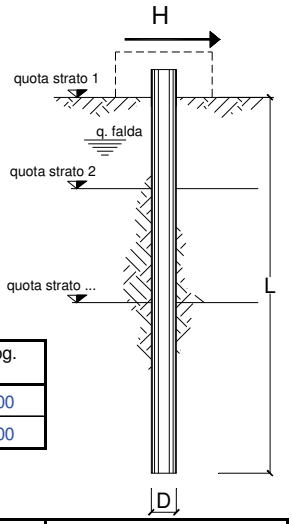
Momento di Plasticizzazione

My = 1536,2 (kN m) Inserisci

Figura 26.31 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **OS11 PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30



n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		25,00	18	8	32	3,25		32	3,25	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	25	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	25,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	1536,19	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☑ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	872,7	(kN)	872,7	(kN)
Palo intermedio	5156,2	(kN)	5156,2	(kN)
Palo corto	19527,5	(kN)	19527,5	(kN)

H_{med} 872,7 (kN) Palo lungo — **H_{min} 872,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 513,34 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **394,88 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 378 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **378,00 (kN)**

FS = Hd / Fd = **1,04**

Figura 26.32 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 395 kN > E_d = 378 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.12 PALI TIPO Q

26.12.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza compresa tra i 6-7m. Il muro interessato alla tipologia Q è l'OS15.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
Q	OS15	17	0.8	24 Ø22	Ø10/20

Tabella 26.159 –pali Tipo Q: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul palo di valle (KN)	1198	1194	1081	900
Nmin sul palo di monte (KN)	428	45	120	340
Vmax sui pali (KN)	301	270	276	224

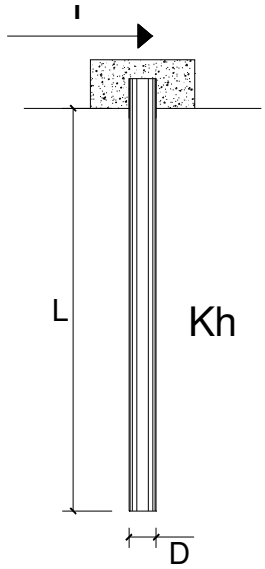
Tabella 26.160 –pali Tipo Q: scarichi massimi su singolo palo.

26.12.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

OPERA: Pali 800 OS15_h=6-7m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	17	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	301	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,755	9,43	0,00000	600,314	-301,000
0,34	0,749	9,37	-0,00030	502,330	-275,403
0,68	0,735	9,19	-0,00054	413,001	-250,142
1,02	0,713	8,91	-0,00074	332,163	-225,504
1,36	0,685	8,56	-0,00090	259,562	-201,717
1,70	0,652	8,15	-0,00102	194,877	-178,968
2,04	0,616	7,70	-0,00111	137,730	-157,396
2,38	0,577	7,22	-0,00117	87,703	-137,104
2,72	0,537	6,71	-0,00121	44,346	-118,164
3,06	0,495	6,19	-0,00122	7,194	-100,616
3,40	0,454	5,68	-0,00121	-24,232	-84,475
3,74	0,413	5,16	-0,00119	-50,409	-69,737
4,08	0,373	4,66	-0,00116	-71,810	-56,379
4,42	0,334	4,18	-0,00112	-88,898	-44,362
4,76	0,297	3,71	-0,00107	-102,122	-33,636
5,10	0,262	3,27	-0,00101	-111,910	-24,143
5,44	0,228	2,86	-0,00095	-118,671	-15,815
5,78	0,197	2,47	-0,00088	-122,789	-8,582
6,12	0,169	2,11	-0,00082	-124,623	-2,368
6,46	0,142	1,77	-0,00075	-124,506	2,904
6,80	0,118	1,47	-0,00068	-122,746	7,310
7,14	0,096	1,19	-0,00062	-119,624	10,929

7,48	0,076	0,95	-0,00055	-115,396	13,834
7,82	0,058	0,72	-0,00049	-110,290	16,100
8,16	0,042	0,53	-0,00044	-104,512	17,795
8,50	0,028	0,35	-0,00038	-98,246	18,987
8,84	0,016	0,20	-0,00033	-91,651	19,739
9,18	0,006	0,07	-0,00028	-84,866	20,110
9,52	-0,003	-0,04	-0,00024	-78,013	20,155
9,86	-0,010	-0,13	-0,00020	-71,193	19,923
10,20	-0,017	-0,21	-0,00016	-64,491	19,462
10,54	-0,021	-0,27	-0,00013	-57,980	18,813
10,88	-0,025	-0,32	-0,00010	-51,715	18,015
11,22	-0,028	-0,35	-0,00007	-45,742	17,102
11,56	-0,030	-0,38	-0,00005	-40,095	16,104
11,90	-0,032	-0,40	-0,00003	-34,798	15,047
12,24	-0,032	-0,41	-0,00001	-29,867	13,955
12,58	-0,033	-0,41	0,00000	-25,311	12,848
12,92	-0,032	-0,40	0,00001	-21,130	11,743
13,26	-0,032	-0,40	0,00002	-17,323	10,655
13,60	-0,031	-0,38	0,00003	-13,882	9,595
13,94	-0,029	-0,37	0,00004	-10,795	8,573
14,28	-0,028	-0,35	0,00004	-8,047	7,597
14,62	-0,026	-0,33	0,00005	-5,623	6,672
14,96	-0,025	-0,31	0,00005	-3,504	5,804
15,30	-0,023	-0,29	0,00005	-1,670	4,994
15,64	-0,021	-0,26	0,00005	-0,101	4,244
15,98	-0,019	-0,24	0,00005	1,223	3,555
16,32	-0,018	-0,22	0,00005	2,323	2,927
16,66	-0,016	-0,20	0,00005	3,220	2,358
17,00	-0,014	-0,18	0,00005	3,934	1,847

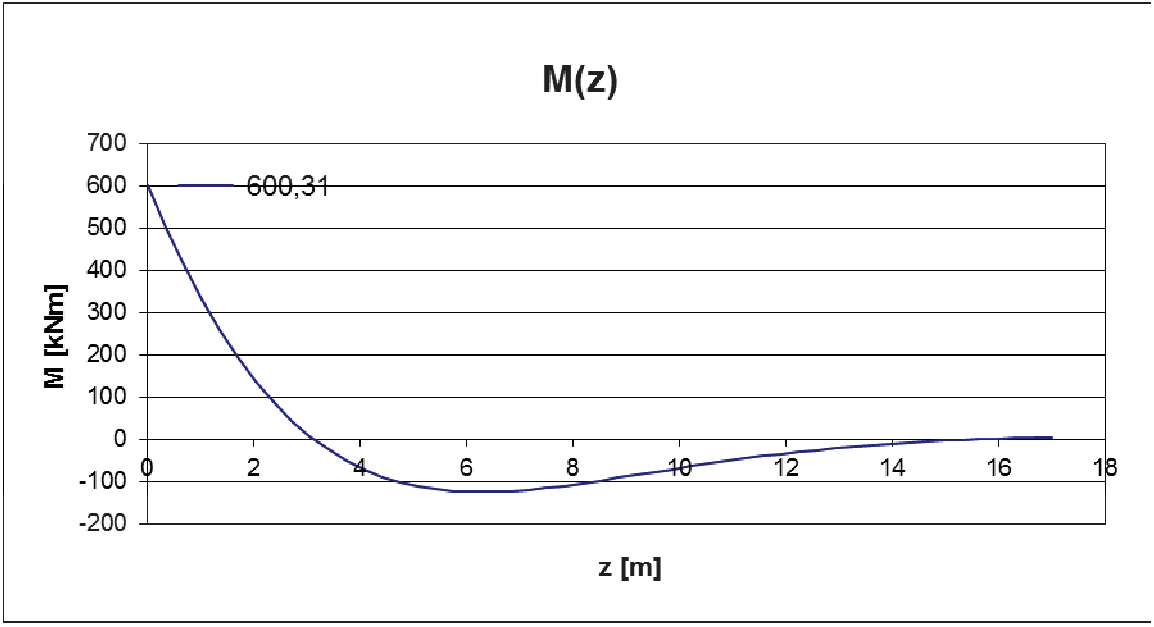


Figura 26.33 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 600\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $24\phi 22$.

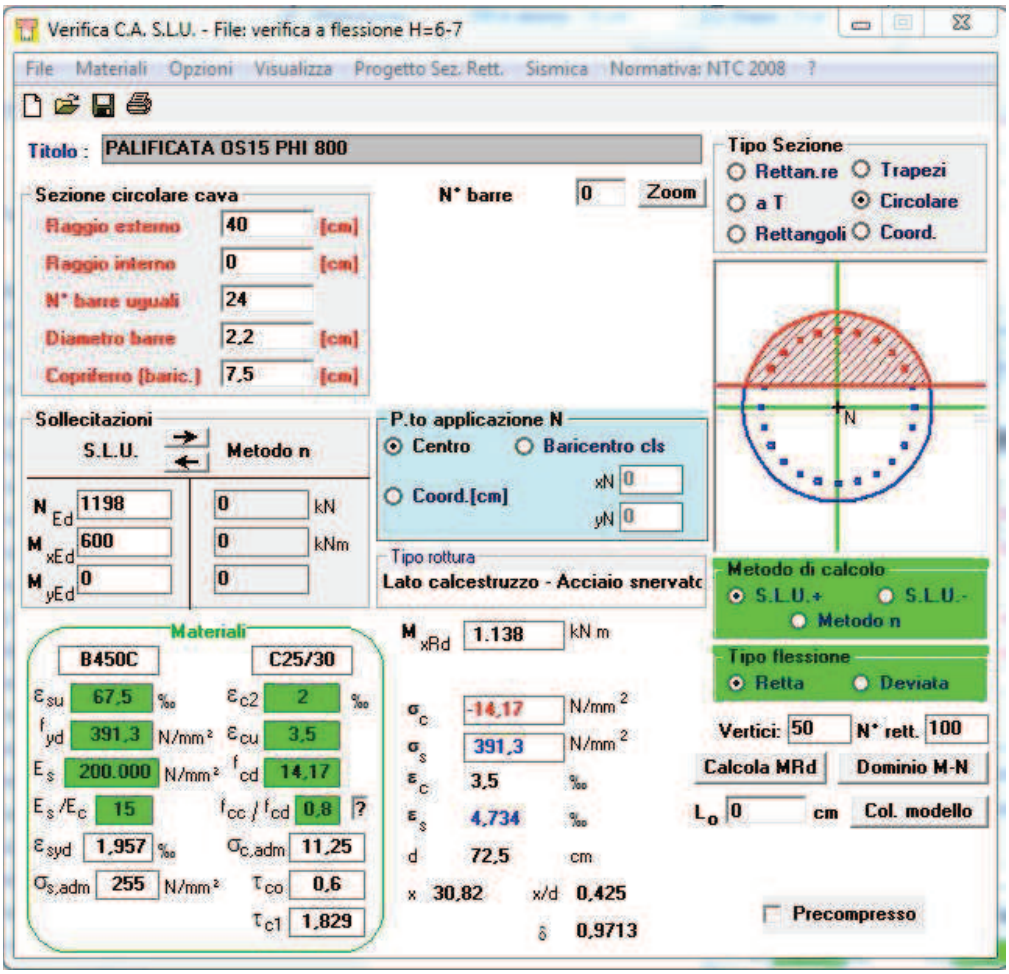


Figura 26.34 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.12.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	7,5 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	301 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.35 – Verifica a taglio del palo

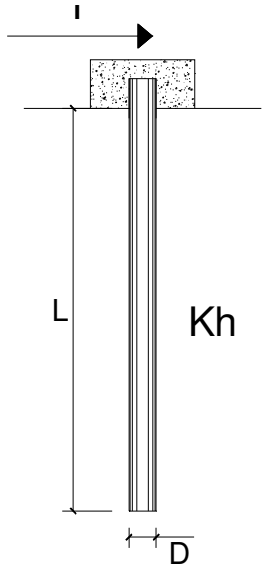
Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.12.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

OPERA: Pali 800 OS15_h=6-7m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	17	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	224	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,562	7,02	0,00000	446,745	-224,000
0,34	0,558	6,97	-0,00022	373,827	-204,951
0,68	0,547	6,84	-0,00040	307,350	-186,153
1,02	0,531	6,63	-0,00055	247,191	-167,817
1,36	0,510	6,37	-0,00067	193,163	-150,115
1,70	0,485	6,07	-0,00076	145,025	-133,185
2,04	0,458	5,73	-0,00083	102,497	-117,132
2,38	0,430	5,37	-0,00087	65,267	-102,031
2,72	0,399	4,99	-0,00090	33,002	-87,936
3,06	0,369	4,61	-0,00091	5,353	-74,877
3,40	0,338	4,22	-0,00090	-18,033	-62,865
3,74	0,307	3,84	-0,00089	-37,513	-51,897
4,08	0,278	3,47	-0,00086	-53,440	-41,956
4,42	0,249	3,11	-0,00083	-66,157	-33,013
4,76	0,221	2,76	-0,00079	-75,998	-25,032
5,10	0,195	2,43	-0,00075	-83,282	-17,967
5,44	0,170	2,13	-0,00070	-88,313	-11,770
5,78	0,147	1,84	-0,00066	-91,378	-6,387
6,12	0,125	1,57	-0,00061	-92,742	-1,762
6,46	0,106	1,32	-0,00056	-92,656	2,161
6,80	0,088	1,09	-0,00051	-91,346	5,440
7,14	0,071	0,89	-0,00046	-89,023	8,133

7,48	0,056	0,70	-0,00041	-85,876	10,295
7,82	0,043	0,54	-0,00037	-82,076	11,981
8,16	0,031	0,39	-0,00032	-77,777	13,243
8,50	0,021	0,26	-0,00028	-73,113	14,130
8,84	0,012	0,15	-0,00025	-68,205	14,690
9,18	0,004	0,05	-0,00021	-63,156	14,966
9,52	-0,002	-0,03	-0,00018	-58,056	14,999
9,86	-0,008	-0,10	-0,00015	-52,981	14,826
10,20	-0,012	-0,15	-0,00012	-47,994	14,483
10,54	-0,016	-0,20	-0,00010	-43,148	14,001
10,88	-0,019	-0,24	-0,00007	-38,486	13,407
11,22	-0,021	-0,26	-0,00005	-34,041	12,727
11,56	-0,023	-0,28	-0,00004	-29,838	11,984
11,90	-0,024	-0,29	-0,00002	-25,896	11,198
12,24	-0,024	-0,30	-0,00001	-22,227	10,385
12,58	-0,024	-0,30	0,00000	-18,836	9,561
12,92	-0,024	-0,30	0,00001	-15,725	8,739
13,26	-0,024	-0,29	0,00002	-12,892	7,929
13,60	-0,023	-0,29	0,00002	-10,331	7,140
13,94	-0,022	-0,27	0,00003	-8,033	6,380
14,28	-0,021	-0,26	0,00003	-5,989	5,653
14,62	-0,020	-0,25	0,00004	-4,184	4,965
14,96	-0,018	-0,23	0,00004	-2,607	4,319
15,30	-0,017	-0,21	0,00004	-1,243	3,716
15,64	-0,016	-0,20	0,00004	-0,075	3,158
15,98	-0,014	-0,18	0,00004	0,910	2,646
16,32	-0,013	-0,16	0,00004	1,729	2,178
16,66	-0,012	-0,15	0,00004	2,396	1,755
17,00	-0,011	-0,13	0,00004	2,927	1,375

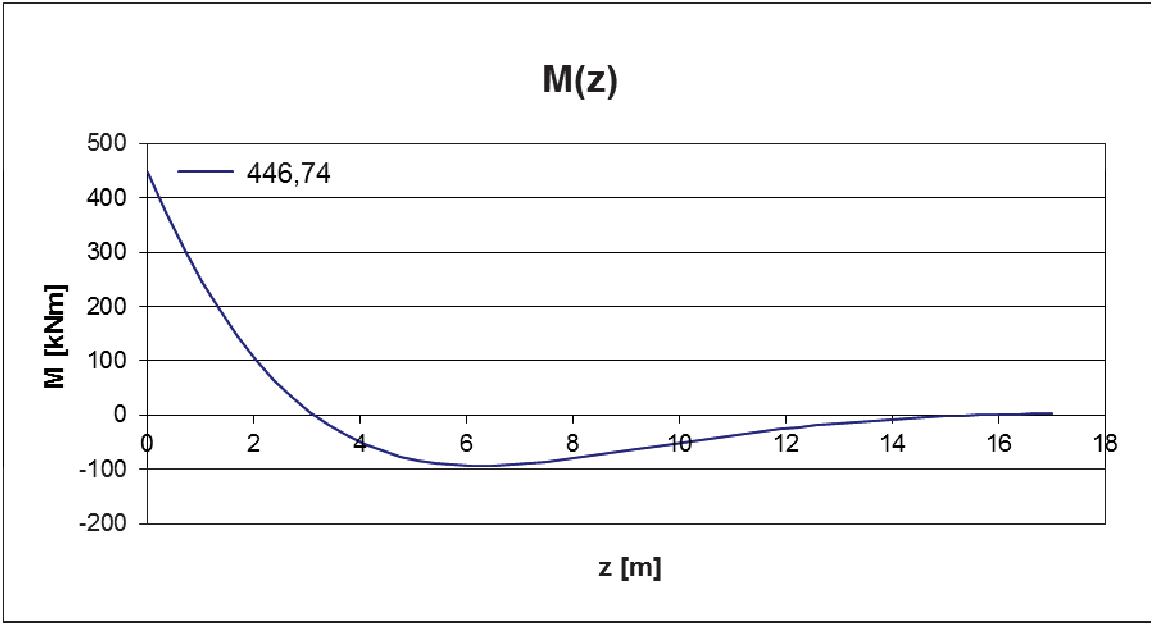


Figura 26.36 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 447\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

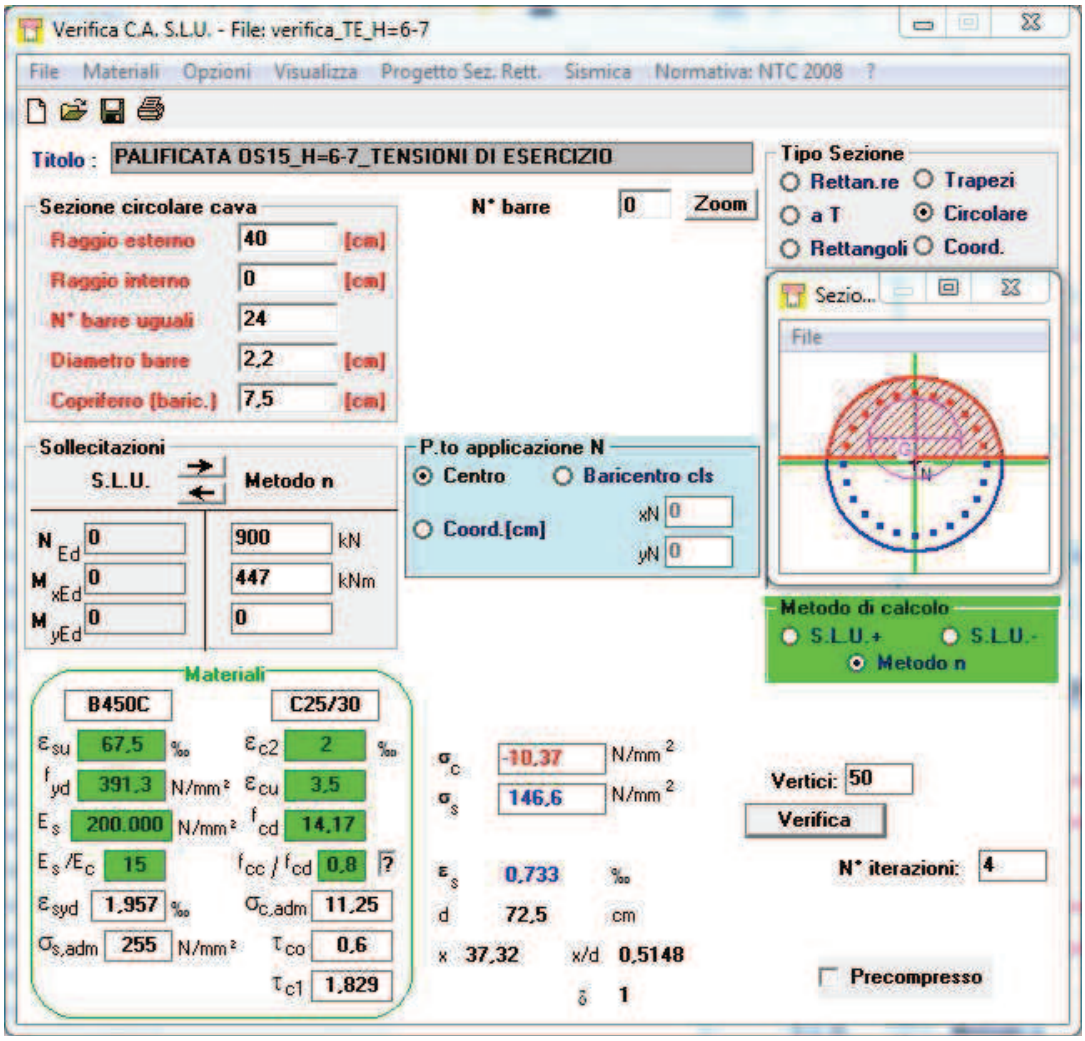


Figura 26.37 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.12.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6

ϑ_s	147 N/mm²	*Tensione massima armatura tesa sezione fessurata*
Rck	25,0 N/mm²	*Resistenza caratteristica cubica cls*
ϕ_l	22 mm	*Diametro barre longitudinali*
ϕ_s	10 mm	*Diametro staffe o spirale*
n	24	*Numero ferri longitudinali*
c	75 mm	*Ricoprimento del calcestruzzo*
D	800 mm	*Diametro*
k_t	0,4	*kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata*
k_2	0,5	*k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice*
k_1	0,8	*k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce*
w	0,3 mm	*Valore limite apertura fessure*
Dati		
fck	20,8 N/mm²	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
i	80 mm	*Interasse ferri longitudinali*
A_ϕ	380 mm²	*Area barra longitudinale*
E_s	210000,0 N/mm²	*Modulo elastico acciaio da c.a*
f_{ctm}	2,3 N/mm²	*Resistenza a trazione media cls*
E_{cm}	30200,5 N/mm²	*Modulo elastico medio cls*
α_e	6,95	*Rapporto Es/Ecm*
f_{cm}	28,8 N/mm²	*Resistenza media cls*
ρ_{eff}	0,0278	*Rapporto area acciaio/area efficace*
ε_{sm1}	0,000513	*Deformazione unitaria media barre di calcolo*
ε_{sm2}	0,000419	*Deformazione unitaria media barre valore minimo*
ε_{sm}	0,000513	*Deformazione unitaria media*
k_3	3,4	*Coefficiente*
k4	0,4	*Coefficiente*
Δsmax	389,7 mm	*Distanza massima tra le fessure*
w_d	0,200 mm	*Valore di calcolo apertura fessure*

Tabella 26.161 –pali Tipo Q: Verifica a fessurazione.

26.12.2 Verifiche geotecniche

26.12.2.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

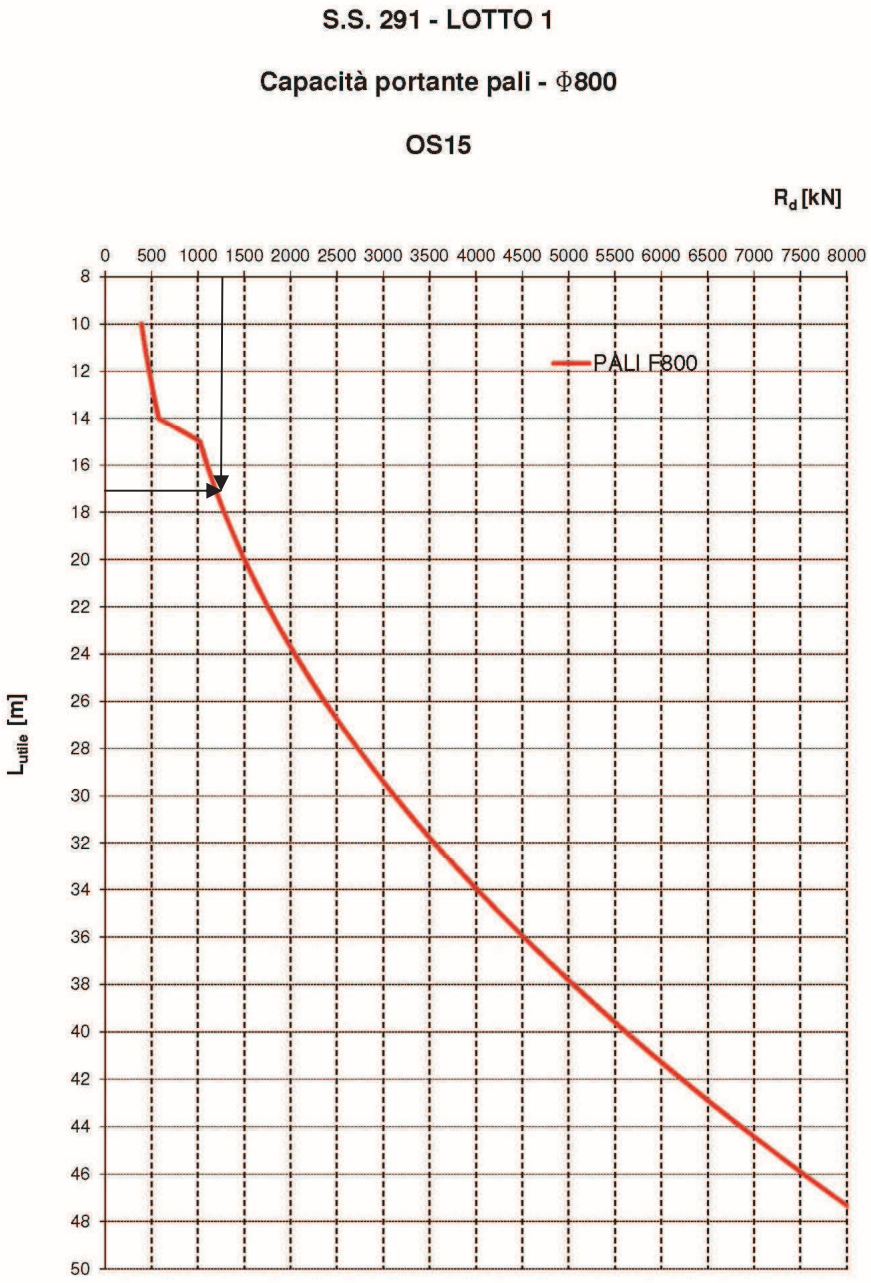


Figura 26.38 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=17m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1250Kn:

$R_{c,d}$ = 1250 kN > E_d = 1198 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.12.2.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

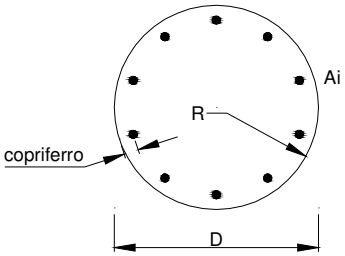
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $24\phi22$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 1198 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

fyd = fyk / γs / γE = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
24	ϕ	22	9123,19	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

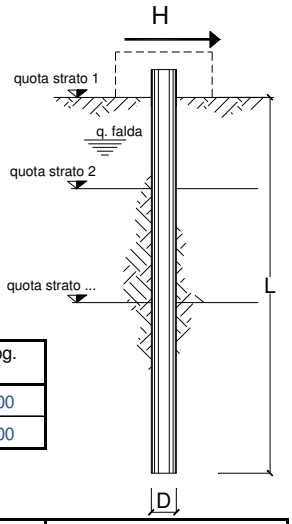
calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 1137,8 (kN m) Inserisci

Figura 26.39 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera OS15_muri H=6-7m_PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		17,00	18	8	30	3,00		30	3,00	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	17	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	17,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	1137,82	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	695,7	(kN)	695,7	(kN)
Palo intermedio	2244,5	(kN)	2244,5	(kN)
Palo corto	8323,2	(kN)	8323,2	(kN)

H_{med} 695,7 (kN) Palo lungo — **H_{min} 695,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 409,25 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **314,81 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 301 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 301,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,05

Figura 26.40 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 409 kN > E_d = 315 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.13 PALI TIPO R

26.13.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza compresa tra i 5-6m. Il muro interessato alla tipologia R è l'OS15.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
R	OS15	17	0.8	22 Ø20	Ø10/20

Tabella 26.162 –pali Tipo R: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul palo di valle (KN)	1102	1154	952	829
Nmin sul palo di monte (KN)	568	117	273	442
Vmax sui pali (KN)	266	255	242	197

Tabella 26.163 –pali Tipo R: scarichi massimi su singolo palo.

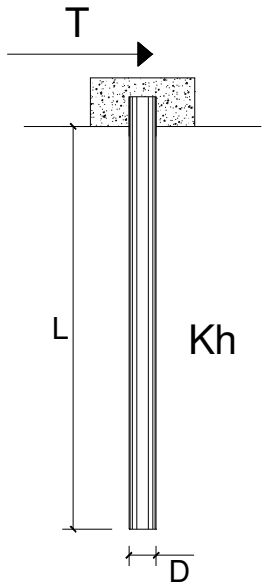
26.13.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=5-6m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	17	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	266	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,667	8,34	0,00000	530,510	-266,000
0,34	0,662	8,28	-0,00026	443,920	-243,379
0,68	0,650	8,12	-0,00048	364,978	-221,056
1,02	0,630	7,88	-0,00065	293,539	-199,282
1,36	0,605	7,57	-0,00080	229,380	-178,262
1,70	0,577	7,21	-0,00090	172,217	-158,157
2,04	0,544	6,81	-0,00098	121,715	-139,094
2,38	0,510	6,38	-0,00103	77,505	-121,162
2,72	0,474	5,93	-0,00107	39,190	-104,424
3,06	0,438	5,47	-0,00108	6,357	-88,916
3,40	0,401	5,02	-0,00107	-21,414	-74,652
3,74	0,365	4,56	-0,00106	-44,547	-61,628
4,08	0,330	4,12	-0,00103	-63,460	-49,823
4,42	0,295	3,69	-0,00099	-78,561	-39,203
4,76	0,262	3,28	-0,00094	-90,247	-29,725
5,10	0,231	2,89	-0,00089	-98,898	-21,336
5,44	0,202	2,52	-0,00084	-104,872	-13,976
5,78	0,174	2,18	-0,00078	-108,511	-7,584
6,12	0,149	1,86	-0,00072	-110,132	-2,093
6,46	0,125	1,57	-0,00066	-110,029	2,566

6,80	0,104	1,30	-0,00060	-108,473	6,460
7,14	0,084	1,06	-0,00054	-105,715	9,658
7,48	0,067	0,84	-0,00049	-101,977	12,225
7,82	0,051	0,64	-0,00044	-97,465	14,227
8,16	0,037	0,47	-0,00038	-92,360	15,726
8,50	0,025	0,31	-0,00034	-86,822	16,780
8,84	0,014	0,18	-0,00029	-80,994	17,444
9,18	0,005	0,06	-0,00025	-74,998	17,772
9,52	-0,003	-0,03	-0,00021	-68,942	17,811
9,86	-0,009	-0,11	-0,00018	-62,914	17,606
10,20	-0,015	-0,18	-0,00014	-56,992	17,199
10,54	-0,019	-0,24	-0,00011	-51,238	16,626
10,88	-0,022	-0,28	-0,00009	-45,702	15,921
11,22	-0,025	-0,31	-0,00006	-40,423	15,114
11,56	-0,027	-0,34	-0,00004	-35,433	14,231
11,90	-0,028	-0,35	-0,00003	-30,752	13,297
12,24	-0,029	-0,36	-0,00001	-26,394	12,332
12,58	-0,029	-0,36	0,00000	-22,368	11,354
12,92	-0,029	-0,36	0,00001	-18,673	10,378
13,26	-0,028	-0,35	0,00002	-15,309	9,416
13,60	-0,027	-0,34	0,00003	-12,268	8,479
13,94	-0,026	-0,32	0,00004	-9,539	7,576
14,28	-0,025	-0,31	0,00004	-7,111	6,713
14,62	-0,023	-0,29	0,00004	-4,969	5,896
14,96	-0,022	-0,27	0,00004	-3,096	5,129
15,30	-0,020	-0,25	0,00005	-1,476	4,413
15,64	-0,019	-0,23	0,00005	-0,089	3,751
15,98	-0,017	-0,21	0,00005	1,081	3,142
16,32	-0,016	-0,19	0,00005	2,053	2,587
16,66	-0,014	-0,18	0,00004	2,846	2,084
17,00	-0,013	-0,16	0,00004	3,476	1,632

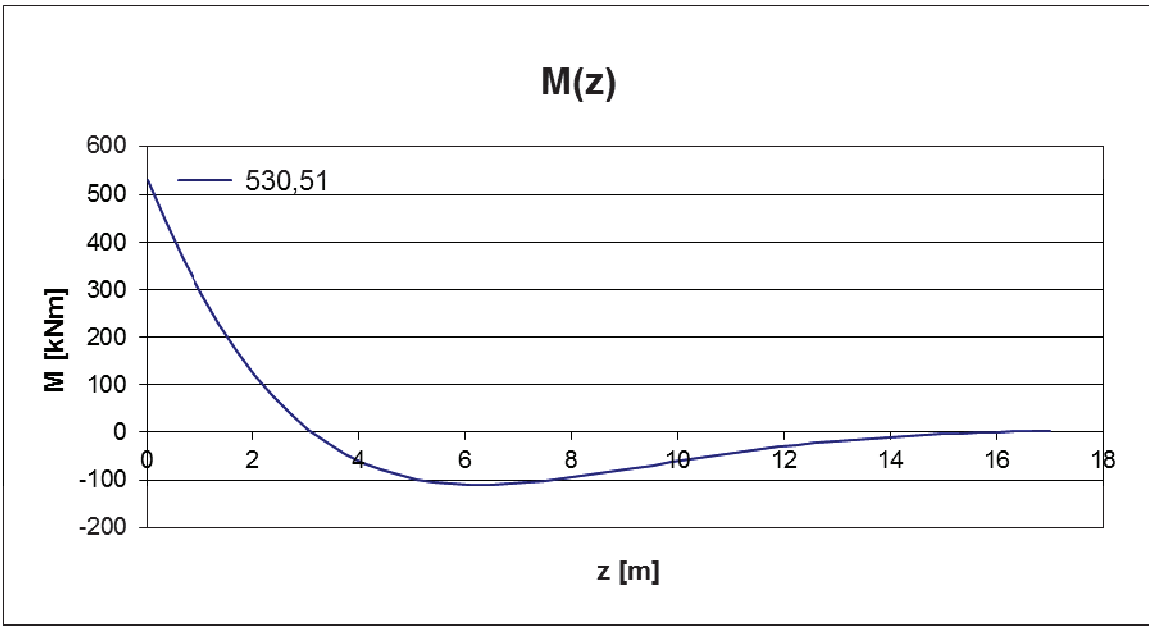


Figura 26.41 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 531 kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $22\phi 20$.

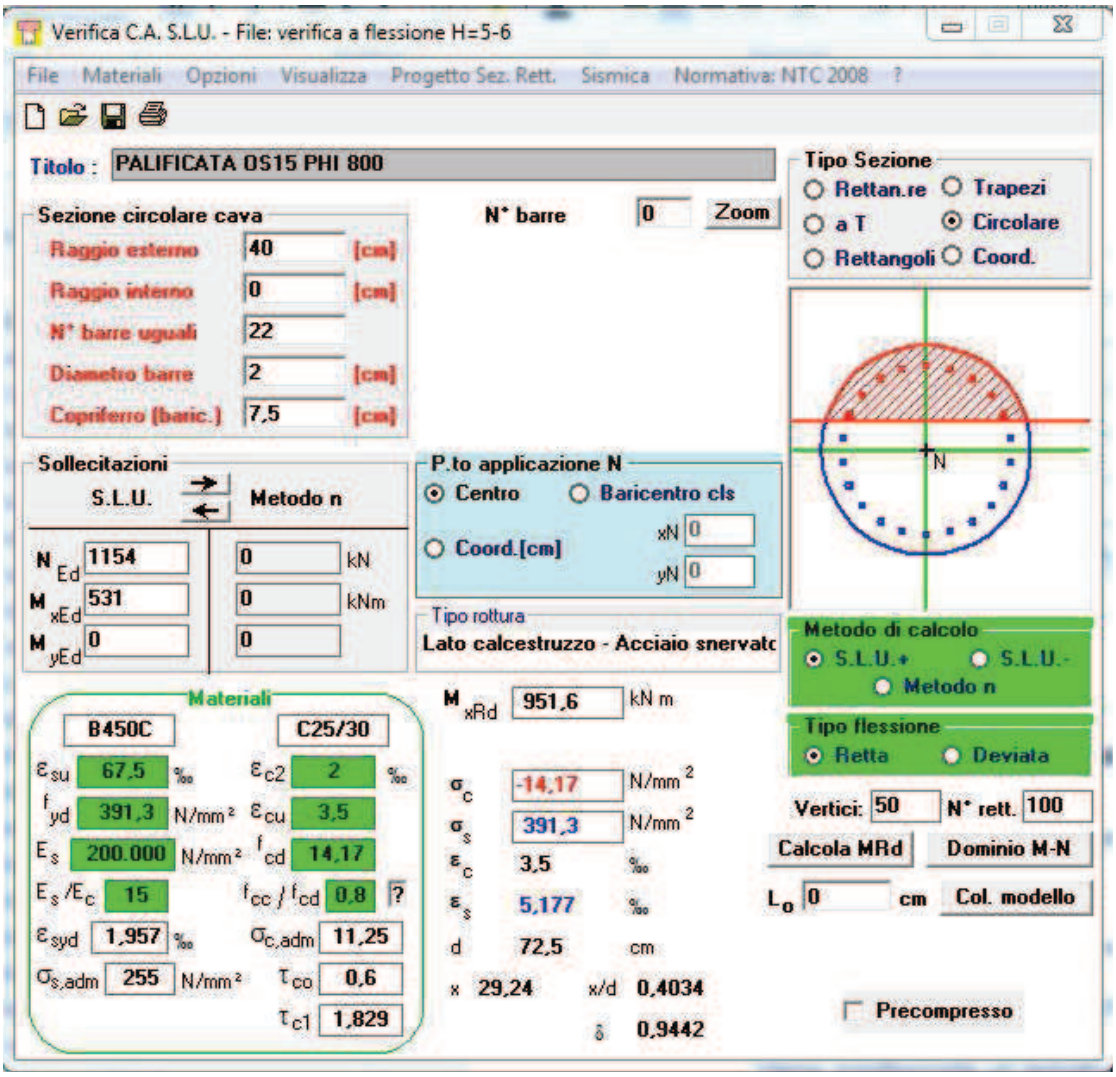


Figura 26.42 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.13.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	7,5 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	266 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.43 – Verifica a taglio del palo

Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

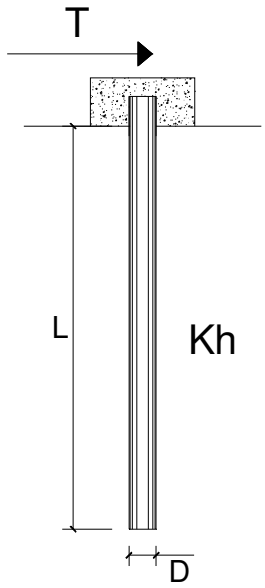
Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.13.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=5-6m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	17	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	197	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,494	6,17	0,00000	392,896	-197,000
0,34	0,490	6,13	-0,00019	328,768	-180,247
0,68	0,481	6,01	-0,00035	270,303	-163,714
1,02	0,467	5,83	-0,00049	217,396	-147,589
1,36	0,448	5,61	-0,00059	169,880	-132,021
1,70	0,427	5,34	-0,00067	127,544	-117,132
2,04	0,403	5,04	-0,00073	90,143	-103,013
2,38	0,378	4,72	-0,00077	57,400	-89,733
2,72	0,351	4,39	-0,00079	29,024	-77,337
3,06	0,324	4,05	-0,00080	4,708	-65,851
3,40	0,297	3,71	-0,00079	-15,859	-55,288
3,74	0,270	3,38	-0,00078	-32,992	-45,642
4,08	0,244	3,05	-0,00076	-46,998	-36,899
4,42	0,219	2,73	-0,00073	-58,182	-29,034
4,76	0,194	2,43	-0,00070	-66,837	-22,014
5,10	0,171	2,14	-0,00066	-73,244	-15,801
5,44	0,150	1,87	-0,00062	-77,669	-10,351
5,78	0,129	1,61	-0,00058	-80,363	-5,617
6,12	0,110	1,38	-0,00053	-81,564	-1,550
6,46	0,093	1,16	-0,00049	-81,487	1,900

6,80	0,077	0,96	-0,00045	-80,336	4,784
7,14	0,063	0,78	-0,00040	-78,292	7,153
7,48	0,050	0,62	-0,00036	-75,525	9,054
7,82	0,038	0,47	-0,00032	-72,183	10,537
8,16	0,028	0,34	-0,00028	-68,402	11,647
8,50	0,019	0,23	-0,00025	-64,301	12,427
8,84	0,011	0,13	-0,00022	-59,984	12,919
9,18	0,004	0,05	-0,00018	-55,544	13,162
9,52	-0,002	-0,02	-0,00016	-51,058	13,191
9,86	-0,007	-0,09	-0,00013	-46,595	13,039
10,20	-0,011	-0,14	-0,00011	-42,209	12,738
10,54	-0,014	-0,18	-0,00008	-37,947	12,313
10,88	-0,017	-0,21	-0,00007	-33,847	11,791
11,22	-0,018	-0,23	-0,00005	-29,938	11,193
11,56	-0,020	-0,25	-0,00003	-26,242	10,540
11,90	-0,021	-0,26	-0,00002	-22,775	9,848
12,24	-0,021	-0,27	-0,00001	-19,548	9,133
12,58	-0,021	-0,27	0,00000	-16,565	8,409
12,92	-0,021	-0,26	0,00001	-13,829	7,686
13,26	-0,021	-0,26	0,00002	-11,338	6,973
13,60	-0,020	-0,25	0,00002	-9,085	6,280
13,94	-0,019	-0,24	0,00003	-7,065	5,611
14,28	-0,018	-0,23	0,00003	-5,267	4,972
14,62	-0,017	-0,22	0,00003	-3,680	4,367
14,96	-0,016	-0,20	0,00003	-2,293	3,798
15,30	-0,015	-0,19	0,00003	-1,093	3,268
15,64	-0,014	-0,17	0,00003	-0,066	2,778
15,98	-0,013	-0,16	0,00003	0,800	2,327
16,32	-0,012	-0,14	0,00003	1,521	1,916
16,66	-0,010	-0,13	0,00003	2,108	1,543
17,00	-0,009	-0,12	0,00003	2,574	1,209

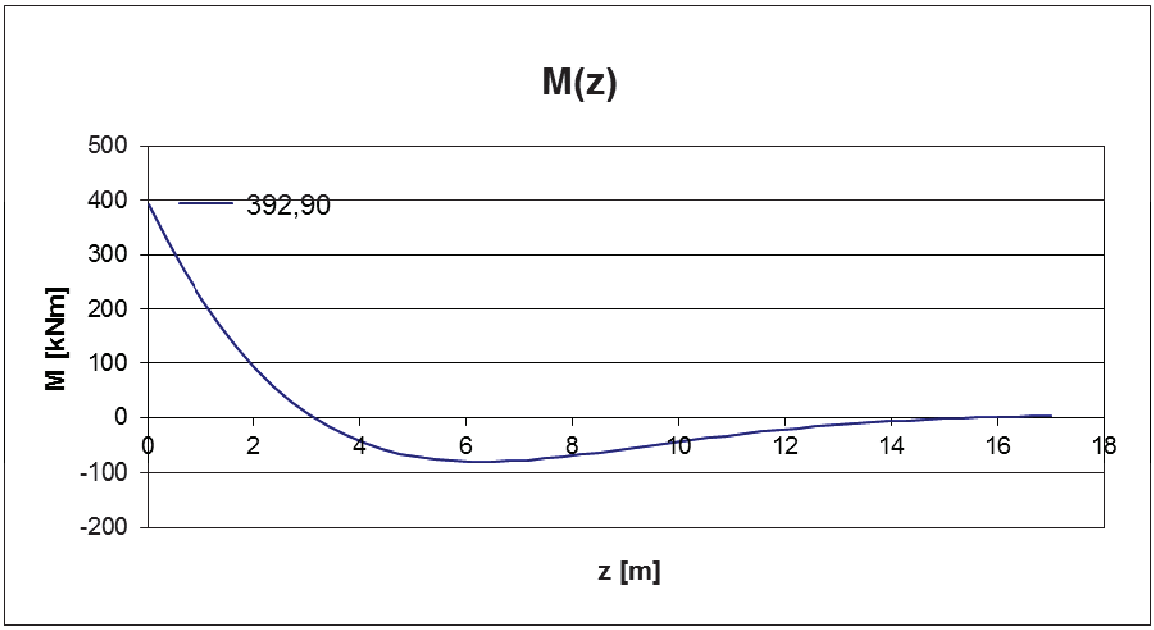


Figura 26.44 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 393\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

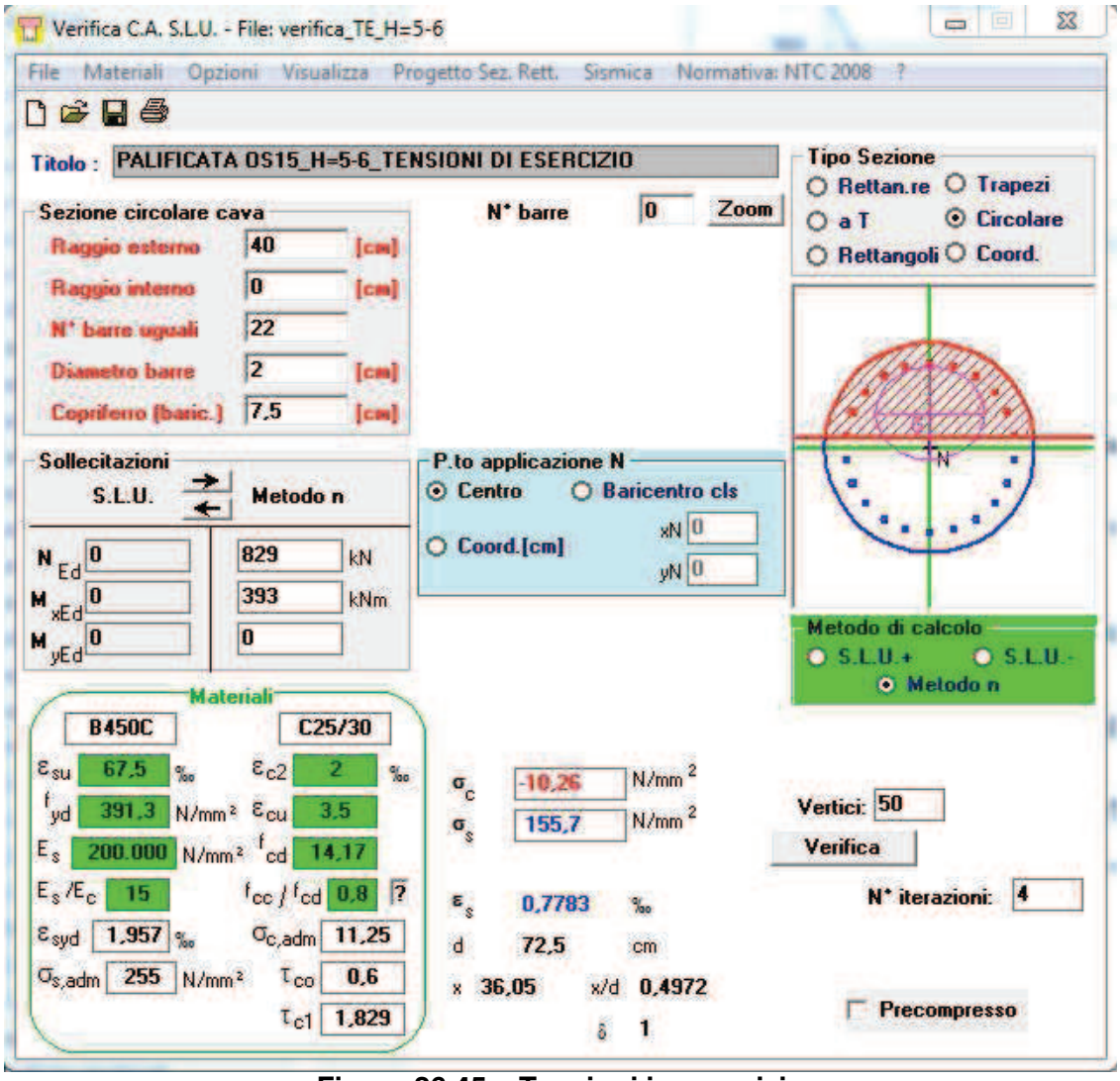


Figura 26.45 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.13.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
ϑ_s	156 N/mm²	*Tensione massima armatura tesa sezione fessurata*
Rck	25,0 N/mm²	*Resistenza caratteristica cubica cls*
ϕ_l	20 mm	*Diametro barre longitudinali*
ϕ_s	10 mm	*Diametro staffe o spirale*
n	22	*Numero ferri longitudinali*
c	75 mm	*Ricoprimento del calcestruzzo*
D	800 mm	*Diametro*
k_t	0,4	*kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata*
k_2	0,5	*k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice*
k_1	0,8	*k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce*
w	0,3 mm	*Valore limite apertura fessure*
Dati		
fck	20,8 N/mm²	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
i	87 mm	*Interasse ferri longitudinali*
A_ϕ	314 mm²	*Area barra longitudinale*
E_s	210000,0 N/mm²	*Modulo elastico acciaio da c.a*
f_{ctm}	2,3 N/mm²	*Resistenza a trazione media cls*
E_{cm}	30200,5 N/mm²	*Modulo elastico medio cls*
α_e	6,95	*Rapporto Es/Ecm*
f_{cm}	28,8 N/mm²	*Resistenza media cls*
ρ_{eff}	0,0212	*Rapporto area acciaio/area efficace*
ε_{sm1}	0,000508	*Deformazione unitaria media barre di calcolo*
ε_{sm2}	0,000445	*Deformazione unitaria media barre valore minimo*
ε_{sm}	0,000508	*Deformazione unitaria media*
k_3	3,4	*Coefficiente*
k4	0,4	*Coefficiente*
Δsmax	415,3 mm	*Distanza massima tra le fessure*
w_d	0,211 mm	*Valore di calcolo apertura fessure*

Tabella 26.164 –pali Tipo R: Verifica a fessurazione.

26.13.2 Verifiche geotecniche

26.13.2.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

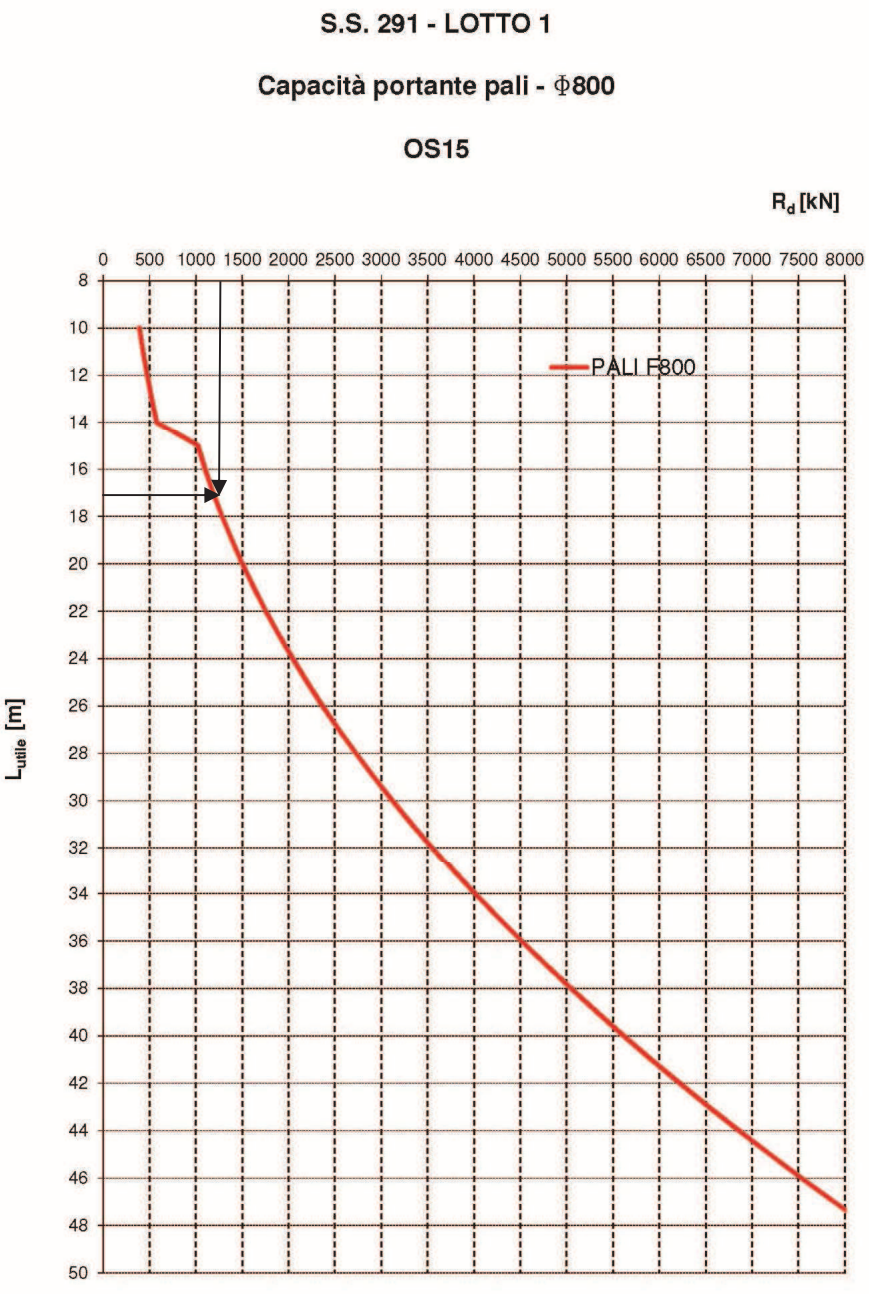


Figura 26.46 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=17m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1250Kn:

$R_{c,d}$ = 1250 kN > E_d = 1154 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.13.2.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

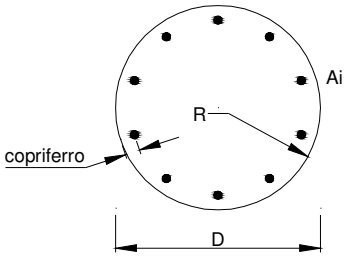
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $22\phi20$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 1102 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

fyd = fyk / γs / γE = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
22	ϕ	20	6911,50	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

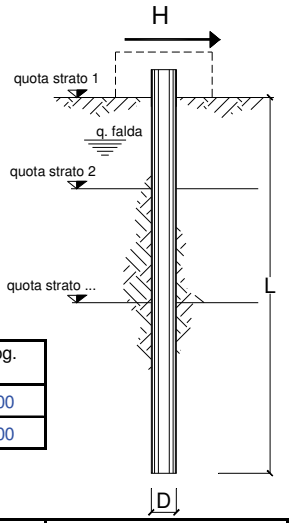
calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 943,7 (kN m) Inserisci

Figura 26.47 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera OS15_muri H=6-7m_PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		17,00	18	8	30	3,00		30	3,00	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	17	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	17,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	943,68	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	613,4	(kN)	613,4	(kN)
Palo intermedio	2228,9	(kN)	2228,9	(kN)
Palo corto	8323,2	(kN)	8323,2	(kN)

H_{med} 613,4 (kN) Palo lungo — **H_{min} 613,4 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 360,82 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **277,55 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 266 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 266,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,04

Figura 26.48 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 276 kN > E_d = 266 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.14 PALI TIPO S

26.14.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza compresa tra i 4-5m. Il muro interessato alla tipologia S è l'OS15.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
S	OS15	17	0.8	20 Ø18	Ø10/20

Tabella 26.165 –pali Tipo S: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul palo di valle (KN)	1000	1106	826	753
Nmin sul palo di monte (KN)	675	166	392	519
Vmax sui pali (KN)	224	238	203	165

Tabella 26.166 –pali Tipo S: scarichi massimi su singolo palo.

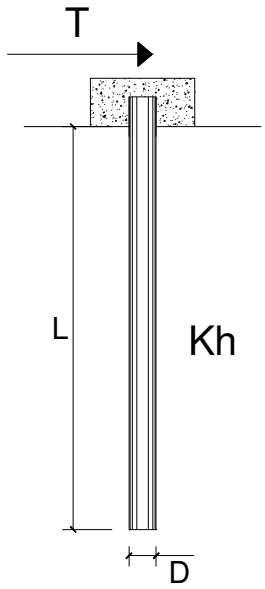
26.14.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=4-5m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	17	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	238	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*D^4/64):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,597	7,46	0,00000	474,667	-238,000
0,34	0,593	7,41	-0,00023	397,191	-217,760
0,68	0,581	7,27	-0,00043	326,559	-197,787
1,02	0,564	7,05	-0,00059	262,640	-178,305
1,36	0,542	6,77	-0,00071	205,235	-159,497
1,70	0,516	6,45	-0,00081	154,089	-141,509
2,04	0,487	6,09	-0,00088	108,903	-124,452
2,38	0,456	5,70	-0,00093	69,347	-108,408
2,72	0,424	5,30	-0,00095	35,065	-93,432
3,06	0,392	4,90	-0,00096	5,688	-79,557
3,40	0,359	4,49	-0,00096	-19,160	-66,794

3,74	0,327	4,08	-0,00094	-39,858	-55,141
4,08	0,295	3,69	-0,00092	-56,780	-44,578
4,42	0,264	3,30	-0,00088	-70,292	-35,077
4,76	0,235	2,94	-0,00084	-80,748	-26,596
5,10	0,207	2,59	-0,00080	-88,487	-19,090
5,44	0,181	2,26	-0,00075	-93,833	-12,505
5,78	0,156	1,95	-0,00070	-97,089	-6,786
6,12	0,133	1,67	-0,00064	-98,539	-1,872
6,46	0,112	1,40	-0,00059	-98,447	2,296
6,80	0,093	1,16	-0,00054	-97,055	5,780
7,14	0,076	0,94	-0,00049	-94,587	8,641
7,48	0,060	0,75	-0,00044	-91,243	10,939
7,82	0,046	0,57	-0,00039	-87,206	12,730
8,16	0,033	0,42	-0,00034	-82,638	14,071
8,50	0,022	0,28	-0,00030	-77,683	15,013
8,84	0,013	0,16	-0,00026	-72,468	15,608
9,18	0,005	0,06	-0,00022	-67,104	15,901
9,52	-0,002	-0,03	-0,00019	-61,685	15,936
9,86	-0,008	-0,10	-0,00016	-56,292	15,753
10,20	-0,013	-0,16	-0,00013	-50,993	15,388
10,54	-0,017	-0,21	-0,00010	-45,844	14,876
10,88	-0,020	-0,25	-0,00008	-40,891	14,245
11,22	-0,022	-0,28	-0,00006	-36,168	13,523
11,56	-0,024	-0,30	-0,00004	-31,703	12,733
11,90	-0,025	-0,31	-0,00002	-27,515	11,898
12,24	-0,026	-0,32	-0,00001	-23,616	11,034
12,58	-0,026	-0,32	0,00000	-20,013	10,159
12,92	-0,026	-0,32	0,00001	-16,708	9,285
13,26	-0,025	-0,31	0,00002	-13,698	8,425
13,60	-0,024	-0,30	0,00003	-10,976	7,587
13,94	-0,023	-0,29	0,00003	-8,535	6,779
14,28	-0,022	-0,28	0,00004	-6,363	6,007
14,62	-0,021	-0,26	0,00004	-4,446	5,276
14,96	-0,020	-0,24	0,00004	-2,770	4,589
15,30	-0,018	-0,23	0,00004	-1,320	3,948
15,64	-0,017	-0,21	0,00004	-0,080	3,356
15,98	-0,015	-0,19	0,00004	0,967	2,811
16,32	-0,014	-0,17	0,00004	1,837	2,314
16,66	-0,013	-0,16	0,00004	2,546	1,865
17,00	-0,011	-0,14	0,00004	3,110	1,460

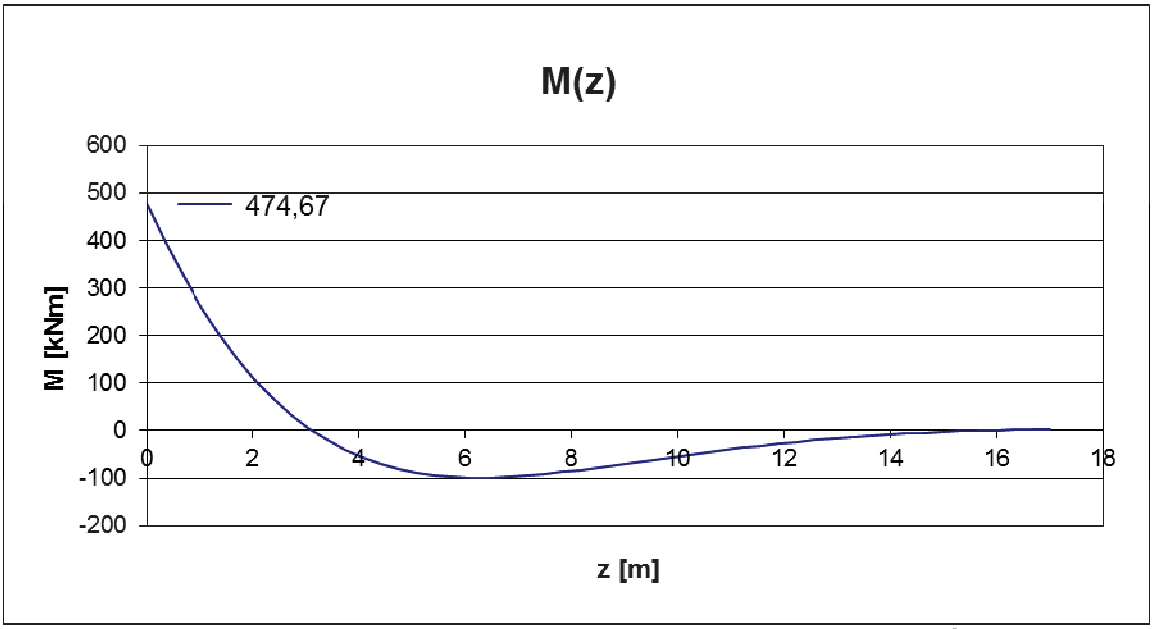


Figura 26.49 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 475\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $20\phi 18$.

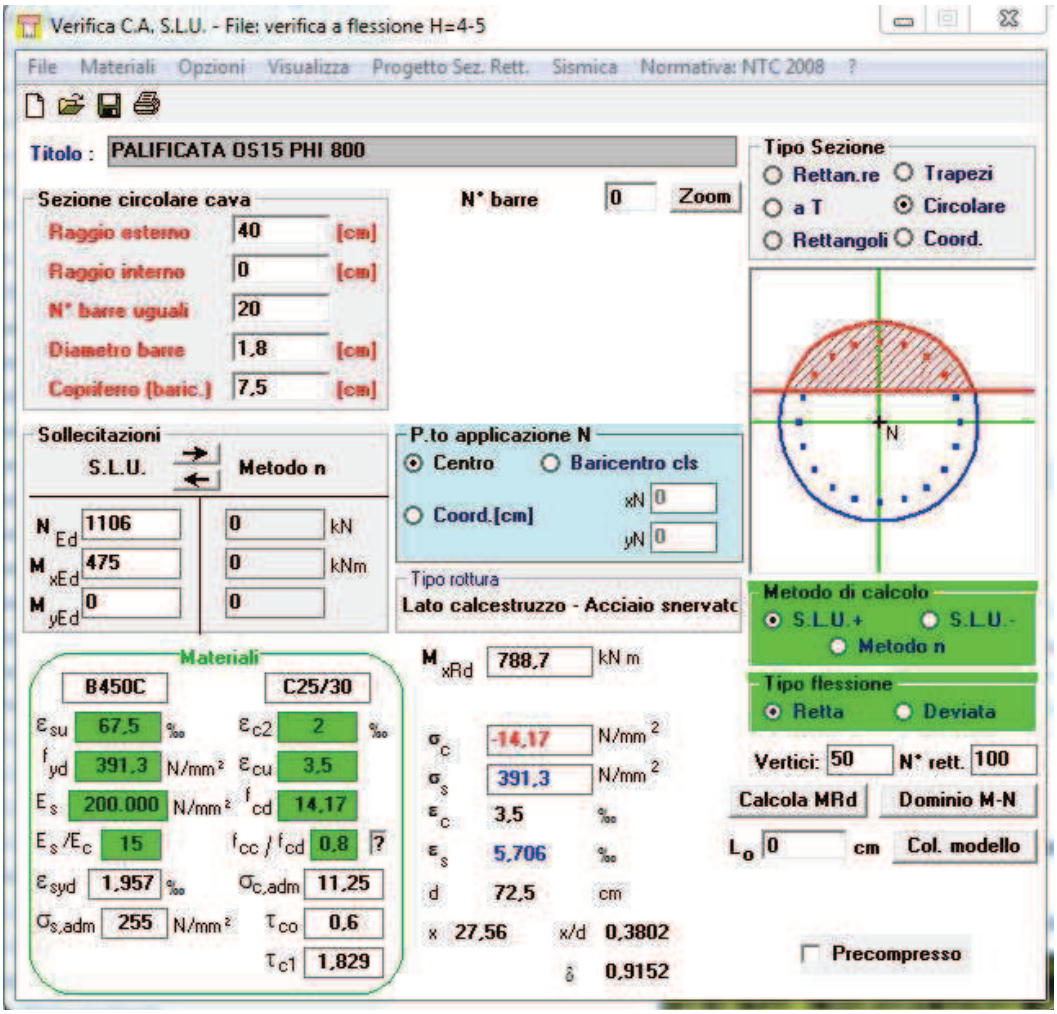


Figura 26.50 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.14.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	7,5 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	238 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.51 – Verifica a taglio del palo

Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

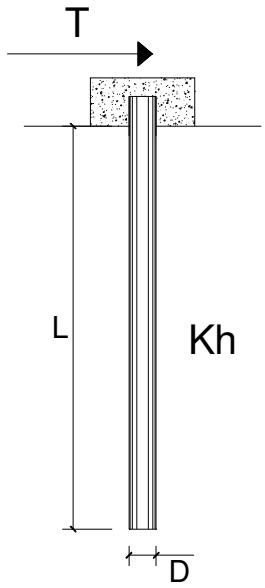
Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.14.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=4-5m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	17	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	165	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,414	5,17	0,00000	329,076	-165,000
0,34	0,411	5,14	-0,00016	275,364	-150,968
0,68	0,403	5,04	-0,00030	226,396	-137,121
1,02	0,391	4,89	-0,00041	182,083	-123,615
1,36	0,376	4,69	-0,00049	142,285	-110,576
1,70	0,358	4,47	-0,00056	106,826	-98,105
2,04	0,338	4,22	-0,00061	75,500	-86,280
2,38	0,316	3,96	-0,00064	48,076	-75,157
2,72	0,294	3,68	-0,00066	24,309	-64,774
3,06	0,272	3,39	-0,00067	3,943	-55,155
3,40	0,249	3,11	-0,00067	-13,283	-46,307
3,74	0,226	2,83	-0,00065	-27,633	-38,228
4,08	0,204	2,56	-0,00064	-39,364	-30,905
4,42	0,183	2,29	-0,00061	-48,732	-24,318
4,76	0,163	2,04	-0,00058	-55,980	-18,438
5,10	0,143	1,79	-0,00055	-61,346	-13,234
5,44	0,125	1,57	-0,00052	-65,052	-8,670
5,78	0,108	1,35	-0,00048	-67,310	-4,705
6,12	0,092	1,15	-0,00045	-68,315	-1,298
6,46	0,078	0,97	-0,00041	-68,251	1,592

6,80	0,064	0,81	-0,00037	-67,286	4,007
7,14	0,052	0,65	-0,00034	-65,575	5,991
7,48	0,041	0,52	-0,00030	-63,257	7,583
7,82	0,032	0,40	-0,00027	-60,458	8,825
8,16	0,023	0,29	-0,00024	-57,291	9,755
8,50	0,016	0,19	-0,00021	-53,856	10,408
8,84	0,009	0,11	-0,00018	-50,241	10,821
9,18	0,003	0,04	-0,00015	-46,521	11,024
9,52	-0,002	-0,02	-0,00013	-42,765	11,048
9,86	-0,006	-0,07	-0,00011	-39,026	10,921
10,20	-0,009	-0,11	-0,00009	-35,352	10,668
10,54	-0,012	-0,15	-0,00007	-31,783	10,313
10,88	-0,014	-0,17	-0,00005	-28,349	9,876
11,22	-0,015	-0,19	-0,00004	-25,075	9,375
11,56	-0,017	-0,21	-0,00003	-21,979	8,828
11,90	-0,017	-0,22	-0,00002	-19,076	8,248
12,24	-0,018	-0,22	-0,00001	-16,372	7,650
12,58	-0,018	-0,22	0,00000	-13,875	7,043
12,92	-0,018	-0,22	0,00001	-11,583	6,437
13,26	-0,017	-0,22	0,00001	-9,496	5,841
13,60	-0,017	-0,21	0,00002	-7,610	5,260
13,94	-0,016	-0,20	0,00002	-5,917	4,699
14,28	-0,015	-0,19	0,00002	-4,411	4,164
14,62	-0,014	-0,18	0,00003	-3,082	3,658
14,96	-0,014	-0,17	0,00003	-1,921	3,181
15,30	-0,013	-0,16	0,00003	-0,915	2,737
15,64	-0,012	-0,14	0,00003	-0,055	2,326
15,98	-0,011	-0,13	0,00003	0,670	1,949
16,32	-0,010	-0,12	0,00003	1,274	1,605
16,66	-0,009	-0,11	0,00003	1,765	1,293
17,00	-0,008	-0,10	0,00003	2,156	1,013

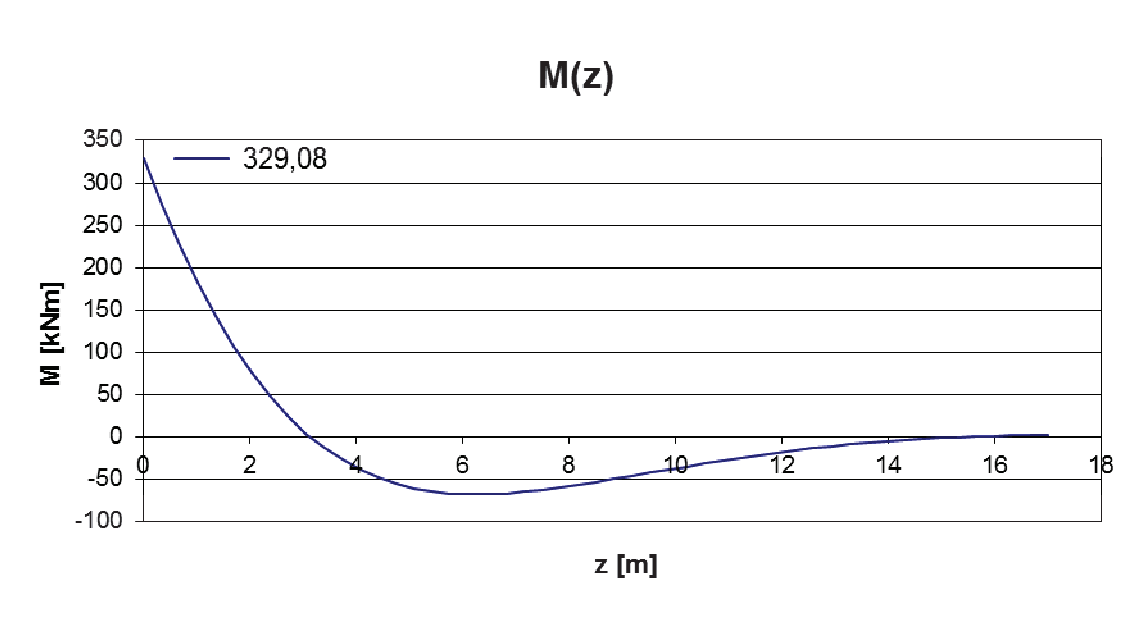


Figura 26.52 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 329\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

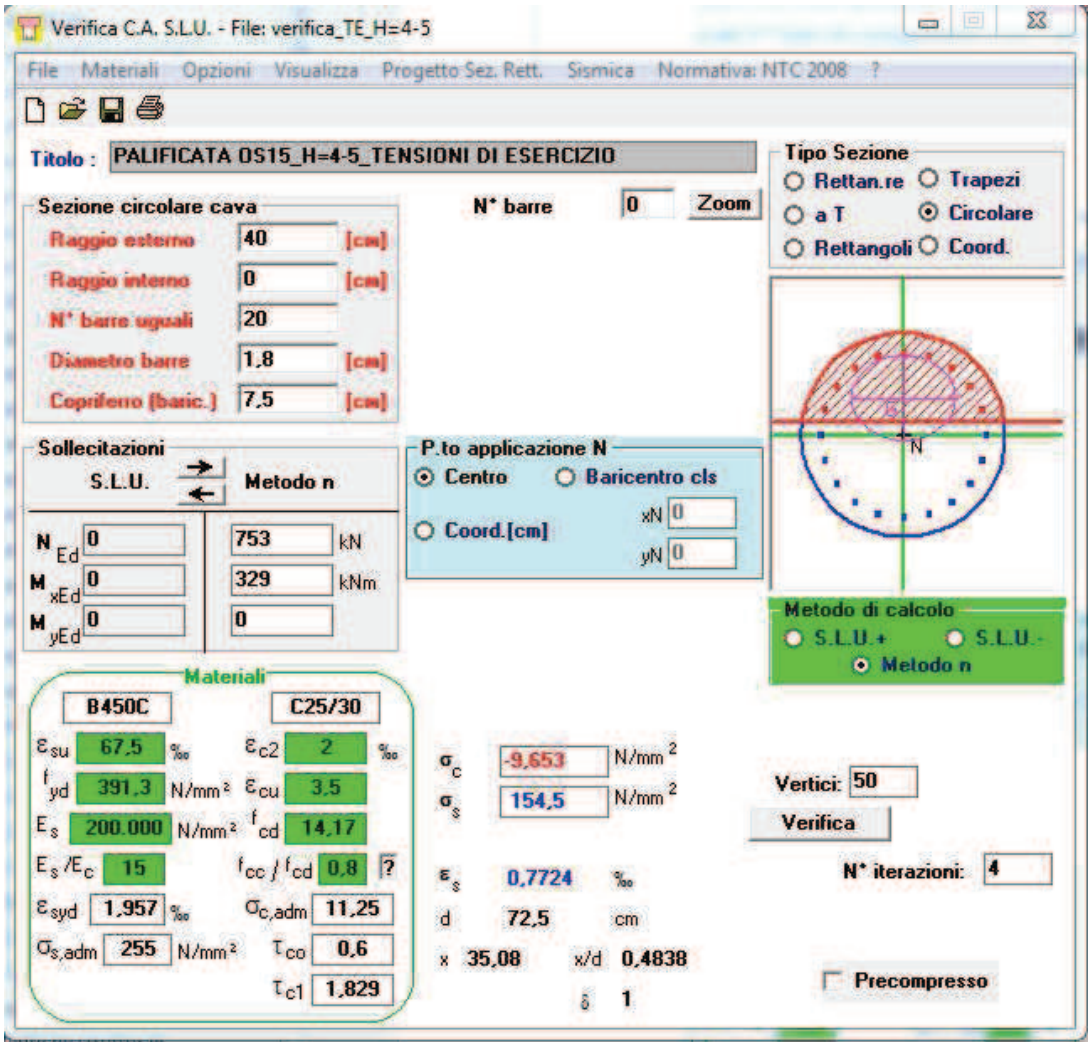


Figura 26.53 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.14.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
ϑ_s	155 N/mm²	*Tensione massima armatura tesa sezione fessurata*
Rck	25,0 N/mm²	*Resistenza caratteristica cubica cls*
ϕ_l	20 mm	*Diametro barre longitudinali*
ϕ_s	10 mm	*Diametro staffe o spirale*
n	18	*Numero ferri longitudinali*
c	75 mm	*Ricoprimento del calcestruzzo*
D	800 mm	*Diametro*
k_t	0,4	*kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata*
k_2	0,5	*k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice*
k_1	0,8	*k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce*
w	0,3 mm	*Valore limite apertura fessure*
Dati		
fck	20,8 N/mm²	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
i	106 mm	*Interasse ferri longitudinali*
A_ϕ	314 mm²	*Area barra longitudinale*
E_s	210000,0 N/mm²	*Modulo elastico acciaio da c.a*
f_{ctm}	2,3 N/mm²	*Resistenza a trazione media cls*
E_{cm}	30200,5 N/mm²	*Modulo elastico medio cls*
α_e	6,95	*Rapporto Es/Ecm*
f_{cm}	28,8 N/mm²	*Resistenza media cls*
ρ_{eff}	0,0174	*Rapporto area acciaio/area efficace*
ε_{sm1}	0,000460	*Deformazione unitaria media barre di calcolo*
ε_{sm2}	0,000443	*Deformazione unitaria media barre valore minimo*
ε_{sm}	0,000460	*Deformazione unitaria media*
k_3	3,4	*Coefficiente*
k4	0,4	*Coefficiente*
Δsmax	450,9 mm	*Distanza massima tra le fessure*
w_d	0,207 mm	*Valore di calcolo apertura fessure*

Tabella 26.167 –pali Tipo R: Verifica a fessurazione.

26.14.2 Verifiche geotecniche

26.14.2.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

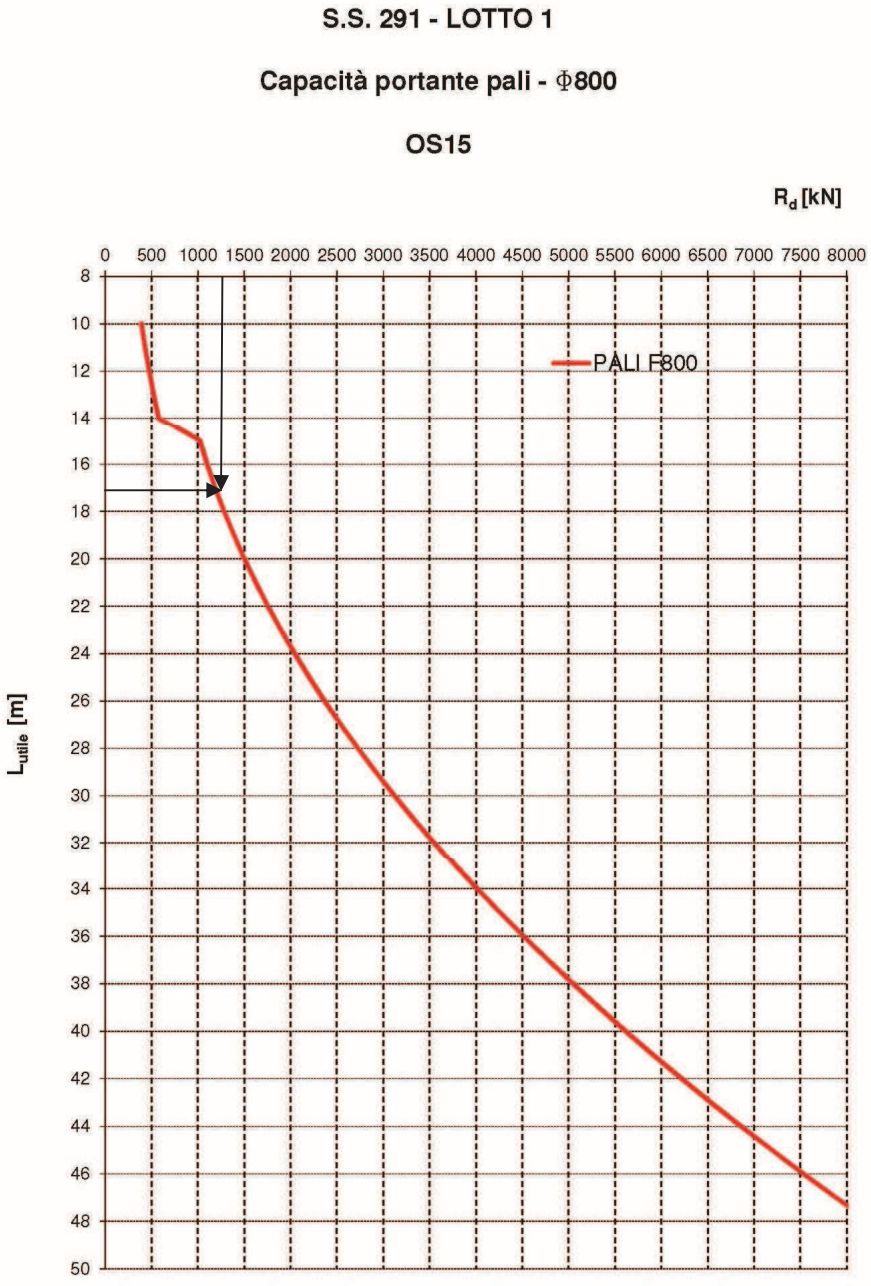


Figura 26.54 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=17m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1250Kn:

$R_{c,d}$ = 1250 kN > E_d = 1106 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.14.2.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

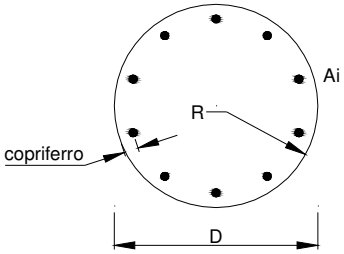
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $20\phi18$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 1106 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

fyd = fyk / γs / γE = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
20	ϕ	18	5089,38	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

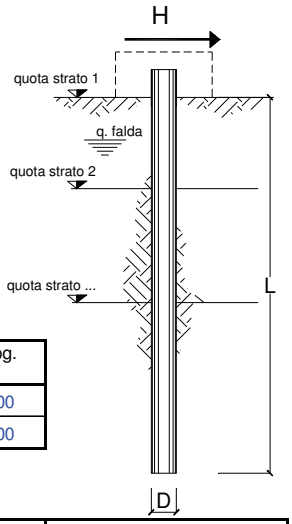
calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 789,6 (kN m) Inserisci

Figura 26.55 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera OS15_muri H=4-5m_PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		17,00	18	8	30	3,00		30	3,00	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	17	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	17,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	789,63	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	543,7	(kN)	543,7	(kN)
Palo intermedio	2228,9	(kN)	2228,9	(kN)
Palo corto	8323,2	(kN)	8323,2	(kN)

H_{med} **543,7 (kN) Palo lungo** — H_{min} **543,7 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 319,83 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **246,03 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 238 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **238,00 (kN)**

FS = Hd / Fd = 1,03

Figura 26.56 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 246 kN > E_d = 238 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.15 PALI TIPO T

26.15.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza compresa tra i 3-4m. Il muro interessato alla tipologia S è l'OS15.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
T	OS15	16	0.8	20 Ø16	Ø10/20

Tabella 26.168 –pali Tipo T: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul palo di valle (KN)	699	912	562	526
Nmin sul palo di monte (KN)	540	26	332	413
Vmax sui pali (KN)	151	193	134	111

Tabella 26.169 –pali Tipo T: scarichi massimi su singolo palo.

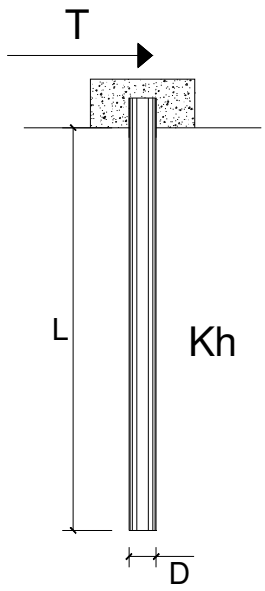
26.15.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=3-4m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	16	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	193	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*D^4/64):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,484	6,05	0,00000	384,919	-193,000
0,32	0,481	6,01	-0,00018	325,633	-177,549
0,64	0,473	5,91	-0,00033	271,268	-162,278
0,96	0,460	5,75	-0,00045	221,739	-147,344
1,28	0,444	5,55	-0,00056	176,919	-132,873
1,60	0,425	5,31	-0,00063	136,640	-118,969
1,92	0,403	5,04	-0,00069	100,709	-105,712
2,24	0,381	4,76	-0,00074	68,908	-93,165
2,56	0,356	4,46	-0,00076	41,003	-81,371
2,88	0,332	4,15	-0,00078	16,747	-70,359
3,20	0,307	3,83	-0,00078	-4,112	-60,143

3,52	0,282	3,52	-0,00078	-21,830	-50,728
3,84	0,257	3,22	-0,00076	-36,662	-42,105
4,16	0,233	2,92	-0,00074	-48,860	-34,260
4,48	0,210	2,62	-0,00071	-58,669	-27,172
4,80	0,188	2,35	-0,00068	-66,328	-20,811
5,12	0,167	2,08	-0,00064	-72,063	-15,146
5,44	0,146	1,83	-0,00061	-76,092	-10,141
5,76	0,128	1,60	-0,00057	-78,619	-5,757
6,08	0,110	1,38	-0,00053	-79,838	-1,955
6,40	0,094	1,17	-0,00049	-79,928	1,307
6,72	0,079	0,99	-0,00045	-79,055	4,070
7,04	0,065	0,82	-0,00041	-77,372	6,375
7,36	0,053	0,66	-0,00037	-75,020	8,262
7,68	0,042	0,52	-0,00033	-72,125	9,772
8,00	0,032	0,40	-0,00030	-68,802	10,941
8,32	0,023	0,28	-0,00026	-65,155	11,808
8,64	0,015	0,19	-0,00023	-61,274	12,405
8,96	0,008	0,10	-0,00020	-57,240	12,767
9,28	0,002	0,02	-0,00017	-53,125	12,923
9,60	-0,003	-0,04	-0,00015	-48,988	12,903
9,92	-0,007	-0,09	-0,00012	-44,883	12,732
10,24	-0,011	-0,14	-0,00010	-40,853	12,436
10,56	-0,014	-0,17	-0,00008	-36,935	12,035
10,88	-0,016	-0,20	-0,00006	-33,160	11,551
11,20	-0,018	-0,23	-0,00005	-29,550	11,002
11,52	-0,019	-0,24	-0,00003	-26,124	10,403
11,84	-0,020	-0,25	-0,00002	-22,895	9,770
12,16	-0,021	-0,26	-0,00001	-19,873	9,114
12,48	-0,021	-0,26	0,00000	-17,063	8,447
12,80	-0,021	-0,26	0,00001	-14,467	7,779
13,12	-0,020	-0,26	0,00001	-12,084	7,117
13,44	-0,020	-0,25	0,00002	-9,911	6,469
13,76	-0,019	-0,24	0,00002	-7,942	5,840
14,08	-0,018	-0,23	0,00003	-6,170	5,235
14,40	-0,018	-0,22	0,00003	-4,588	4,658
14,72	-0,017	-0,21	0,00003	-3,186	4,111
15,04	-0,016	-0,19	0,00003	-1,954	3,596
15,36	-0,015	-0,18	0,00003	-0,881	3,114
15,68	-0,013	-0,17	0,00003	0,043	2,667
16,00	-0,012	-0,15	0,00003	0,830	2,255

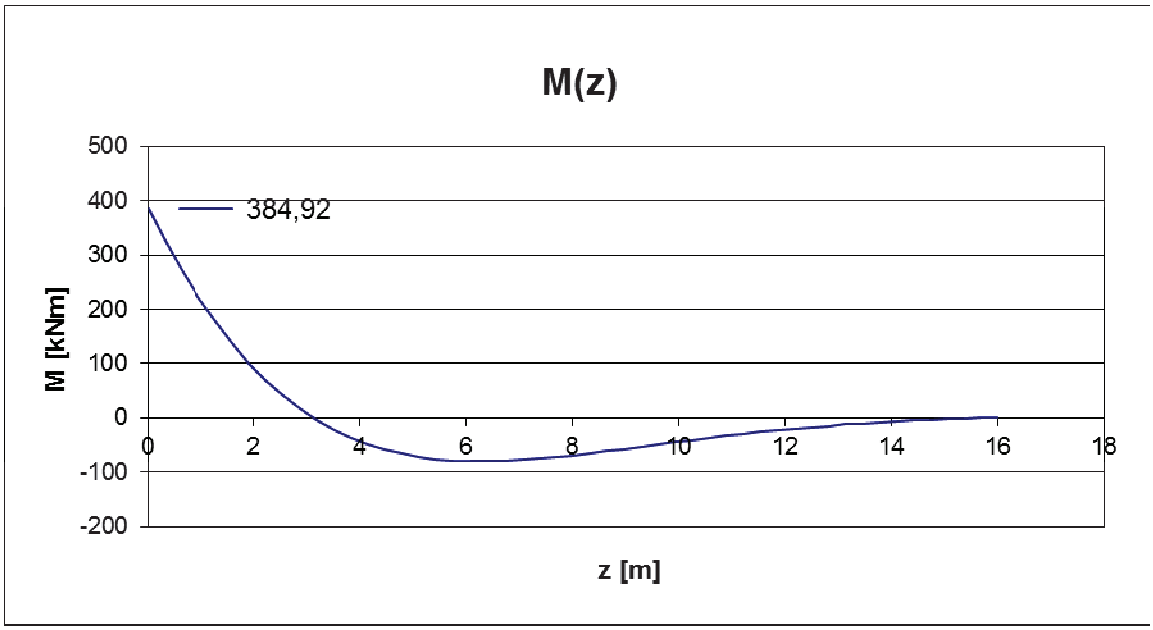


Figura 26.57 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 385\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $20\phi 18$.

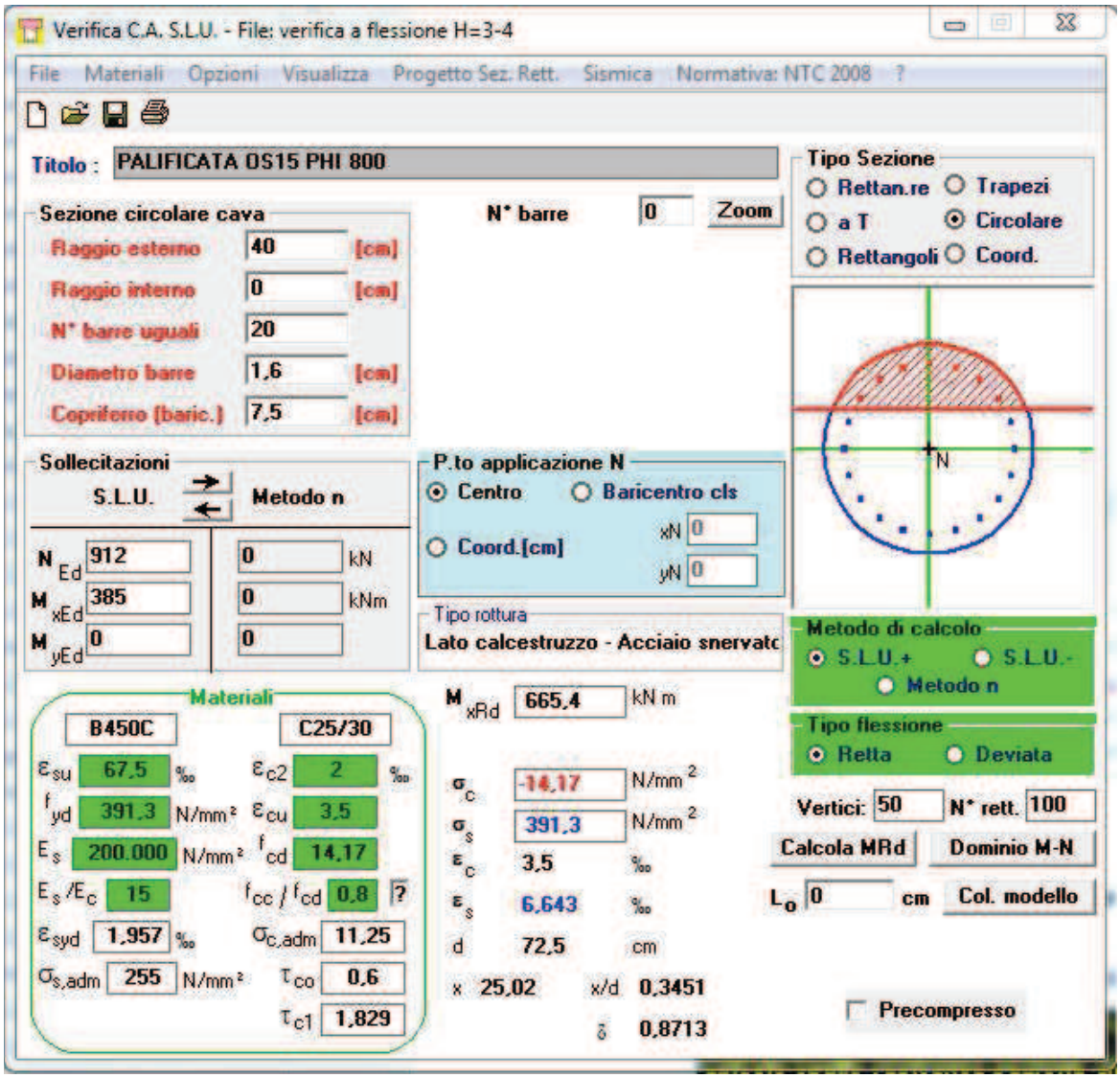


Figura 26.58 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.15.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	7,5 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	193 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.59 – Verifica a taglio del palo

Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

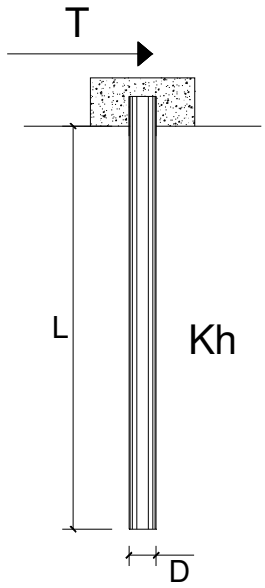
Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.15.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=3-4m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	16	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	111	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,278	3,48	0,00000	221,378	-111,000
0,32	0,277	3,46	-0,00010	187,281	-102,113
0,64	0,272	3,40	-0,00019	156,014	-93,331
0,96	0,265	3,31	-0,00026	127,529	-84,742
1,28	0,255	3,19	-0,00032	101,751	-76,419
1,60	0,244	3,05	-0,00036	78,586	-68,422
1,92	0,232	2,90	-0,00040	57,921	-60,798
2,24	0,219	2,74	-0,00042	39,631	-53,582
2,56	0,205	2,56	-0,00044	23,582	-46,799
2,88	0,191	2,38	-0,00045	9,632	-40,466
3,20	0,176	2,21	-0,00045	-2,365	-34,590
3,52	0,162	2,03	-0,00045	-12,555	-29,175
3,84	0,148	1,85	-0,00044	-21,085	-24,216
4,16	0,134	1,68	-0,00042	-28,101	-19,704
4,48	0,121	1,51	-0,00041	-33,743	-15,627
4,80	0,108	1,35	-0,00039	-38,147	-11,969
5,12	0,096	1,20	-0,00037	-41,445	-8,711
5,44	0,084	1,05	-0,00035	-43,762	-5,832
5,76	0,073	0,92	-0,00033	-45,216	-3,311
6,08	0,063	0,79	-0,00030	-45,917	-1,124

6,40	0,054	0,68	-0,00028	-45,969	0,752
6,72	0,045	0,57	-0,00026	-45,467	2,341
7,04	0,038	0,47	-0,00023	-44,499	3,666
7,36	0,030	0,38	-0,00021	-43,146	4,752
7,68	0,024	0,30	-0,00019	-41,481	5,620
8,00	0,018	0,23	-0,00017	-39,570	6,293
8,32	0,013	0,16	-0,00015	-37,472	6,791
8,64	0,009	0,11	-0,00013	-35,240	7,135
8,96	0,005	0,06	-0,00012	-32,921	7,343
9,28	0,001	0,01	-0,00010	-30,554	7,433
9,60	-0,002	-0,02	-0,00008	-28,175	7,421
9,92	-0,004	-0,05	-0,00007	-25,814	7,323
10,24	-0,006	-0,08	-0,00006	-23,496	7,152
10,56	-0,008	-0,10	-0,00005	-21,243	6,922
10,88	-0,009	-0,12	-0,00004	-19,071	6,644
11,20	-0,010	-0,13	-0,00003	-16,995	6,328
11,52	-0,011	-0,14	-0,00002	-15,024	5,983
11,84	-0,012	-0,15	-0,00001	-13,168	5,619
12,16	-0,012	-0,15	-0,00001	-11,430	5,242
12,48	-0,012	-0,15	0,00000	-9,814	4,858
12,80	-0,012	-0,15	0,00000	-8,321	4,474
13,12	-0,012	-0,15	0,00001	-6,950	4,093
13,44	-0,011	-0,14	0,00001	-5,700	3,721
13,76	-0,011	-0,14	0,00001	-4,567	3,359
14,08	-0,011	-0,13	0,00002	-3,549	3,011
14,40	-0,010	-0,13	0,00002	-2,639	2,679
14,72	-0,010	-0,12	0,00002	-1,832	2,364
15,04	-0,009	-0,11	0,00002	-1,124	2,068
15,36	-0,008	-0,10	0,00002	-0,507	1,791
15,68	-0,008	-0,10	0,00002	0,025	1,534
16,00	-0,007	-0,09	0,00002	0,477	1,297

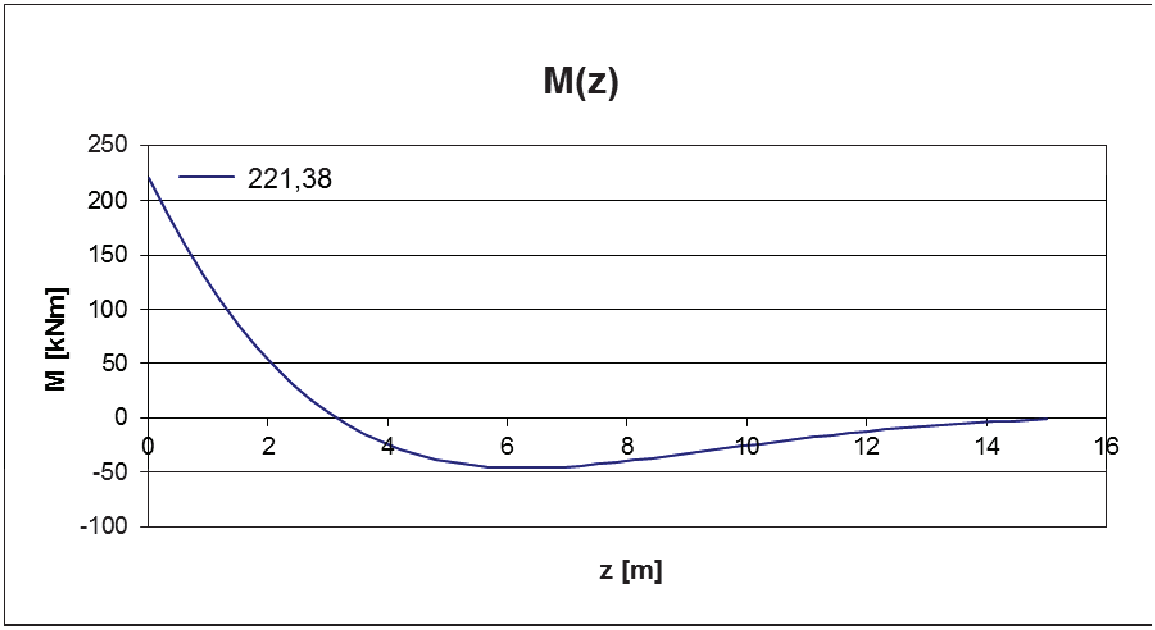


Figura 26.60 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 221 kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

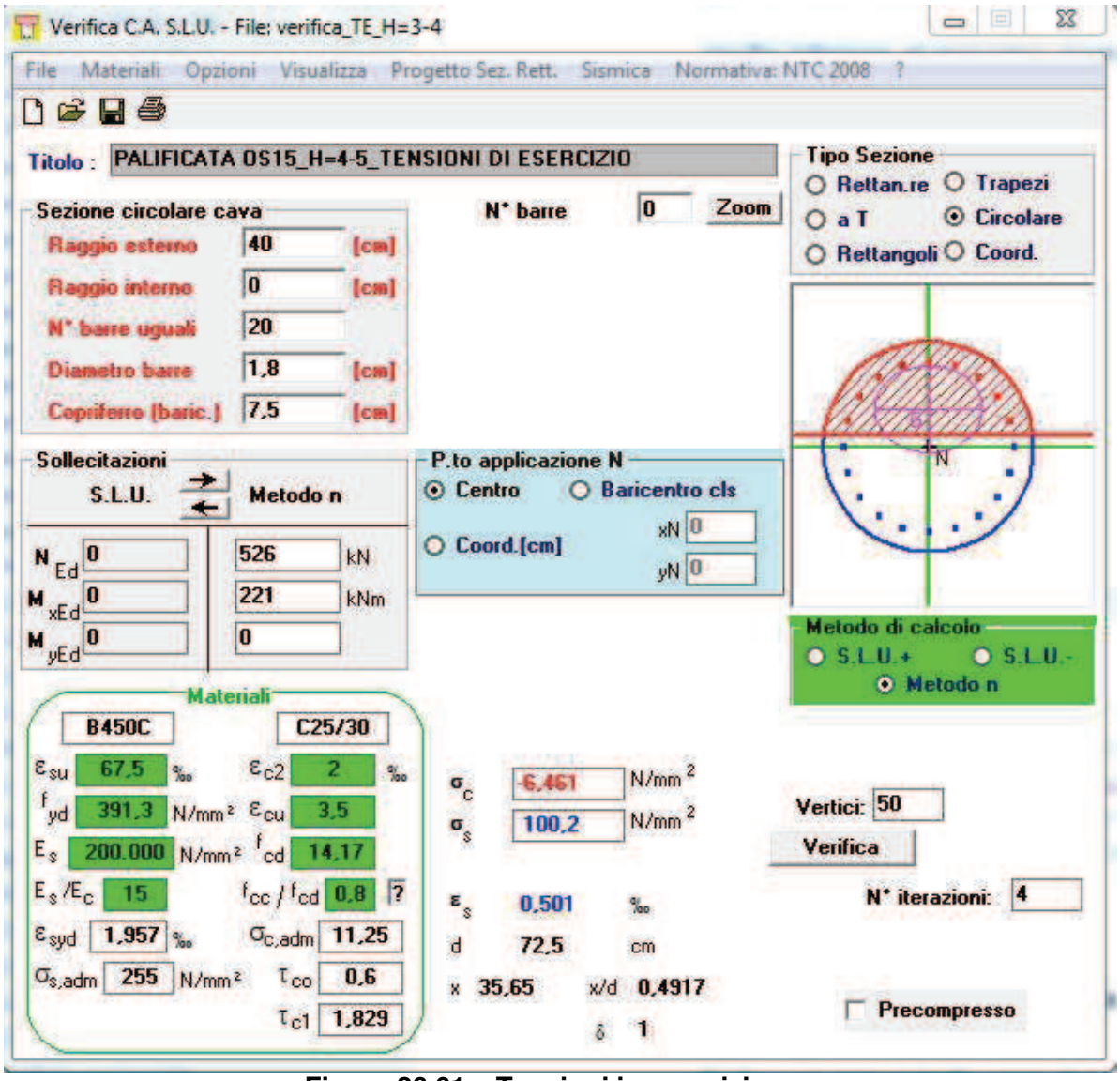


Figura 26.61 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.15.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
ϑ_s	100 N/mm²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
Rck	25,0 N/mm²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	16 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	10 mm	Diametro staffe o spirale
n	20	Numero ferri longitudinali
c	75 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	800 mm	Diametro
k_t	0,4	kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
fck	20,8 N/mm²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	96 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	201 mm²	Area barra longitudinale
E_s	210000,0 N/mm²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2,3 N/mm²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	30200,5 N/mm²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,95	Rapporto Es/Ecm
f_{cm}	28,8 N/mm²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0,0126	Rapporto area acciaio/area efficace
ε_{sm1}	0,000104	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε_{sm2}	0,000286	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε_{sm}	0,000286	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k4	0,4	Coefficiente
Δsmax	471,6 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	0,135 mm	Valore di calcolo apertura fessure

Tabella 26.170 –pali Tipo T: Verifica a fessurazione.

26.15.2 Verifiche geotecniche

26.15.2.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

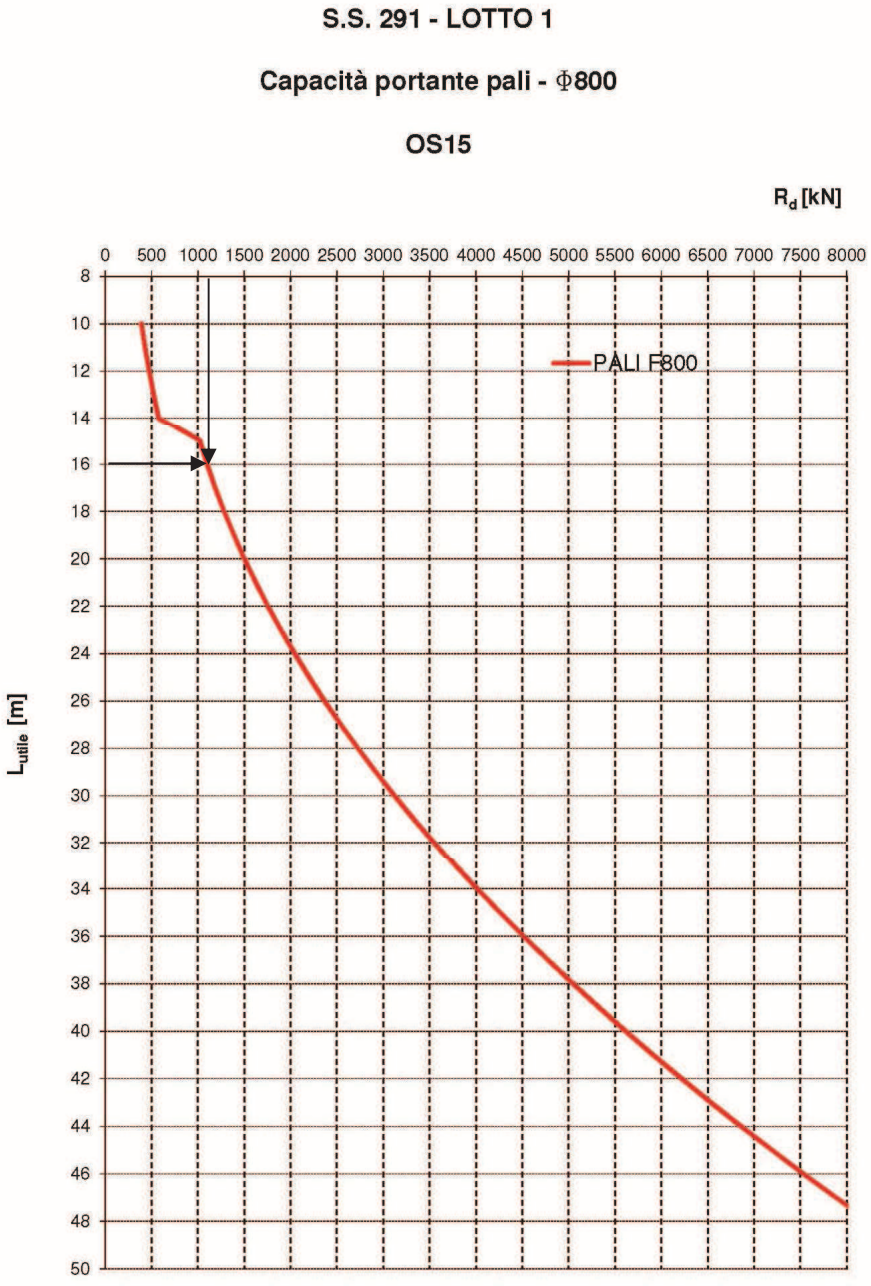


Figura 26.62 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=16m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1100Kn:

$R_{c,d}$ = 1100 kN > E_d = 912 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.15.2.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

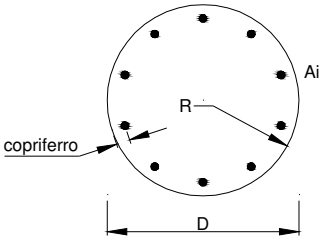
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $20\phi18$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 912 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

fyd = fyk / γs / γE = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
20	ϕ	16	4021,24	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

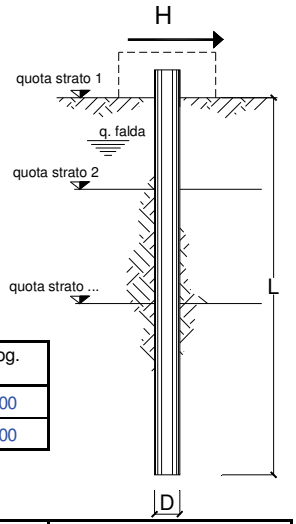
calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 664,6 (kN m) Inserisci

Figura 26.63 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera OS15_muri H=3-4m_PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		16,00	18	8	30	3,00		30	3,00	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	16	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	16,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	664,60	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	485,3	(kN)	485,3	(kN)
Palo intermedio	1968,8	(kN)	1968,8	(kN)
Palo corto	7372,8	(kN)	7372,8	(kN)

H_{med} **485,3 (kN) Palo lungo** H_{min} **485,3 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 285,48 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **219,60 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 193 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = **193,00 (kN)**

FS = Hd / Fd = **1,14**

Figura 26.64 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 220 kN > E_d = 193 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.16 PALI TIPO U

26.16.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza compresa tra i 2-3m. Il muro interessato alla tipologia S è l'OS15.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
U	OS15	15	0.8	20 Ø16	Ø10/20

Tabella 26.171 –pali Tipo U: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali	SLU	URTO	SLV	SLE
N max sul palo di valle (KN)	559	790	434	422
Nmin sul palo di monte (KN)	518	23	332	391
Vmax sui pali (KN)	101	169	90	73

Tabella 26.172 –pali Tipo U: scarichi massimi su singolo palo.

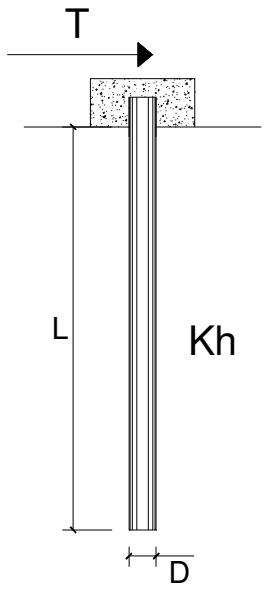
26.16.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=2-3m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	15	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	169	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*D^4/64):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,424	5,30	0,00000	337,053	-169,000
0,30	0,421	5,27	-0,00015	288,258	-156,312
0,60	0,415	5,19	-0,00027	243,252	-143,757
0,90	0,405	5,06	-0,00038	201,980	-131,446
1,20	0,392	4,91	-0,00047	164,351	-119,475
1,50	0,377	4,72	-0,00054	130,253	-107,922
1,80	0,360	4,51	-0,00059	99,550	-96,850
2,10	0,342	4,28	-0,00063	72,090	-86,308
2,40	0,323	4,03	-0,00066	47,709	-76,332
2,70	0,303	3,78	-0,00068	26,232	-66,949
3,00	0,282	3,53	-0,00068	7,479	-58,173
3,30	0,262	3,27	-0,00068	-8,734	-50,013
3,60	0,241	3,02	-0,00068	-22,590	-42,467

3,90	0,221	2,77	-0,00066	-34,275	-35,530
4,20	0,202	2,52	-0,00064	-43,968	-29,188
4,50	0,183	2,28	-0,00062	-51,846	-23,426
4,80	0,164	2,05	-0,00060	-58,080	-18,223
5,10	0,147	1,84	-0,00057	-62,833	-13,555
5,40	0,130	1,63	-0,00054	-66,264	-9,397
5,70	0,115	1,44	-0,00050	-68,520	-5,721
6,00	0,100	1,25	-0,00047	-69,742	-2,498
6,30	0,087	1,08	-0,00044	-70,061	0,301
6,60	0,074	0,92	-0,00040	-69,601	2,705
6,90	0,062	0,78	-0,00037	-68,474	4,746
7,20	0,052	0,65	-0,00034	-66,787	6,452
7,50	0,042	0,52	-0,00031	-64,634	7,852
7,80	0,033	0,41	-0,00028	-62,104	8,974
8,10	0,025	0,31	-0,00025	-59,275	9,845
8,40	0,018	0,23	-0,00022	-56,219	10,491
8,70	0,012	0,15	-0,00020	-53,000	10,937
9,00	0,006	0,08	-0,00017	-49,675	11,206
9,30	0,001	0,02	-0,00015	-46,292	11,319
9,60	-0,003	-0,03	-0,00013	-42,897	11,298
9,90	-0,006	-0,08	-0,00011	-39,525	11,162
10,20	-0,009	-0,12	-0,00009	-36,209	10,927
10,50	-0,012	-0,15	-0,00007	-32,977	10,611
10,80	-0,014	-0,17	-0,00006	-29,850	10,227
11,10	-0,015	-0,19	-0,00005	-26,846	9,789
11,40	-0,017	-0,21	-0,00003	-23,980	9,310
11,70	-0,017	-0,22	-0,00002	-21,263	8,801
12,00	-0,018	-0,22	-0,00001	-18,702	8,270
12,30	-0,018	-0,23	-0,00001	-16,303	7,726
12,60	-0,018	-0,23	0,00000	-14,067	7,177
12,90	-0,018	-0,23	0,00001	-11,996	6,630
13,20	-0,018	-0,22	0,00001	-10,089	6,089
13,50	-0,017	-0,22	0,00002	-8,341	5,560
13,80	-0,017	-0,21	0,00002	-6,751	5,047
14,10	-0,016	-0,20	0,00002	-5,312	4,552
14,40	-0,015	-0,19	0,00003	-4,018	4,079
14,70	-0,015	-0,18	0,00003	-2,862	3,629
15,00	-0,014	-0,17	0,00003	-1,838	3,203

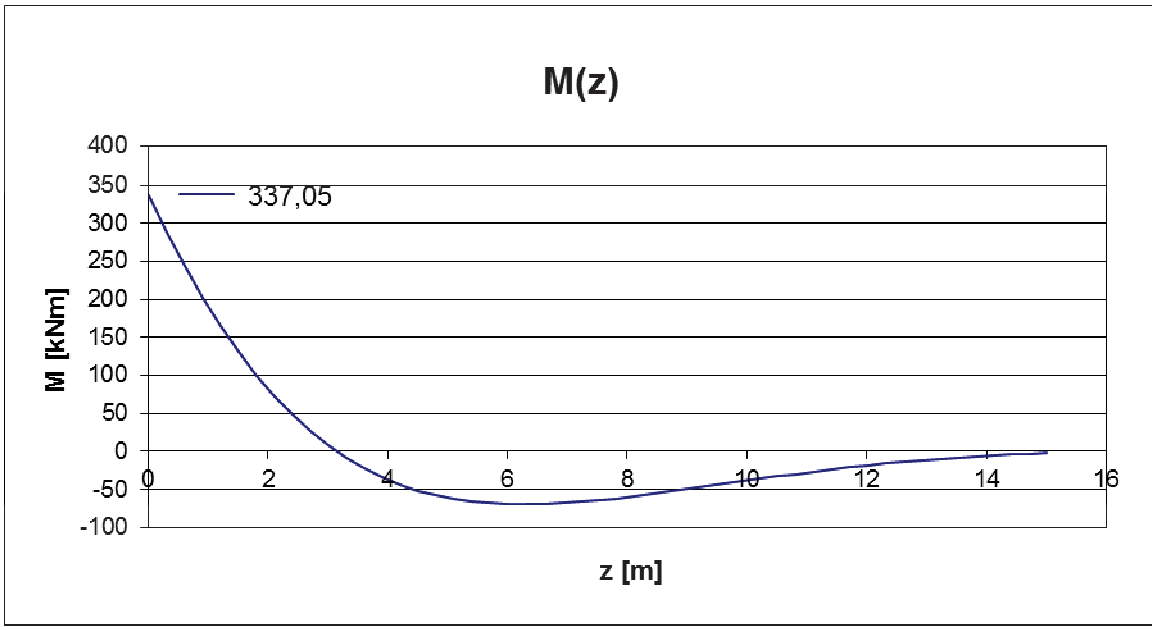


Figura 26.65 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 337\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $20\phi 16$.

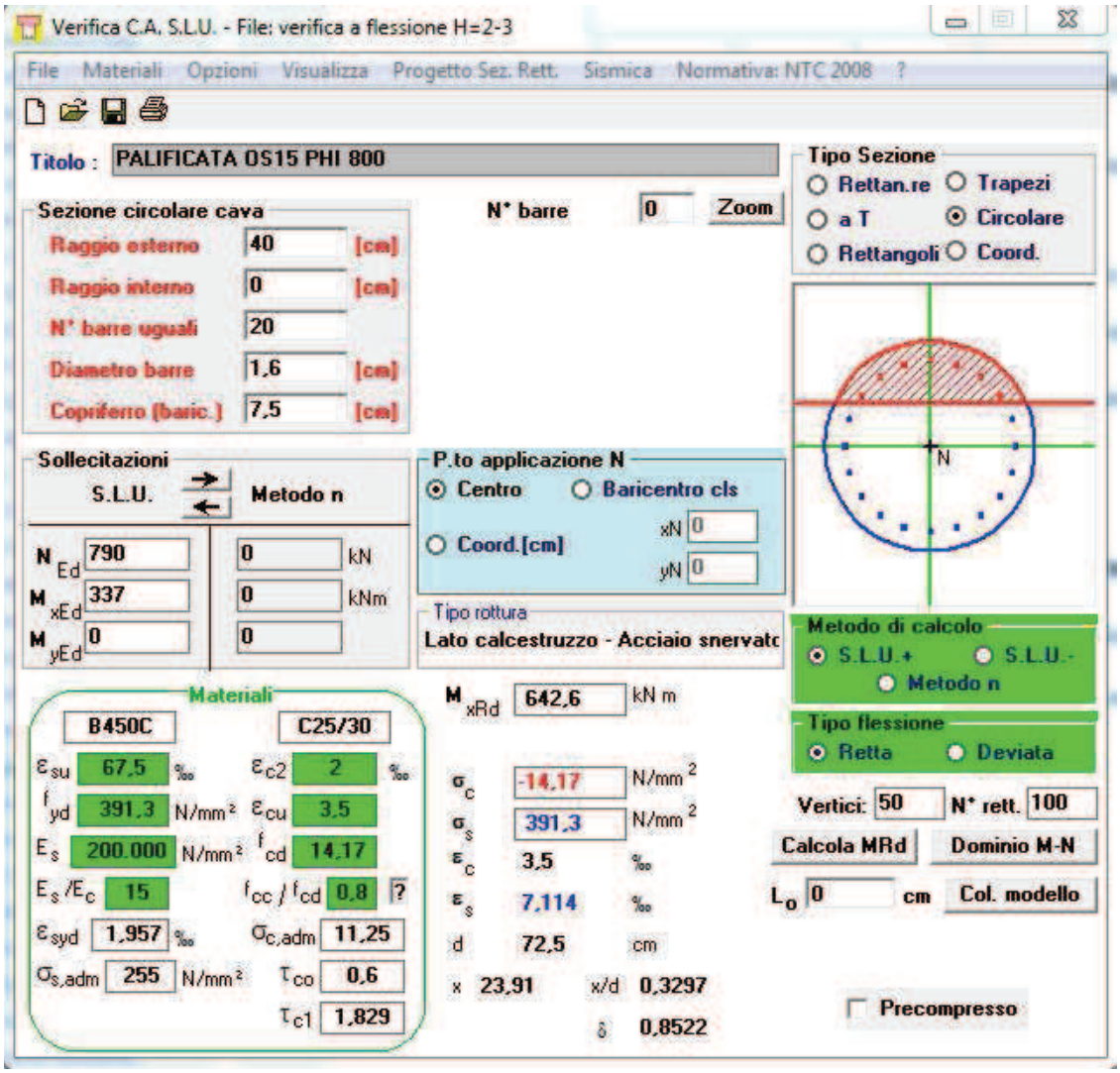


Figura 26.66 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.16.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	7,5 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	169 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.67 – Verifica a taglio del palo

Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

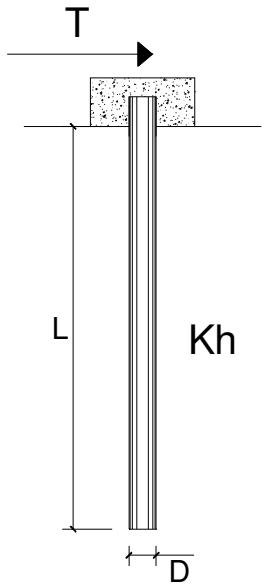
Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.16.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS15_h=2-3m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	15	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	73	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,183	2,29	0,00000	145,591	-73,000
0,30	0,182	2,28	-0,00006	124,514	-67,520
0,60	0,179	2,24	-0,00012	105,074	-62,096
0,90	0,175	2,19	-0,00016	87,246	-56,778
1,20	0,170	2,12	-0,00020	70,992	-51,607
1,50	0,163	2,04	-0,00023	56,263	-46,617
1,80	0,156	1,95	-0,00025	43,001	-41,834
2,10	0,148	1,85	-0,00027	31,140	-37,281
2,40	0,139	1,74	-0,00028	20,608	-32,972
2,70	0,131	1,63	-0,00029	11,331	-28,919
3,00	0,122	1,52	-0,00030	3,230	-25,128
3,30	0,113	1,41	-0,00030	-3,773	-21,603
3,60	0,104	1,30	-0,00029	-9,758	-18,344
3,90	0,096	1,19	-0,00029	-14,805	-15,347
4,20	0,087	1,09	-0,00028	-18,992	-12,608
4,50	0,079	0,99	-0,00027	-22,395	-10,119
4,80	0,071	0,89	-0,00026	-25,088	-7,872
5,10	0,063	0,79	-0,00024	-27,141	-5,855
5,40	0,056	0,70	-0,00023	-28,623	-4,059

5,70	0,050	0,62	-0,00022	-29,597	-2,471
6,00	0,043	0,54	-0,00020	-30,125	-1,079
6,30	0,037	0,47	-0,00019	-30,263	0,130
6,60	0,032	0,40	-0,00017	-30,064	1,169
6,90	0,027	0,34	-0,00016	-29,578	2,050
7,20	0,022	0,28	-0,00015	-28,849	2,787
7,50	0,018	0,23	-0,00013	-27,919	3,392
7,80	0,014	0,18	-0,00012	-26,826	3,876
8,10	0,011	0,14	-0,00011	-25,604	4,252
8,40	0,008	0,10	-0,00010	-24,284	4,532
8,70	0,005	0,06	-0,00008	-22,894	4,724
9,00	0,003	0,03	-0,00007	-21,457	4,840
9,30	0,001	0,01	-0,00006	-19,996	4,889
9,60	-0,001	-0,01	-0,00006	-18,529	4,880
9,90	-0,003	-0,03	-0,00005	-17,073	4,821
10,20	-0,004	-0,05	-0,00004	-15,641	4,720
10,50	-0,005	-0,06	-0,00003	-14,244	4,583
10,80	-0,006	-0,07	-0,00003	-12,894	4,418
11,10	-0,007	-0,08	-0,00002	-11,596	4,229
11,40	-0,007	-0,09	-0,00001	-10,358	4,022
11,70	-0,008	-0,09	-0,00001	-9,185	3,801
12,00	-0,008	-0,10	-0,00001	-8,078	3,572
12,30	-0,008	-0,10	0,00000	-7,042	3,337
12,60	-0,008	-0,10	0,00000	-6,076	3,100
12,90	-0,008	-0,10	0,00000	-5,182	2,864
13,20	-0,008	-0,10	0,00001	-4,358	2,630
13,50	-0,008	-0,09	0,00001	-3,603	2,402
13,80	-0,007	-0,09	0,00001	-2,916	2,180
14,10	-0,007	-0,09	0,00001	-2,294	1,966
14,40	-0,007	-0,08	0,00001	-1,735	1,762
14,70	-0,006	-0,08	0,00001	-1,236	1,567
15,00	-0,006	-0,07	0,00001	-0,794	1,384

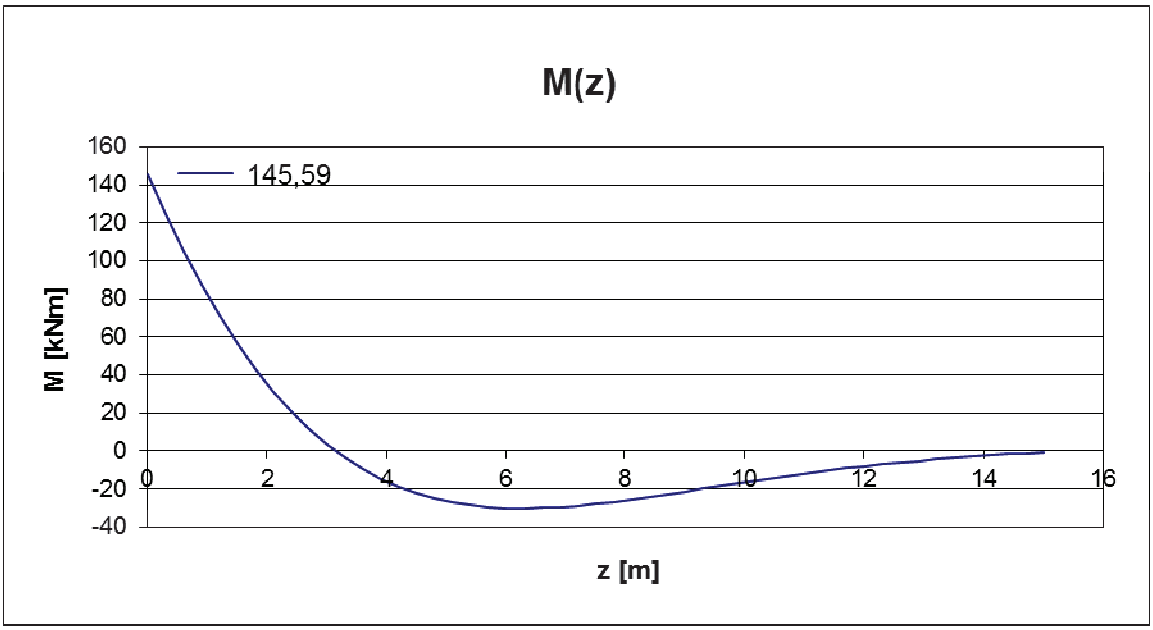


Figura 26.68 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 146\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

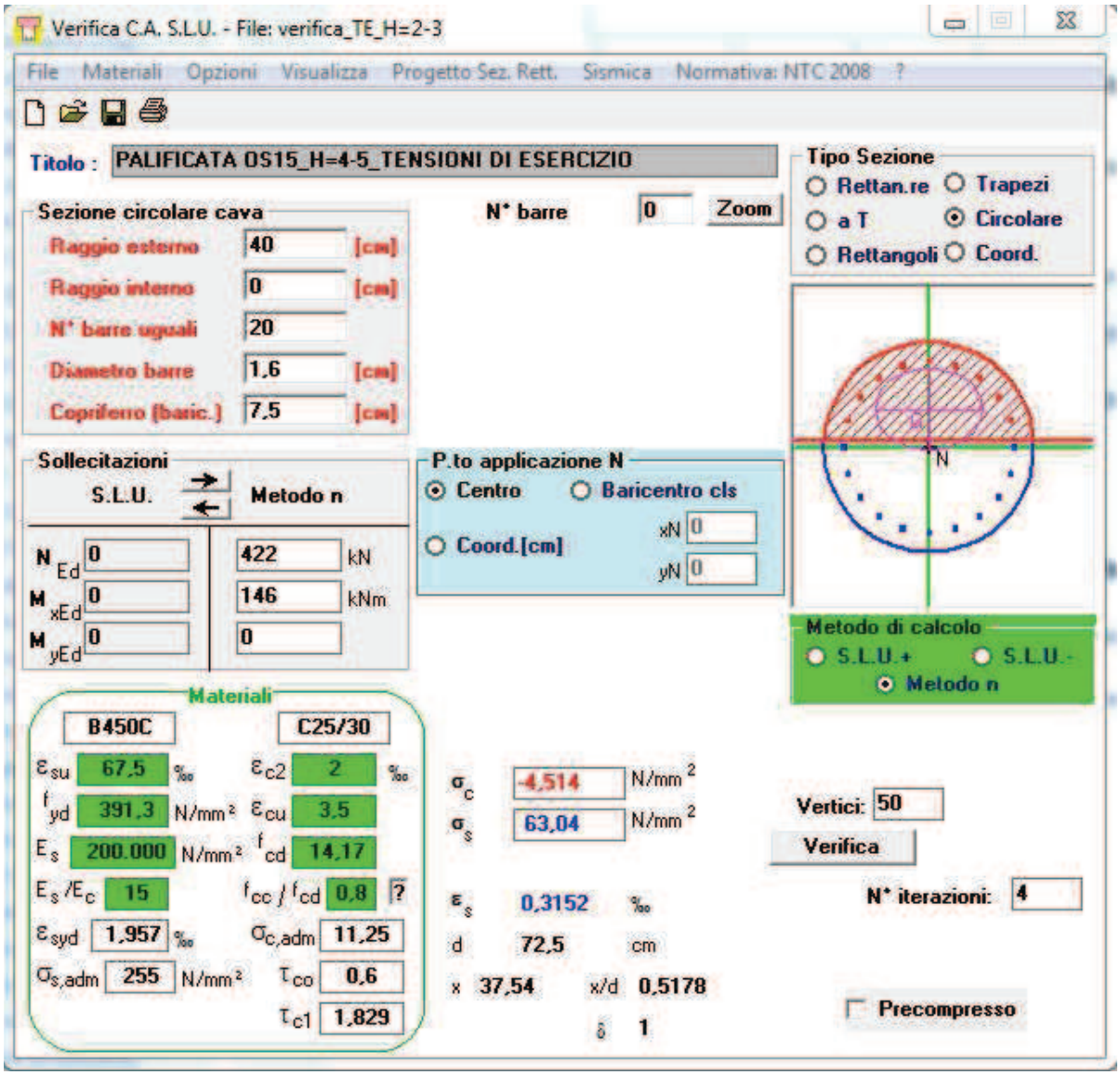


Figura 26.69 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.16.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
ϑ_s	63 N/mm²	*Tensione massima armatura tesa sezione fessurata*
Rck	25,0 N/mm²	*Resistenza caratteristica cubica cls*
ϕ_l	16 mm	*Diametro barre longitudinali*
ϕ_s	10 mm	*Diametro staffe o spirale*
n	20	*Numero ferri longitudinali*
c	75 mm	*Ricoprimento del calcestruzzo*
D	800 mm	*Diametro*
k_t	0,4	*kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata*
k_2	0,5	*k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice*
k_1	0,8	*k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce*
w	0,3 mm	*Valore limite apertura fessure*
Dati		
fck	20,8 N/mm²	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
i	96 mm	*Interasse ferri longitudinali*
A_ϕ	201 mm²	*Area barra longitudinale*
E_s	210000,0 N/mm²	*Modulo elastico acciaio da c.a*
f_{ctm}	2,3 N/mm²	*Resistenza a trazione media cls*
E_{cm}	30200,5 N/mm²	*Modulo elastico medio cls*
α_e	6,95	*Rapporto Es/Ecm*
f_{cm}	28,8 N/mm²	*Resistenza media cls*
ρ_{eff}	0,0126	*Rapporto area acciaio/area efficace*
ε_{sm1}	-0,000074	*Deformazione unitaria media barre di calcolo*
ε_{sm2}	0,000180	*Deformazione unitaria media barre valore minimo*
ε_{sm}	0,000180	*Deformazione unitaria media*
k_3	3,4	*Coefficiente*
k4	0,4	*Coefficiente*
Δsmax	471,6 mm	*Distanza massima tra le fessure*
w_d	0,085 mm	*Valore di calcolo apertura fessure*

Tabella 26.173 –pali Tipo U: Verifica a fessurazione.

26.16.2 Verifiche geotecniche

26.16.2.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

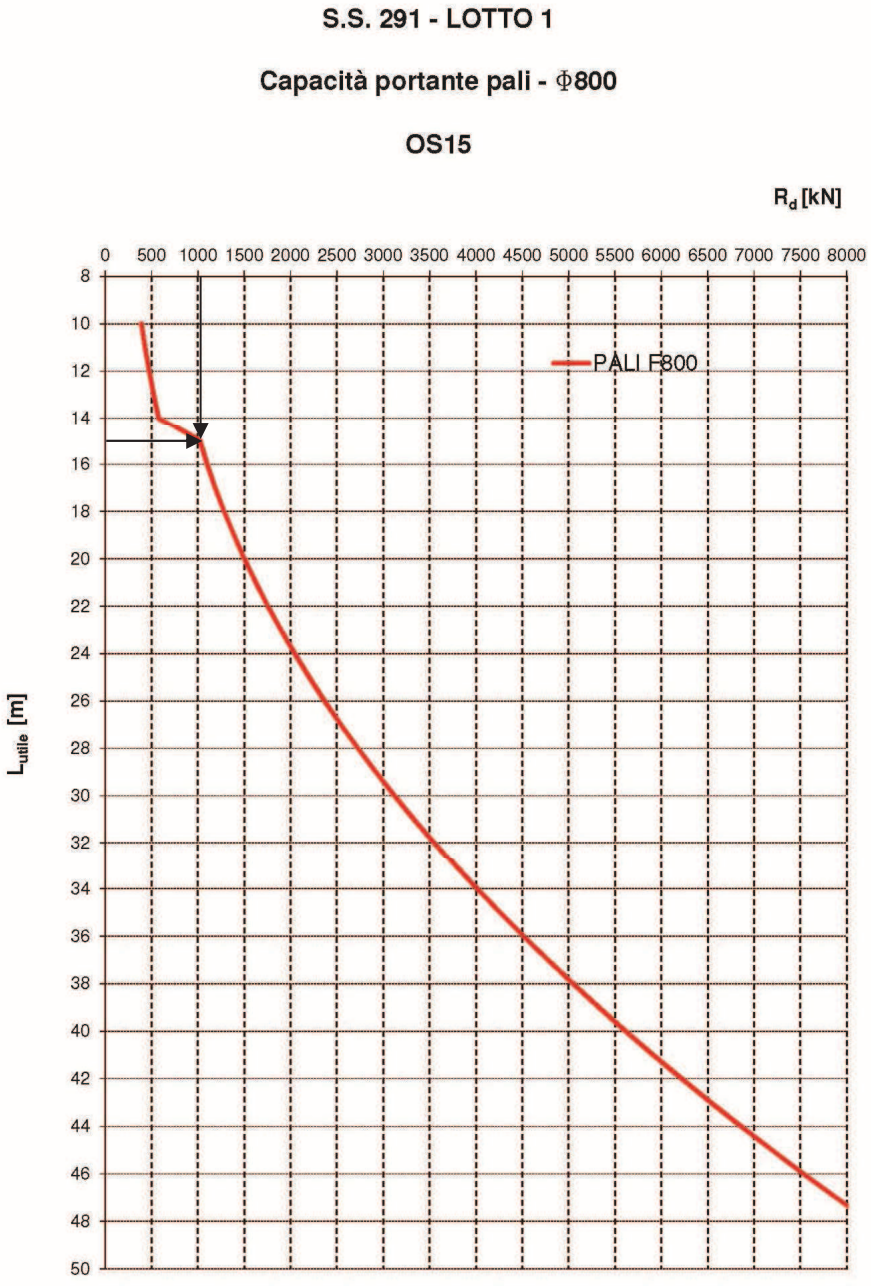


Figura 26.70 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=15m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1000Kn:

$R_{c,d}$ = 1000 kN > E_d = 790 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.16.2.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

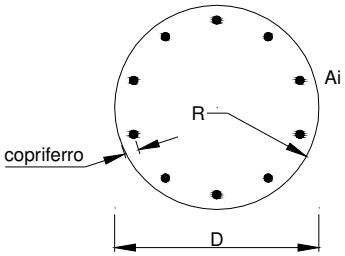
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $20\phi18$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 790 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

fyd = fyk / γs / γE = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

$\varepsilon_{y\,s}$ = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
20	ϕ	16	4021,24	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

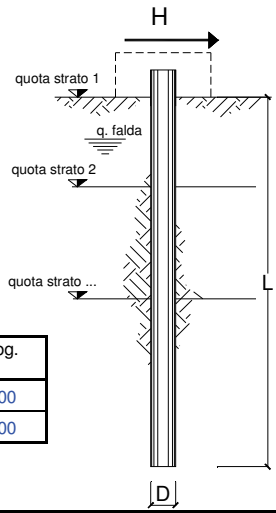
calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 642,9 (kN m) Inserisci

Figura 26.71 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera OS15_muri H=2-3m_PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		15,00	18	8	30	3,00		30	3,00	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	15	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	15,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	642,90	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

☑ palo impedito di ruotare
☐ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	475,9	(kN)	475,9	(kN)
Palo intermedio	1738,5	(kN)	1738,5	(kN)
Palo corto	6480,0	(kN)	6480,0	(kN)

H_{med} 475,9 (kN) Palo lungo — **H_{min} 475,9 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 279,94 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **215,34 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 169 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 169,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,27

Figura 26.72 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 215 kN > E_d = 169 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.17 PALI TIPO V

26.17.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza compresa tra i 5-9m. Il muro interessato alla tipologia V è l'OS20.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
V	OS20	19	0.8	20 Ø20	Ø10/20

Tabella 26.174 –pali Tipo V: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali	SLU	SLV	SLE
N max sul palo di valle (KN)	924	924	700
Nmin sul palo di monte (KN)	476	132	370
Vmax sui pali (KN)	242	251	182

Tabella 26.175 –pali Tipo V: scarichi massimi su singolo palo.

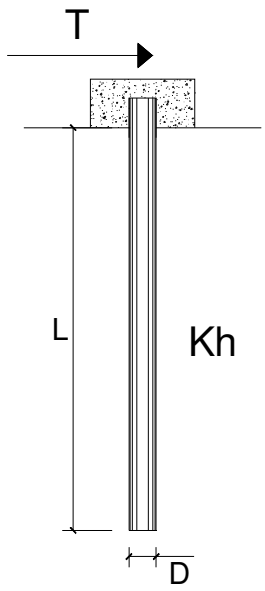
26.17.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS20 H=5-9m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	19	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	251	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls (E = 22000(fcm/10)$^{0.3}$):	31476	(MPa)
J (J = π*D^4/64):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica λ = (4*EJ/k_h*D)$^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,629	7,87	0,00000	500,594	-251,000
0,38	0,624	7,80	-0,00027	409,750	-227,157
0,76	0,609	7,61	-0,00049	327,905	-203,702
1,14	0,587	7,34	-0,00067	254,847	-180,954
1,52	0,559	6,99	-0,00080	190,258	-159,166
1,90	0,526	6,58	-0,00090	133,734	-138,532
2,28	0,491	6,14	-0,00096	84,810	-119,191
2,66	0,454	5,67	-0,00100	42,973	-101,239
3,04	0,415	5,19	-0,00102	7,685	-84,730
3,42	0,377	4,71	-0,00101	-21,608	-69,688
3,80	0,338	4,23	-0,00099	-45,463	-56,104

4,18	0,301	3,77	-0,00096	-64,429	-43,952
4,56	0,266	3,32	-0,00092	-79,041	-33,182
4,94	0,232	2,90	-0,00086	-89,814	-23,733
5,32	0,200	2,50	-0,00081	-97,236	-15,532
5,70	0,171	2,13	-0,00075	-101,766	-8,497
6,08	0,143	1,79	-0,00069	-103,831	-2,542
6,46	0,118	1,48	-0,00062	-103,824	2,421
6,84	0,096	1,20	-0,00056	-102,105	6,484
7,22	0,076	0,95	-0,00050	-98,999	9,735
7,60	0,058	0,72	-0,00044	-94,798	12,261
7,98	0,042	0,52	-0,00039	-89,762	14,146
8,36	0,028	0,35	-0,00034	-84,118	15,471
8,74	0,016	0,20	-0,00029	-78,065	16,311
9,12	0,006	0,08	-0,00024	-71,774	16,736
9,50	-0,002	-0,03	-0,00020	-65,390	16,811
9,88	-0,009	-0,11	-0,00016	-59,035	16,596
10,26	-0,015	-0,18	-0,00013	-52,807	16,144
10,64	-0,019	-0,24	-0,00010	-46,789	15,504
11,02	-0,022	-0,28	-0,00007	-41,042	14,719
11,40	-0,025	-0,31	-0,00005	-35,616	13,828
11,78	-0,026	-0,33	-0,00003	-30,543	12,863
12,16	-0,027	-0,34	-0,00001	-25,846	11,853
12,54	-0,027	-0,34	0,00000	-21,537	10,823
12,92	-0,027	-0,34	0,00001	-17,620	9,793
13,30	-0,026	-0,33	0,00002	-14,092	8,780
13,68	-0,025	-0,32	0,00003	-10,944	7,797
14,06	-0,024	-0,30	0,00003	-8,161	6,857
14,44	-0,023	-0,28	0,00004	-5,726	5,966
14,82	-0,021	-0,26	0,00004	-3,620	5,132
15,20	-0,020	-0,24	0,00004	-1,818	4,358
15,58	-0,018	-0,22	0,00004	-0,300	3,646
15,96	-0,016	-0,20	0,00004	0,960	2,997
16,34	-0,015	-0,18	0,00004	1,986	2,412
16,72	-0,013	-0,16	0,00004	2,801	1,888
17,10	-0,011	-0,14	0,00004	3,428	1,424
17,48	-0,010	-0,12	0,00004	3,890	1,017
17,86	-0,009	-0,11	0,00003	4,208	0,664
18,24	-0,007	-0,09	0,00003	4,401	0,361
18,62	-0,006	-0,08	0,00003	4,488	0,104
19,00	-0,005	-0,06	0,00003	4,486	-0,109

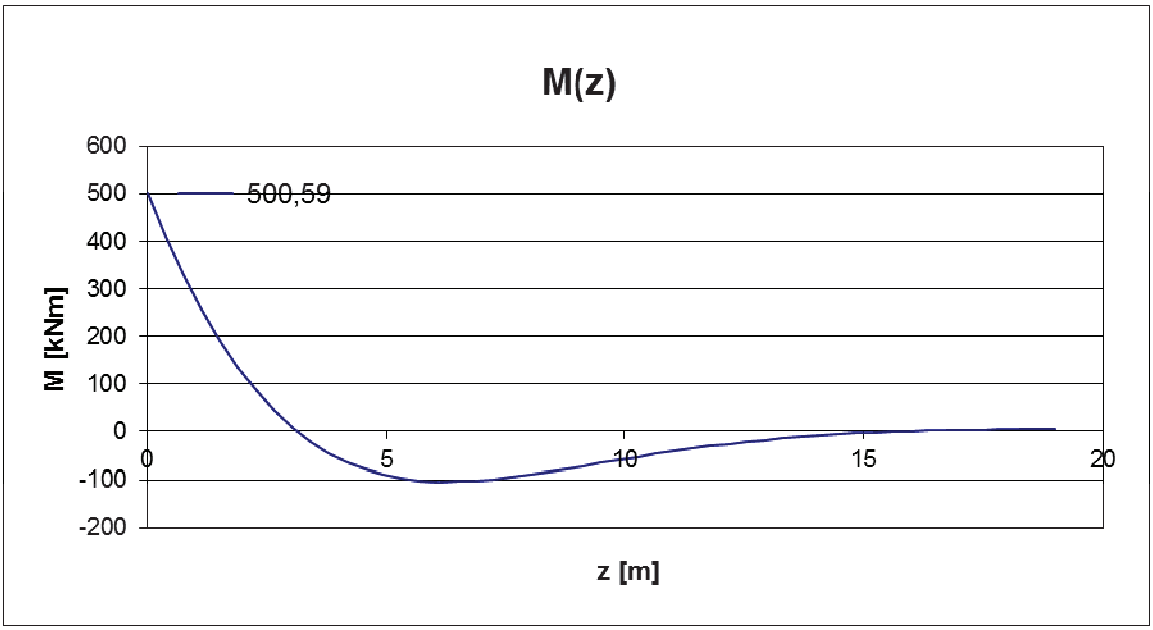


Figura 26.73 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 501 kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $20\phi 20$.

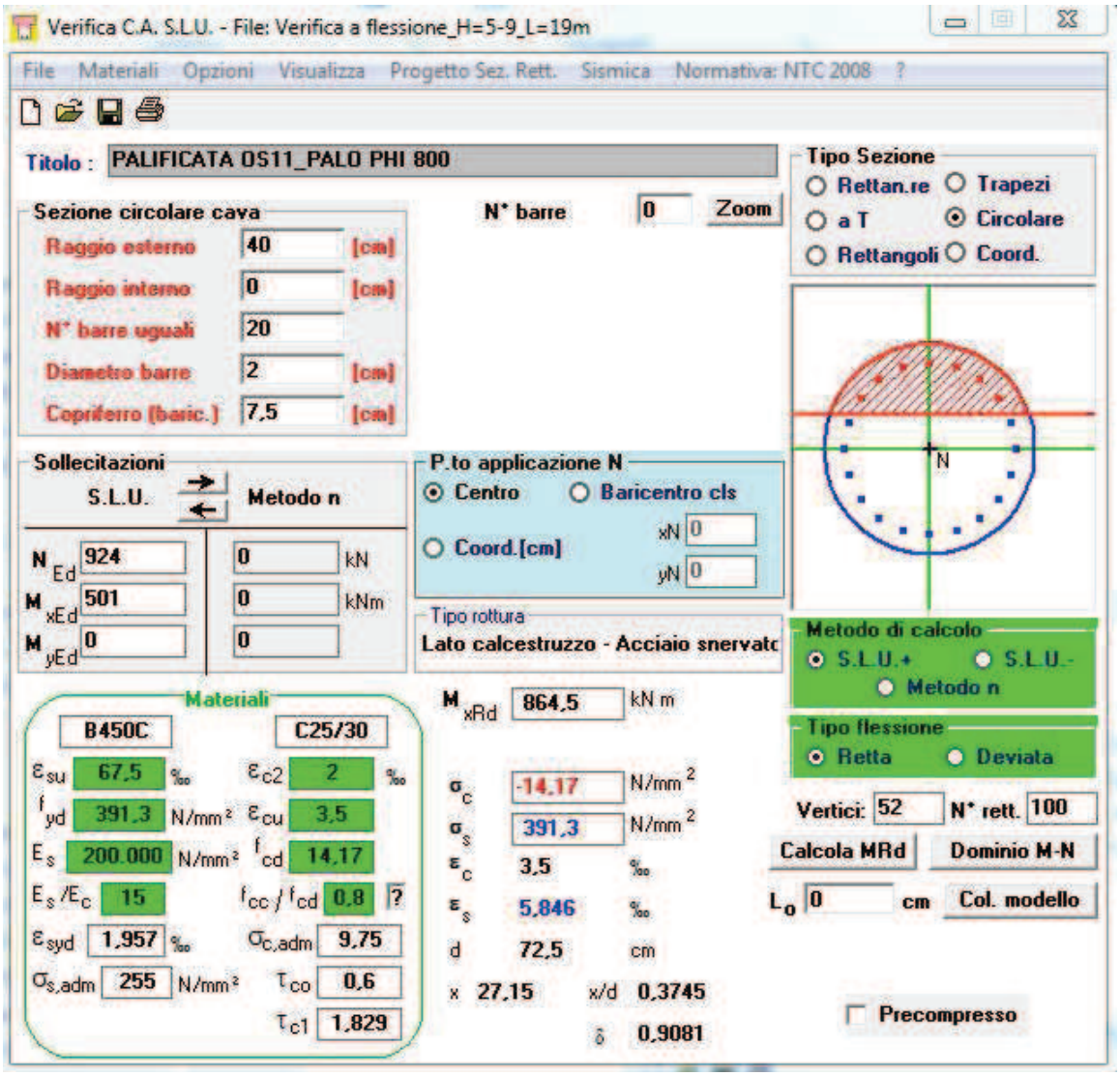


Figura 26.74 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.17.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	8 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	251 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.75 – Verifica a taglio del palo

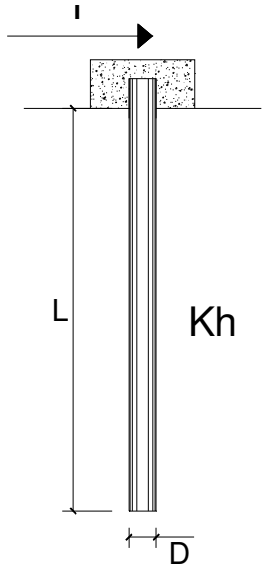
Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.17.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

OPERA: Pali 800 OS20 H=5-9m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	19	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	182	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,456	5,70	0,00000	362,980	-182,000
0,38	0,452	5,65	-0,00020	297,110	-164,711
0,76	0,442	5,52	-0,00036	237,764	-147,704
1,14	0,426	5,32	-0,00048	184,790	-131,210
1,52	0,405	5,07	-0,00058	137,956	-115,412
1,90	0,382	4,77	-0,00065	96,971	-100,450
2,28	0,356	4,45	-0,00070	61,495	-86,426
2,66	0,329	4,11	-0,00073	31,160	-73,408
3,04	0,301	3,76	-0,00074	5,572	-61,438
3,42	0,273	3,41	-0,00073	-15,668	-50,530
3,80	0,245	3,07	-0,00072	-32,965	-40,681
4,18	0,219	2,73	-0,00070	-46,717	-31,869
4,56	0,193	2,41	-0,00066	-57,313	-24,060
4,94	0,168	2,10	-0,00063	-65,124	-17,209
5,32	0,145	1,81	-0,00059	-70,506	-11,262
5,70	0,124	1,55	-0,00054	-73,791	-6,161
6,08	0,104	1,30	-0,00050	-75,288	-1,843
6,46	0,086	1,07	-0,00045	-75,283	1,756
6,84	0,069	0,87	-0,00041	-74,036	4,701
7,22	0,055	0,69	-0,00036	-71,784	7,058
7,60	0,042	0,52	-0,00032	-68,738	8,890
7,98	0,030	0,38	-0,00028	-65,086	10,257

8,36	0,020	0,26	-0,00024	-60,994	11,218
8,74	0,012	0,15	-0,00021	-56,605	11,827
9,12	0,005	0,06	-0,00018	-52,043	12,135
9,50	-0,002	-0,02	-0,00015	-47,414	12,190
9,88	-0,007	-0,08	-0,00012	-42,806	12,034
10,26	-0,011	-0,13	-0,00009	-38,291	11,706
10,64	-0,014	-0,17	-0,00007	-33,927	11,242
11,02	-0,016	-0,20	-0,00005	-29,760	10,673
11,40	-0,018	-0,22	-0,00004	-25,825	10,027
11,78	-0,019	-0,24	-0,00002	-22,146	9,327
12,16	-0,020	-0,24	-0,00001	-18,741	8,595
12,54	-0,020	-0,25	0,00000	-15,616	7,848
12,92	-0,020	-0,24	0,00001	-12,776	7,101
13,30	-0,019	-0,24	0,00002	-10,218	6,366
13,68	-0,018	-0,23	0,00002	-7,935	5,654
14,06	-0,017	-0,22	0,00003	-5,918	4,972
14,44	-0,016	-0,21	0,00003	-4,152	4,326
14,82	-0,015	-0,19	0,00003	-2,625	3,721
15,20	-0,014	-0,18	0,00003	-1,319	3,160
15,58	-0,013	-0,16	0,00003	-0,217	2,643
15,96	-0,012	-0,15	0,00003	0,696	2,173
16,34	-0,011	-0,13	0,00003	1,440	1,749
16,72	-0,009	-0,12	0,00003	2,031	1,369
17,10	-0,008	-0,10	0,00003	2,486	1,032
17,48	-0,007	-0,09	0,00003	2,821	0,737
17,86	-0,006	-0,08	0,00003	3,051	0,481
18,24	-0,005	-0,07	0,00002	3,191	0,262
18,62	-0,004	-0,06	0,00002	3,254	0,076
19,00	-0,004	-0,05	0,00002	3,253	-0,079

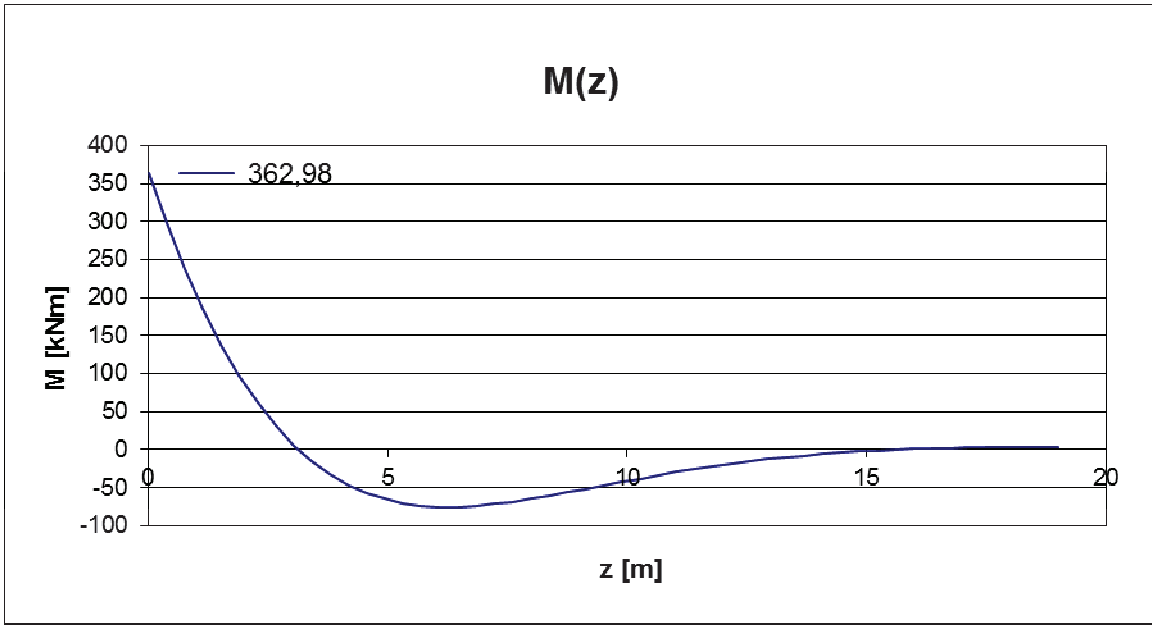


Figura 26.76 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 363\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

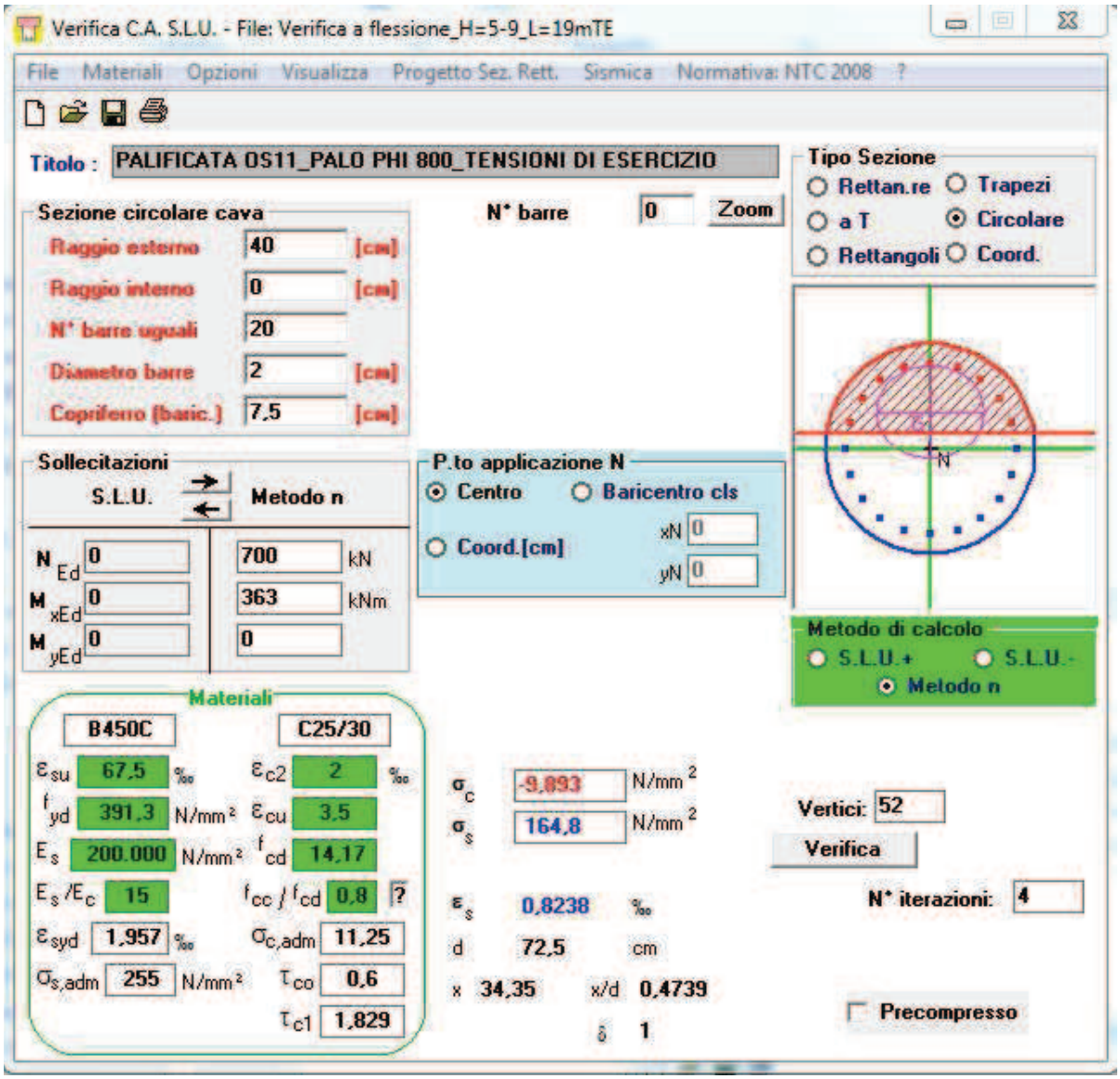


Figura 26.77 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.17.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
ϑ_s	165 N/mm²	*Tensione massima armatura tesa sezione fessurata*
Rck	25,0 N/mm²	*Resistenza caratteristica cubica cls*
ϕ_l	20 mm	*Diametro barre longitudinali*
ϕ_s	10 mm	*Diametro staffe o spirale*
n	20	*Numero ferri longitudinali*
c	75 mm	*Ricoprimento del calcestruzzo*
D	800 mm	*Diametro*
k_t	0,4	*kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata*
k_2	0,5	*k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice*
k_1	0,8	*k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce*
w	0,3 mm	*Valore limite apertura fessure*
Dati		
fck	20,8 N/mm²	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
i	96 mm	*Interasse ferri longitudinali*
A_ϕ	314 mm²	*Area barra longitudinale*
E_s	210000,0 N/mm²	*Modulo elastico acciaio da c.a*
f_{ctm}	2,3 N/mm²	*Resistenza a trazione media cls*
E_{cm}	30200,5 N/mm²	*Modulo elastico medio cls*
α_e	6,95	*Rapporto Es/Ecm*
f_{cm}	28,8 N/mm²	*Resistenza media cls*
ρ_{eff}	0,0193	*Rapporto area acciaio/area efficace*
ε_{sm1}	0,000532	*Deformazione unitaria media barre di calcolo*
ε_{sm2}	0,000471	*Deformazione unitaria media barre valore minimo*
ε_{sm}	0,000532	*Deformazione unitaria media*
k_3	3,4	*Coefficiente*
k4	0,4	*Coefficiente*
Δsmax	431,3 mm	*Distanza massima tra le fessure*
w_d	0,229 mm	*Valore di calcolo apertura fessure*

Tabella 26.176 –pali Tipo V: Verifica a fessurazione.

26.17.2 Verifiche geotecniche

26.17.2.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

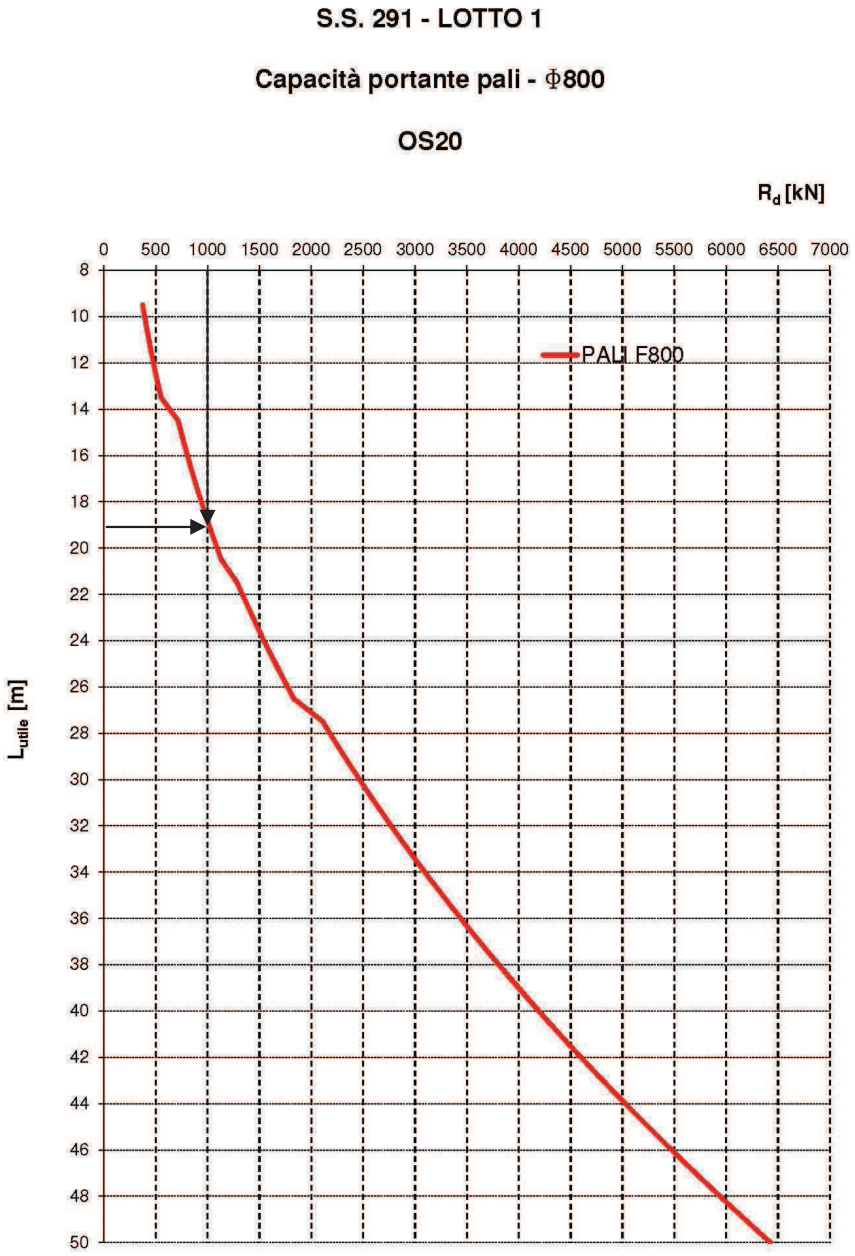


Figura 26.78 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=19m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1000Kn:

$R_{c,d}$ = 1000 kN > E_d = 924 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.17.2.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

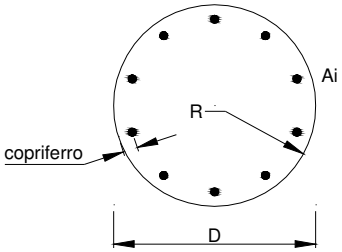
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $20\phi18$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 924 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

fcd = α_{cc} fck / γc = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

fyd = fyk / γs / γE = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
20	ϕ	20	6283,19	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

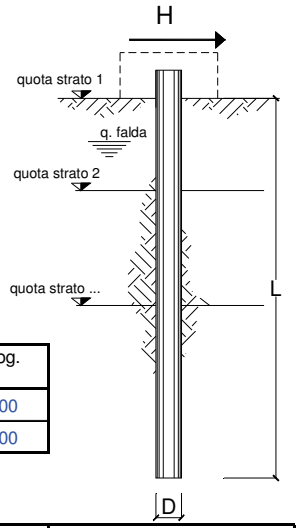
calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 865,3 (kN m) Inserisci

Figura 26.79 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera **OS11 PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD**



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		19,00	18	8	30	3,00		30	3,00	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	19	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	19,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	865,34	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	579,3	(kN)	579,3	(kN)
Palo intermedio	2762,7	(kN)	2762,7	(kN)
Palo corto	10396,8	(kN)	10396,8	(kN)

H_{med} 579,3 (kN) Palo lungo — **H_{min} 579,3 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 340,78 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **262,14 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 251 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 251,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,04

Figura 26.80 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 262 kN > E_d = 251 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.18 PALI TIPO W

26.18.1 Verifiche strutturali

I pali di grande diametro appartenenti a questa tipologia sono le fondazioni profonde del muro avente una altezza compresa tra i 1-5m. Il muro interessato alla tipologia W è l'OS20.

Di seguito viene riportata la tabella con le principali caratteristiche del palo.

TABELLA PALI Ø800					
TIPO	MURI	LUNGHEZZA PALO DA P.C. *(m)*	Ø DIAMETRO PALO *(m)*	ARMATURA LONG. *(mm)*	ARMATURA TAGLIO *(mm)*
W	OS20	19	0.8	20 Ø18	Ø10/20

Tabella 26.177 –pali Tipo V: caratteristiche dei pali.

Nella tabella che segue sono riepilogati gli scarichi massimi sul singolo palo.

Carichi massimi sui pali	**SLU**	**SLV**	**SLE**
N max sul palo di valle (KN)	929	900	709
Nmin sul palo di monte (KN)	581	256	448
Vmax sui pali (KN)	226	254	171

Tabella 26.178 –pali Tipo W: scarichi massimi su singolo palo.

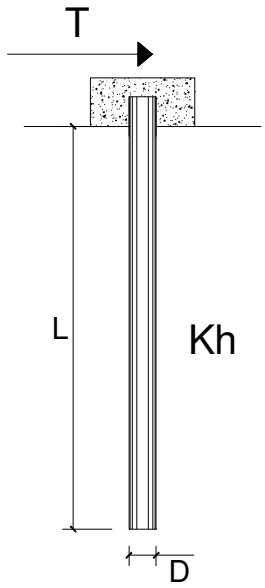
26.18.1.1 Verifica di sicurezza SLU/SLV a flessione del palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

Per completezza, vengono tabulati anche i valori dello spostamento orizzontale $y(z)$, della reazione del terreno $p(z)$, dela rotazione $\alpha(z)$, del taglio $T(z)$.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS20 H=1-5m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	19	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	254	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,637	7,96	0,00000	506,577	-254,000
0,38	0,631	7,89	-0,00028	414,648	-229,872
0,76	0,616	7,71	-0,00050	331,824	-206,136
1,14	0,594	7,42	-0,00068	257,893	-183,117
1,52	0,566	7,07	-0,00081	192,532	-161,069
1,90	0,533	6,66	-0,00091	135,333	-140,188
2,28	0,497	6,21	-0,00098	85,823	-120,616
2,66	0,459	5,74	-0,00101	43,486	-102,449
3,04	0,420	5,25	-0,00103	7,777	-85,743
3,42	0,381	4,76	-0,00102	-21,866	-70,520
3,80	0,343	4,28	-0,00100	-46,006	-56,775
4,18	0,305	3,81	-0,00097	-65,199	-44,477
4,56	0,269	3,36	-0,00093	-79,986	-33,579
4,94	0,235	2,93	-0,00087	-90,888	-24,017
5,32	0,202	2,53	-0,00082	-98,399	-15,717
5,70	0,173	2,16	-0,00076	-102,983	-8,599
6,08	0,145	1,81	-0,00069	-105,072	-2,573
6,46	0,120	1,50	-0,00063	-105,065	2,450
6,84	0,097	1,21	-0,00057	-103,325	6,561
7,22	0,077	0,96	-0,00051	-100,182	9,851

7,60	0,058	0,73	-0,00045	-95,931	12,407
7,98	0,042	0,53	-0,00039	-90,835	14,315
8,36	0,029	0,36	-0,00034	-85,124	15,656
8,74	0,017	0,21	-0,00029	-78,998	16,506
9,12	0,006	0,08	-0,00024	-72,632	16,936
9,50	-0,002	-0,03	-0,00020	-66,172	17,012
9,88	-0,009	-0,11	-0,00017	-59,740	16,794
10,26	-0,015	-0,18	-0,00013	-53,438	16,337
10,64	-0,019	-0,24	-0,00010	-47,348	15,689
11,02	-0,022	-0,28	-0,00007	-41,533	14,895
11,40	-0,025	-0,31	-0,00005	-36,041	13,993
11,78	-0,026	-0,33	-0,00003	-30,908	13,017
12,16	-0,027	-0,34	-0,00001	-26,155	11,995
12,54	-0,028	-0,34	0,00000	-21,794	10,952
12,92	-0,027	-0,34	0,00001	-17,831	9,910
13,30	-0,027	-0,33	0,00002	-14,261	8,884
13,68	-0,026	-0,32	0,00003	-11,075	7,891
14,06	-0,024	-0,31	0,00004	-8,259	6,939
14,44	-0,023	-0,29	0,00004	-5,795	6,038
14,82	-0,021	-0,27	0,00004	-3,663	5,193
15,20	-0,020	-0,25	0,00004	-1,840	4,410
15,58	-0,018	-0,23	0,00004	-0,303	3,689
15,96	-0,016	-0,21	0,00004	0,972	3,033
16,34	-0,015	-0,18	0,00004	2,010	2,440
16,72	-0,013	-0,16	0,00004	2,834	1,910
17,10	-0,012	-0,14	0,00004	3,469	1,441
17,48	-0,010	-0,13	0,00004	3,937	1,029
17,86	-0,009	-0,11	0,00004	4,258	0,671
18,24	-0,007	-0,09	0,00003	4,454	0,365
18,62	-0,006	-0,08	0,00003	4,542	0,106
19,00	-0,005	-0,06	0,00003	4,539	-0,110

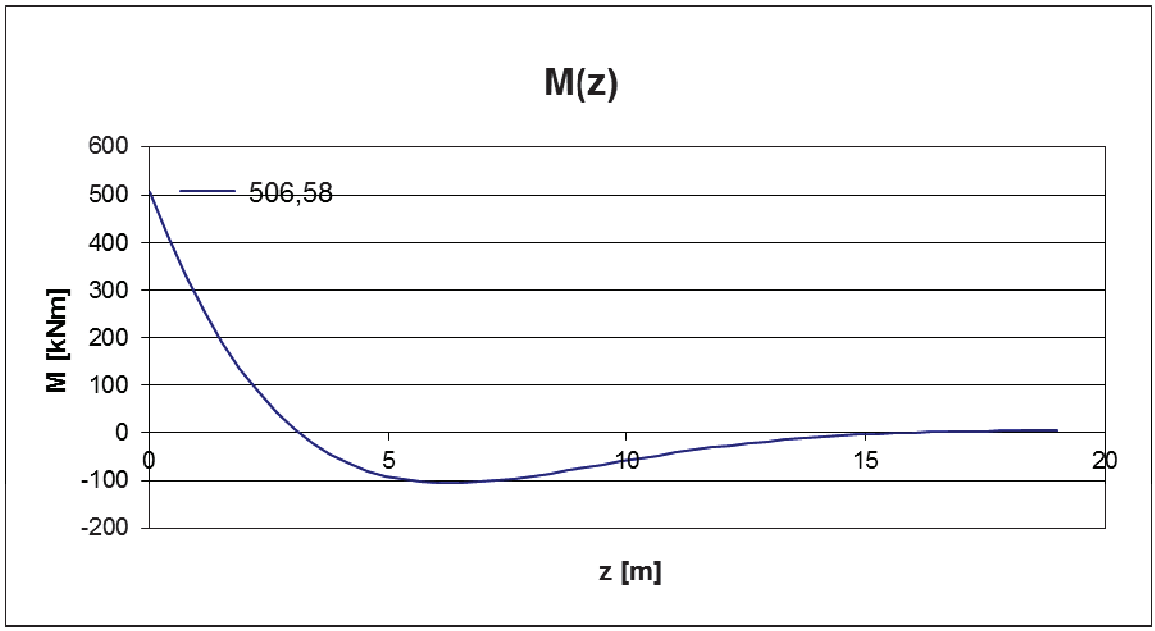


Figura 26.81 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 507\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

A favore di sicurezza non si considera il valore dell'azione assiale N_{Ed} agente alla quota alla quale si massimizza il momento.

Viene predisposta un'armatura longitudinale $20\phi 18$.

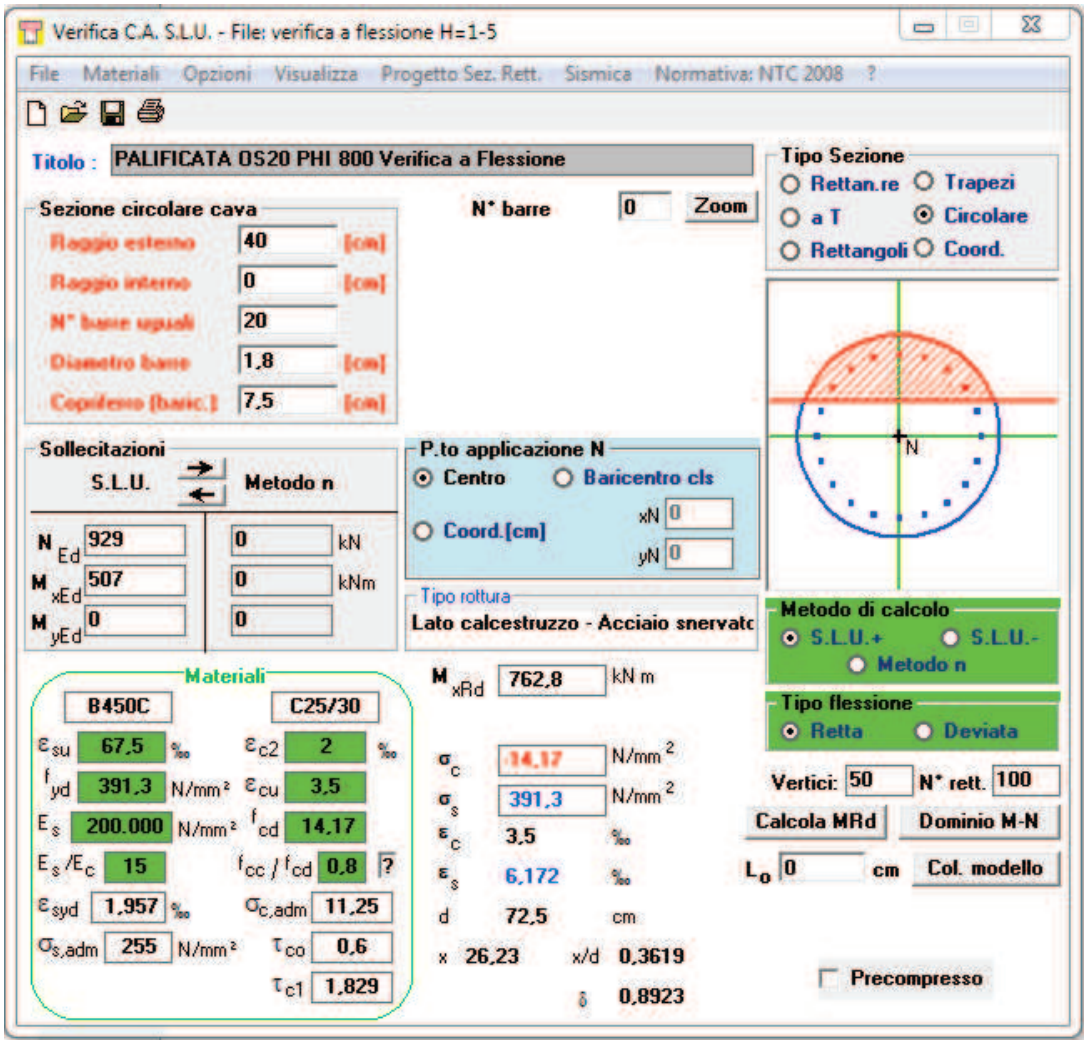


Figura 26.82 – Verifica a flessione palo

La verifica risulta soddisfatta, in quanto il massimo momento sollecitante M_{Ed} risulta inferiore al massimo momento resistente M_{Rd} .

26.18.1.2 Verifica di sicurezza SLU/SLV a taglio del palo

Nella seguente tabella viene fornito il dettaglio della verifica a taglio.

Foglio elettronico sviluppato dal Prof. Pietro Montanari		
Calcolo taglio resitente sezione circolare (metodo CEB n°137 ALLEGATO 5))		
Dati		
D	80 cm	*Diametro sezione circolare*
d' =	8 cm	*Copriferro asse armatura longitudinale*
f_{ck}=	25,0 N/mm²	*Resistenza cilindrica caratteristica del cls*
α_{cc}	0,85	*Coefficiente riduttivo per la resistenza del cls a lungo termine*
n=	2	*Numero di braccia delle staffe*
φ =	10 mm	*Diamero delle staffe*
p=	20 cm	*Passo delle staffe*
f_{yk} =	450 N/mm²	*Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio*
V_{Ed}=	254 KN	*Taglio di progetto*
Risultati		
$b_{e=}$	**72 cm**	*Base sezione rettangolare equivalente*
$d_{e=}$	**64 cm**	*Altezza sezione rettangolare equivalente*
f_{cd} =	14,17 N/mm²	*Resistenza massima di calcolo del cls*
f_{yd} =	391,3 N/mm²	*Tensione di calcolo allo snervamento dell'acciaio*
A_{sw} =	7,85 cm²/m	*Area delle staffe per metro lineare di trave*
d=	57 cm	*Altezza sezione*
θ=	21,80 °	*Angolo di inclinazione del puntone di cls 21.8°< ϑ =45°*
ctgθ=	2,50	*Cotangente di teta*
V_{Rds}=	393 KN	*Resistenza tiranti verticali (staffe)*
V_{Rdc}=	899 KN	*Resistenza puntone di cls*
V_{Rd}=	**393 KN**	*Taglio resistente*

Figura 26.83 – Verifica a taglio del palo

Il massimo taglio sollecitante V_{Ed} risulta inferiore al taglio resistente V_{Rd}, per cui **la verifica risulta soddisfatta**.

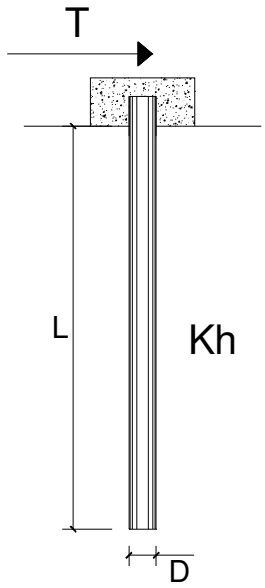
Si disporrà comunque un'armatura minima costituita da una spirale $10\phi / 20cm$.

26.18.1.3 Verifica di funzionalità SLE delle tensioni in esercizio nel palo

Di seguito si riporta il calcolo delle sollecitazioni flettenti agenti lungo il fusto del palo.

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA: Pali 800 OS20 H=1-5m



DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	0,8	(m)
Lunghezza del palo (L)	19	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	12,5	(N/cm^3)
Forza orizzontale agente (T):	254	(kN)
fck del calcestruzzo:	25,0	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	33,0	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31476	(MPa)
J ($J = \pi * D^4/64$):	2010619	(cm^4)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4*EJ/k_h*D)^{1/4}$):	398,88	(cm)

z	y(z)	p(z)	α(z)	M(z)	T(z)
Prof.	Spost.	Press. Lat.	Rotaz.	Mom. Flett.	Taglio
(m)	(cm)	(N/cm^2)	(rad)	(kNm)	(kN)
0,00	0,637	7,96	0,00000	506,577	-254,000
0,38	0,631	7,89	-0,00028	414,648	-229,872
0,76	0,616	7,71	-0,00050	331,824	-206,136
1,14	0,594	7,42	-0,00068	257,893	-183,117
1,52	0,566	7,07	-0,00081	192,532	-161,069
1,90	0,533	6,66	-0,00091	135,333	-140,188
2,28	0,497	6,21	-0,00098	85,823	-120,616
2,66	0,459	5,74	-0,00101	43,486	-102,449
3,04	0,420	5,25	-0,00103	7,777	-85,743
3,42	0,381	4,76	-0,00102	-21,866	-70,520
3,80	0,343	4,28	-0,00100	-46,006	-56,775
4,18	0,305	3,81	-0,00097	-65,199	-44,477
4,56	0,269	3,36	-0,00093	-79,986	-33,579
4,94	0,235	2,93	-0,00087	-90,888	-24,017
5,32	0,202	2,53	-0,00082	-98,399	-15,717
5,70	0,173	2,16	-0,00076	-102,983	-8,599
6,08	0,145	1,81	-0,00069	-105,072	-2,573
6,46	0,120	1,50	-0,00063	-105,065	2,450
6,84	0,097	1,21	-0,00057	-103,325	6,561
7,22	0,077	0,96	-0,00051	-100,182	9,851

7,60	0,058	0,73	-0,00045	-95,931	12,407
7,98	0,042	0,53	-0,00039	-90,835	14,315
8,36	0,029	0,36	-0,00034	-85,124	15,656
8,74	0,017	0,21	-0,00029	-78,998	16,506
9,12	0,006	0,08	-0,00024	-72,632	16,936
9,50	-0,002	-0,03	-0,00020	-66,172	17,012
9,88	-0,009	-0,11	-0,00017	-59,740	16,794
10,26	-0,015	-0,18	-0,00013	-53,438	16,337
10,64	-0,019	-0,24	-0,00010	-47,348	15,689
11,02	-0,022	-0,28	-0,00007	-41,533	14,895
11,40	-0,025	-0,31	-0,00005	-36,041	13,993
11,78	-0,026	-0,33	-0,00003	-30,908	13,017
12,16	-0,027	-0,34	-0,00001	-26,155	11,995
12,54	-0,028	-0,34	0,00000	-21,794	10,952
12,92	-0,027	-0,34	0,00001	-17,831	9,910
13,30	-0,027	-0,33	0,00002	-14,261	8,884
13,68	-0,026	-0,32	0,00003	-11,075	7,891
14,06	-0,024	-0,31	0,00004	-8,259	6,939
14,44	-0,023	-0,29	0,00004	-5,795	6,038
14,82	-0,021	-0,27	0,00004	-3,663	5,193
15,20	-0,020	-0,25	0,00004	-1,840	4,410
15,58	-0,018	-0,23	0,00004	-0,303	3,689
15,96	-0,016	-0,21	0,00004	0,972	3,033
16,34	-0,015	-0,18	0,00004	2,010	2,440
16,72	-0,013	-0,16	0,00004	2,834	1,910
17,10	-0,012	-0,14	0,00004	3,469	1,441
17,48	-0,010	-0,13	0,00004	3,937	1,029
17,86	-0,009	-0,11	0,00004	4,258	0,671
18,24	-0,007	-0,09	0,00003	4,454	0,365
18,62	-0,006	-0,08	0,00003	4,542	0,106
19,00	-0,005	-0,06	0,00003	4,539	-0,110

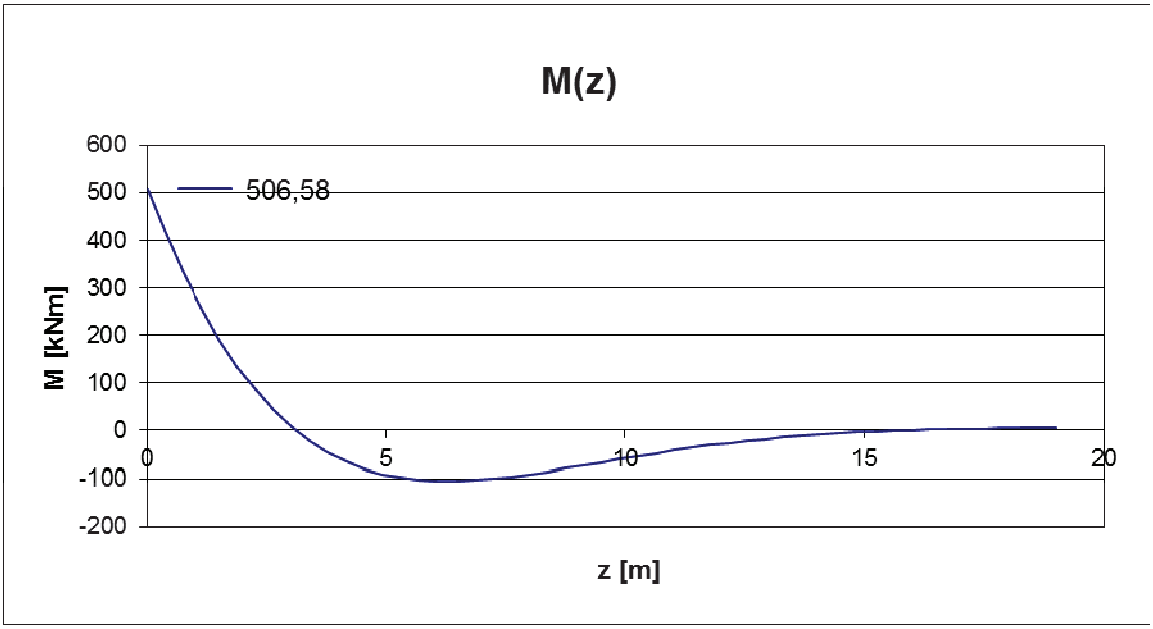


Figura 26.84 - Andamento del momento flettente M con la profondità z.

Il valore del massimo momento sollecitante $M_{Ed} = 507\,kN/m$ coincide con il momento d'incastro in testa al palo.

Il calcolo delle tensioni a SLE è riportato nella figura seguente.

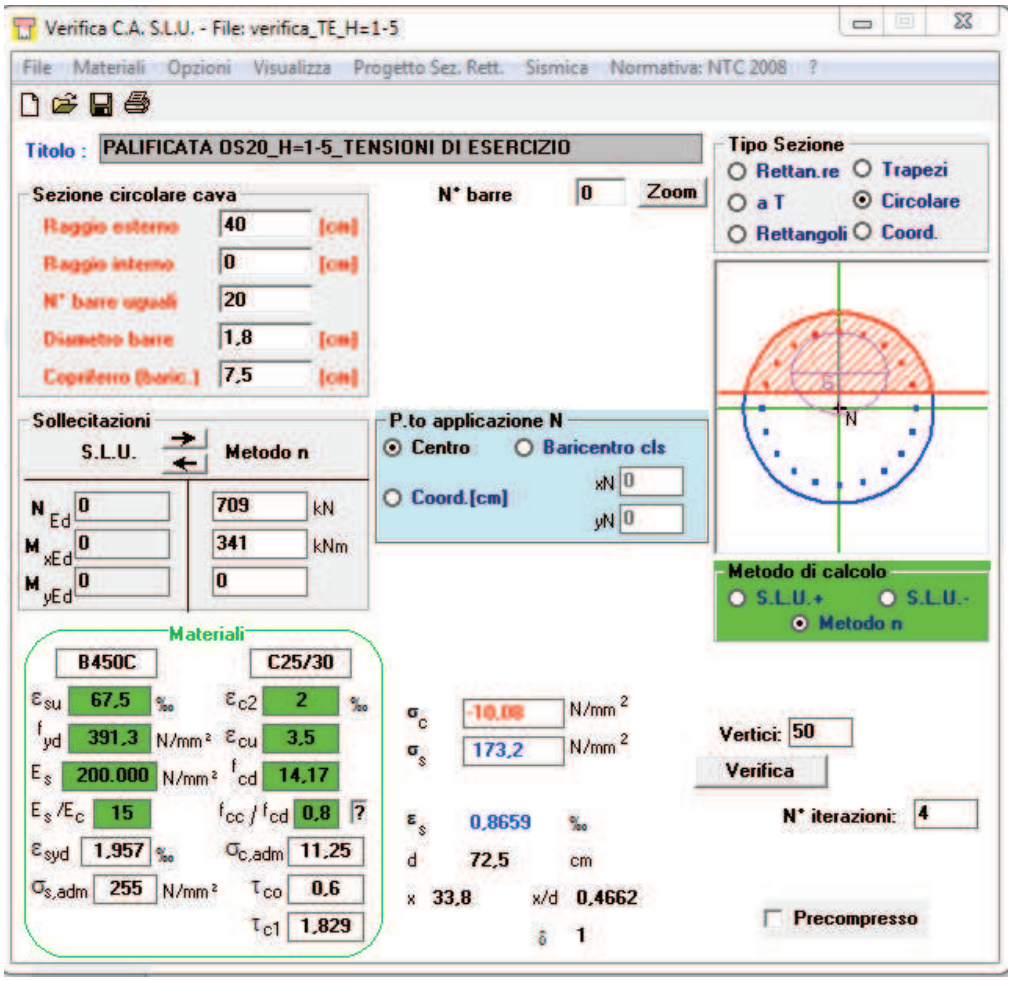


Figura 26.85 – Tensioni in esercizio

La verifica risulta soddisfatta.

26.18.1.4 Verifica di funzionalità SLE a fessurazione del palo

Di seguito si riporta il calcolo a fessurazione. La tensione in esercizio, indicata con ϑ_s, viene desunta dalla verifica SLE delle tensioni in esercizio nel palo. La verifica risulta ottemperata, dato che il valore di calcolo di apertura delle fessure w_d è inferiore al valore nominale w_1 (vedi tabella seguente).

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
ϑ_s	173 N/mm²	*Tensione massima armatura tesa sezione fessurata*
Rck	25,0 N/mm²	*Resistenza caratteristica cubica cls*
ϕ_l	18 mm	*Diametro barre longitudinali*
ϕ_s	10 mm	*Diametro staffe o spirale*
n	20	*Numero ferri longitudinali*
c	75 mm	*Ricoprimento del calcestruzzo*
D	800 mm	*Diametro*
k_t	0,4	*kt=0,6 ;0,4 carichi breve durata/lunga durata*
k_2	0,5	*k2=0,5 ;1,0 caso flessione/trazione semplice*
k_1	0,8	*k1=0,8 ;1,6 barre aderenza migliorata/lisce*
w	0,3 mm	*Valore limite apertura fessure*
Dati		
fck	20,8 N/mm²	*Resistenza caratteristica cilindrica cls*
i	96 mm	*Interasse ferri longitudinali*
A_ϕ	254 mm²	*Area barra longitudinale*
E_s	210000,0 N/mm²	*Modulo elastico acciaio da c.a*
f_{ctm}	2,3 N/mm²	*Resistenza a trazione media cls*
E_{cm}	30200,5 N/mm²	*Modulo elastico medio cls*
α_e	6,95	*Rapporto Es/Ecm*
f_{cm}	28,8 N/mm²	*Resistenza media cls*
ρ_{eff}	0,0158	*Rapporto area acciaio/area efficace*
ε_{sm1}	0,000521	*Deformazione unitaria media barre di calcolo*
ε_{sm2}	0,000495	*Deformazione unitaria media barre valore minimo*
ε_{sm}	0,000521	*Deformazione unitaria media*
k_3	3,4	*Coefficiente*
k4	0,4	*Coefficiente*
Δsmax	449,2 mm	*Distanza massima tra le fessure*
w_d	0,234 mm	*Valore di calcolo apertura fessure*

Tabella 26.179 –pali Tipo W: Verifica a fessurazione.

26.18.2 Verifiche geotecniche

26.18.2.1 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite verticale

Di seguito si riporta la curva di capacità portante che permette, in base al valore di scarico massimo sul palo, di determinare la lunghezza necessaria.

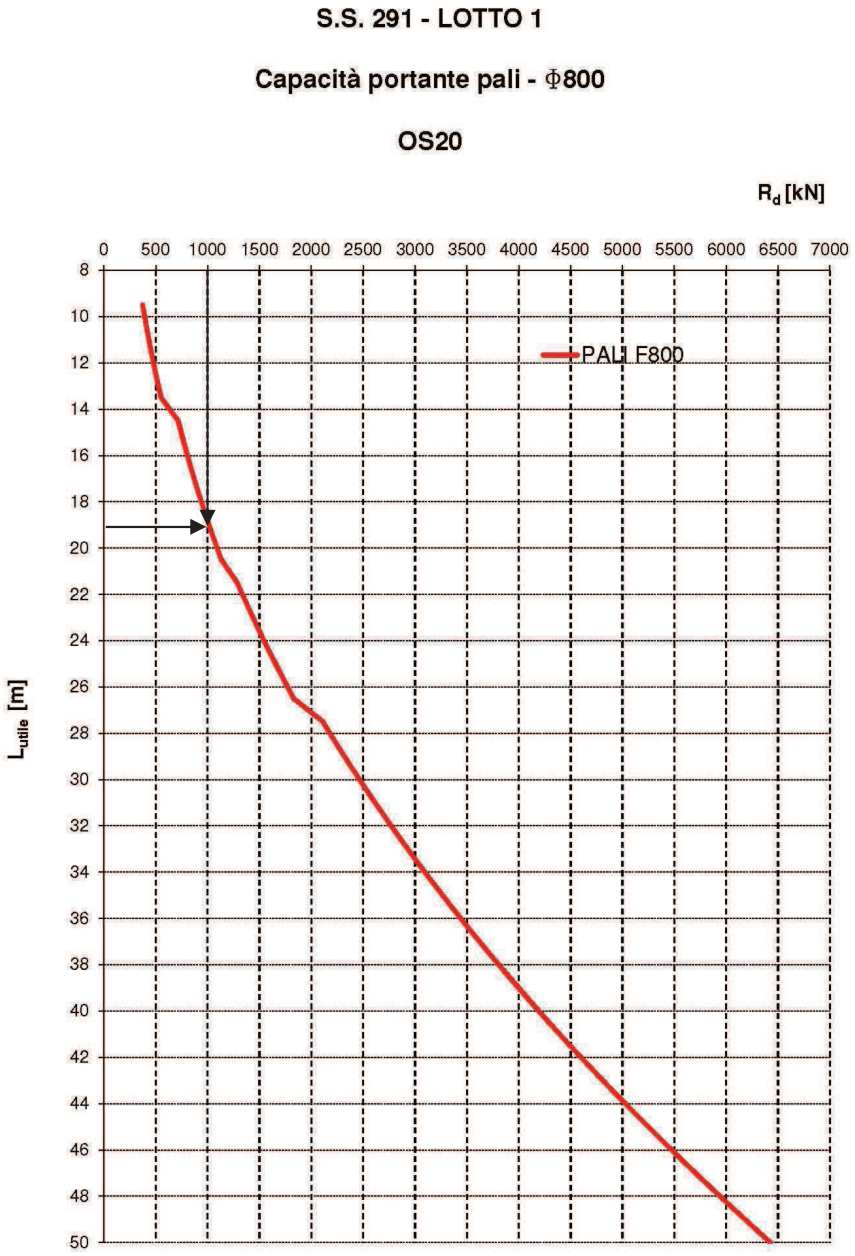


Figura 26.86 – Diagramma resistenza di progetto vs lunghezza di infissione.

Con una lunghezza del palo di L=19m otteniamo un valore del carico ultimo verticale di circa 1000Kn:

$R_{c,d}$ = 1000 kN > E_d = 929 kN.

A sintesi dei risultati ottenuti, emerge che il carico ultimo verticale di calcolo risulta superiore al valore di progetto delle azioni sollecitanti ($R_d \geq E_d$) e, pertanto, la verifica risulta soddisfatta.

26.18.2.2 Verifica di funzionalità SLU/SLV al carico limite orizzontale

Di seguito si riportano i risultati del calcolo del carico limite orizzontale di progetto $R_{tr,d}$.

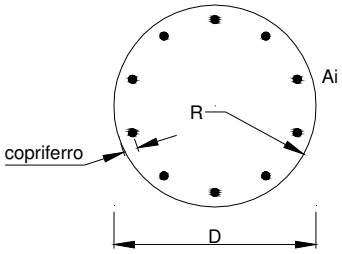
Per la determinazione del momento di plasticizzazione M_y si è considerato il palo realizzato con calcestruzzo di classe C25/30, armato con $20\phi18$, copriferro 7.5cm (rispetto ad asse barra longitudinale).

Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 800 (mm)

Raggio = 400 (mm)

Sforzo Normale = 900 (kN)



Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo C25/30

Rck = 30 (Mpa)

fck = 25 (Mpa)

γc = 1,5

α_{cc} = 0,85

$fcd = \alpha_{cc}\ fck / \gamma c$ = 14,17 (Mpa)

Acciaio

tipo di acciaio B450C

fyk = 450 (Mpa)

γs = 1,15

$fyd = fyk / \gamma s / \gamma E$ = 391,3 (Mpa)

Es = 206000 (Mpa)

ε_{ys} = 0,190%

ε_{uk} = 10,000%

Armature

numero		diametro (mm)	area (mm^2)	copriferro (mm)
20	ϕ	18	5089,38	75
0	ϕ	18	0,00	70
0	ϕ	8	0,00	30

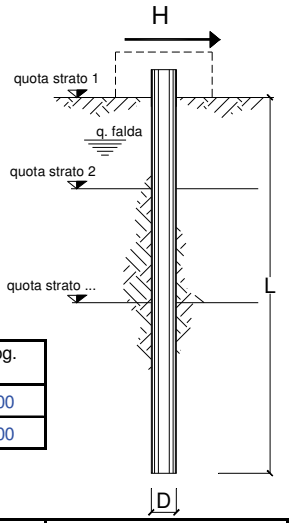
calcolo

Momento di Plasticizzazione

My = 757,7 (kN m) Inserisci

Figura 26.87 – Calcolo del momento di plasticizzazione My del palo.

opera OS20_H=1-5m_PALI PHI 800_CONDIZIONI DRENATE CD



coefficienti parziali Metodo di calcolo			A permanenti γ_G	A variabili γ_Q	M $\gamma_{\varphi'}$	M γ_{cu}	R γ_T
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		◉	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30

n	1 ◉	2 ○	3 ○	4 ○	5 ○	7 ○	≥10 ○	T.A. ○	prog. ○
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m^3)	γ' (kN/m^3)	Parametri medi φ (°)	Parametri medi k_p	Parametri medi c_u (kPa)	Parametri minimi φ (°)	Parametri minimi k_p	Parametri minimi c_u (kPa)
p.c.=strato 1		19,00	18	8	30	3,00		30	3,00	
☑ strato 2						1,00			1,00	
☐ strato 3						1,00			1,00	
☐ strato 4						1,00			1,00	
☐ strato 5						1,00			1,00	
☐ strato 6						1,00			1,00	

Quota falda	19	(m)
Diametro del palo D	0,80	(m)
Lunghezza del palo L	19,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	757,71	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

◉ palo impedito di ruotare
○ palo libero

Calcolo (ctrl+r)

	H medio		H minimo	
Palo lungo	528,8	(kN)	528,8	(kN)
Palo intermedio	2745,3	(kN)	2745,3	(kN)
Palo corto	10396,8	(kN)	10396,8	(kN)

H_{med} 528,8 (kN) Palo lungo — **H_{min} 528,8 (kN) Palo lungo**

$H_k = Min(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4)$ 311,06 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T$ **239,28 (kN)**

Carico Assiale Permanente (G): G = 226 (kN)
Carico Assiale variabile (Q): Q = (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q$ = 226,00 (kN)

FS = Hd / Fd = 1,06

Figura 26.88 – Verifica per carichi trasversali CD.

Risulta:

$R_{tr,d}$ = 239 kN > E_d = 226 kN.

La verifica, dunque, risulta soddisfatta.

Si segnala che i reali margini di sicurezza sono più elevati di quelli mostrati dalle verifiche: ciò è motivato sia dalla scelta prudenziale operata relativamente al valore caratteristico dell'angolo di resistenza al taglio ϕ'_k, sia dal fatto che la verifica viene condotta per il palo più caricato.

26.19 ALLEGATO DI CALCOLO STABILITÀ GLOBALE

26.19.1 Statica OS14

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: statica_rid_OS14.slim
- Last saved with Slide version: 6.032
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 23/10/2017, 18:38:10

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kPa]: 26
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Muro	Riporto	Alterazione	Alterazione Calcare	Calcare
Color					
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	18	19	19	19
Cohesion [kPa]		0	0	0	0
Friction Angle [deg]		29	26.3	26.3	26.3
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1	1
Ru Value	0				

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
-28.9373	-0.202612
-4.801	-0.202612
-3.202	-1.981
4.504	-1.981
6.985	0.837
70.836	0.837

Distributed Load

X	Y
0.656	7.452
-28.9374	7.452

External Boundary

X	Y
-28.934	-55.5
70.836	-55.5
70.836	-11.8669
70.836	-6.815
70.836	1.01
6.90591	1.01
3.354	1.01
2.871	0.496
2.315	0.496
1.822	1.031
1.496	1.031
1.496	7.452
0.656	7.452
-28.9374	7.452

-28.9374	-0.086
-28.934	-6.815
-28.934	-11.8669

Material Boundary

X	Y
-28.9374	-0.086
-4.744	-0.086
-3.143	-1.814
-2.156	-1.814

Material Boundary

X	Y
0.656	7.452
0	0
-2.156	0
-2.156	-1.814
3.30375	-1.814
3.30375	-0.061
1.496	-0.061
1.496	1.031

Material Boundary

X	Y
3.30375	-1.814
4.405	-1.814
6.90591	1.01

Material Boundary

X	Y
-28.934	-6.815
70.836	-6.815

Material Boundary

X	Y
-28.934	-11.8669

70.836 -11.8669

26.19.2 Sismica OS14

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: sismica_rid_OS14.slim
- Last saved with Slide version: 6.032
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 23/10/2017, 18:38:10

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.1085
- Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.054
- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kPa]: 4
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Muro	Riporto	Alterazione	Alterazione Calcare	Calcare
Color					
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	18	19	19	19
Cohesion [kPa]		0	0	0	0
Friction Angle [deg]		29	26.3	26.3	26.3
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table

Hu Value		1	1	1	1
Ru Value	0				

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
-28.9373	-0.202612
-4.801	-0.202612
-3.202	-1.981
4.504	-1.981
6.985	0.837
70.836	0.837

Distributed Load

X	Y
0.656	7.452
-28.9374	7.452

External Boundary

X	Y
-28.934	-55.5
70.836	-55.5
70.836	-11.8669
70.836	-6.815
70.836	1.01
6.90591	1.01
3.354	1.01
2.871	0.496
2.315	0.496
1.822	1.031
1.496	1.031
1.496	7.452
0.656	7.452
-28.9374	7.452
-28.9374	-0.086

-28.934	-6.815
-28.934	-11.8669

Material Boundary

X	Y
-28.9374	-0.086
-4.744	-0.086
-3.143	-1.814
-2.156	-1.814

Material Boundary

X	Y
0.656	7.452
0	0
-2.156	0
-2.156	-1.814
3.30375	-1.814
3.30375	-0.061
1.496	-0.061
1.496	1.031

Material Boundary

X	Y
3.30375	-1.814
4.405	-1.814
6.90591	1.01

Material Boundary

X	Y
-28.934	-6.815
70.836	-6.815

Material Boundary

X	Y
-28.934	-11.8669
70.836	-11.8669

26.19.3 Statica OS07

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: statica_rid_OS07.slim
- Last saved with Slide version: 6.032
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 23/10/2017, 18:38:10

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces

- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kPa]: 26
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Muro	Riporto	Alterazione	Alterazione Calcare	Calcare
Color					
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	18	19	19	19
Cohesion [kPa]		0	0	0	0
Friction Angle [deg]		29	26.3	26.3	26.3
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1	1
Ru Value	0				

Support Properties

Micropali

- Support Type: Micro-Pile
- Force Application: Passive
- Out-of-Plane Spacing: 0.9 m
- Pile Shear Strength: 136 kN
- Force Direction: Parallel to Surface

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.035	9.41299
7.728	8.457
16.898	5.653
24.348	5.653
44.5	5.044
64.926	3.754
100.045	1.60637

Distributed Load

X	Y
19.9974	19.645
0.113	19.645

Bolt

X	Y
17.5694	7.673
17.5694	-5.327

Bolt

X	Y
18.7812	7.673

18.7812	-5.327

Bolt

X	Y
19.9931	7.673
19.9931	-5.327

Bolt

X	Y
21.2049	7.673
21.2049	-5.327

External Boundary

X	Y
0.113	19.645
0.035	11.467
0.035	2.57445
0.0407201	-0.385
0.113	-37.781
100.045	-37.781
100.045	-5.32081
100.045	-2.42913
100.045	4.637
24.4359	9.22955
21.7714	9.279
20.576	9.279
20.576	19.645
19.9974	19.645

Material Boundary

X	Y
19.9974	19.645
19.015	9.279
16.894	9.279
16.894	7.673
21.7714	7.673
21.7714	9.279

Material Boundary

X	Y
0.035	11.467
6.527	10.872
13.652	9.861
15.904	7.609
22.859	7.609
24.4359	9.22955

Material Boundary

X	Y
0.035	2.57445
26.7361	2.57445
100.045	-2.42913

Material Boundary

X	Y
0.0407201	-0.385
26.702	-0.385
100.045	-5.32081

26.19.4 Sismica OS07

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: sismica_rid_OS07.slim
- Last saved with Slide version: 6.032
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 23/10/2017, 18:38:10

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units

- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.072
- Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.036
- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kPa]: 4
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Muro	Riporto	Alterazione	Alterazione Calcare	Calcare
Color					
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	18	19	19	19
Cohesion [kPa]		0	0	0	0
Friction Angle [deg]		29	26.3	26.3	26.3
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1	1
Ru Value	0				

Support Properties

Micropali

- Support Type: Micro-Pile
- Force Application: Passive
- Out-of-Plane Spacing: 0.9 m
- Pile Shear Strength: 136 kN
- Force Direction: Parallel to Surface

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
0.035	9.41299

7.728	8.457
16.898	5.653
24.348	5.653
44.5	5.044
64.926	3.754
100.045	1.60637

Distributed Load

X	Y
19.9974	19.645
0.113	19.645

Bolt

X	Y
17.5694	7.673
17.5694	-5.327

Bolt

X	Y
18.7812	7.673
18.7812	-5.327

Bolt

X	Y
19.9931	7.673
19.9931	-5.327

Bolt

X	Y
21.2049	7.673
21.2049	-5.327

External Boundary

X	Y
0.113	19.645

0.035	11.467
0.035	2.57445
0.0407201	-0.385
0.113	-37.781
100.045	-37.781
100.045	-5.32081
100.045	-2.42913
100.045	4.637
24.4359	9.22955
21.7714	9.279
20.576	9.279
20.576	19.645
19.9974	19.645

Material Boundary

X	Y
19.9974	19.645
19.015	9.279
16.894	9.279
16.894	7.673
21.7714	7.673
21.7714	9.279

Material Boundary

X	Y
0.035	11.467
6.527	10.872
13.652	9.861
15.904	7.609
22.859	7.609
24.4359	9.22955

Material Boundary

X	Y
0.035	2.57445
26.7361	2.57445
100.045	-2.42913

Material Boundary

X	Y
0.0407201	-0.385
26.702	-0.385
100.045	-5.32081

26.19.5 Statica OS20

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: statica_rid_OS20.slim
- Last saved with Slide version: 6.032
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 23/10/2017, 18:38:10

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units
- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes

- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kPa]: 26
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Muro	Riporto	Alterazione	Calcare
Color				
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	18	18	18

Cohesion [kPa]		0	8	8
Friction Angle [deg]		29	24.6	24.6
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1
Ru Value	0			

Support Properties

Pali phi800

- Support Type: Micro-Pile
- Force Application: Passive
- Out-of-Plane Spacing: 1.2 m
- Pile Shear Strength: 262 kN
- Force Direction: Parallel to Surface

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
-28.9374	-0.166
-4.802	-0.166
-3.155	-1.882
4.453	-1.882
6.921	0.969
70.836	0.969

Distributed Load

X	Y
0.785	8.986
-28.9374	8.986

Bolt

X	Y
-1.55175	-1.814
-1.55175	-20.814

Bolt

X	Y
0.558628	-1.814
0.558628	-20.814

Bolt

X	Y
2.669	-1.814
2.669	-20.814

External Boundary

X	Y
-28.934	-55.5
70.836	-55.5
70.836	-14.82
70.836	1.01
6.90591	1.01
3.354	1.01
2.871	0.496
2.315	0.496
1.822	1.031
1.496	1.031
1.496	8.986
0.785	8.986
-28.9374	8.986
-28.9374	-0.086
-28.9365	-14.82

Material Boundary

X	Y
-28.9374	-0.086
-4.744	-0.086
-3.143	-1.814
-2.156	-1.814

Material Boundary

X	Y
0.785	8.986
0	0
-2.156	0
-2.156	-1.814
3.30375	-1.814
3.30375	-0.061
1.496	-0.061
1.496	1.031

Material Boundary

X	Y
3.30375	-1.814
4.405	-1.814
6.90591	1.01

Material Boundary

X	Y
-28.9365	-14.82
70.836	-14.82

26.19.6 Sismica OS20

Slide Analysis Information

SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Project Summary

- File Name: Sismica_rid_OS20.slim
- Last saved with Slide version: 6.032
- Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program
- Date Created: 23/10/2017, 18:38:10

General Settings

- Units of Measurement: Metric Units

- Time Units: days
- Permeability Units: meters/second
- Failure Direction: Left to Right
- Data Output: Standard
- Maximum Material Properties: 20
- Maximum Support Properties: 20

Analysis Options

Analysis Methods Used

- GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

- Number of slices: 25
- Tolerance: 0.005
- Maximum number of iterations: 50
- Check malpha < 0.2: Yes
- Initial trial value of FS: 1
- Steffensen Iteration: Yes

Groundwater Analysis

- Groundwater Method: Water Surfaces
- Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m3
- Advanced Groundwater Method: None

Random Numbers

- Pseudo-random Seed: 10116
- Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

Surface Options

- Surface Type: Circular
- Search Method: Grid Search
- Radius Increment: 10
- Composite Surfaces: Disabled
- Reverse Curvature: Create Tension Crack
- Minimum Elevation: Not Defined
- Minimum Depth: Not Defined

Loading

- Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.072
- Seismic Load Coefficient (Vertical): -0.036
- 1 Distributed Load present

Distributed Load 1

- Distribution: Constant
- Magnitude [kPa]: 4
- Orientation: Normal to boundary

Material Properties

Property	Muro	Riporto	Alterazione	Calcare
Color				
Strength Type	Infinite strength	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
Unit Weight [kN/m3]	25	18	18	18
Cohesion [kPa]		0	8	8
Friction Angle [deg]		29	24.6	24.6
Water Surface	None	Water Table	Water Table	Water Table
Hu Value		1	1	1
Ru Value	0			

Support Properties

Pali phi800

- Support Type: Micro-Pile
- Force Application: Passive
- Out-of-Plane Spacing: 1.2 m
- Pile Shear Strength: 262 kN
- Force Direction: Parallel to Surface

List Of Coordinates

Water Table

X	Y
-28.9374	-0.166

-4.802	-0.166
-3.155	-1.882
4.453	-1.882
6.921	0.969
70.836	0.969

Distributed Load

X	Y
0.785	8.986
-28.9374	8.986

Bolt

X	Y
-1.55175	-1.814
-1.55175	-20.814

Bolt

X	Y
0.558628	-1.814
0.558628	-20.814

Bolt

X	Y
2.669	-1.814
2.669	-20.814

External Boundary

X	Y
-28.934	-55.5
70.836	-55.5
70.836	-14.82
70.836	1.01
6.90591	1.01
3.354	1.01
2.871	0.496
2.315	0.496

1.822	1.031
1.496	1.031
1.496	8.986
0.785	8.986
-28.9374	8.986
-28.9374	-0.086
-28.9365	-14.82

Material Boundary

X	Y
-28.9374	-0.086
-4.744	-0.086
-3.143	-1.814
-2.156	-1.814

Material Boundary

X	Y
0.785	8.986
0	0
-2.156	0
-2.156	-1.814
3.30375	-1.814
3.30375	-0.061
1.496	-0.061
1.496	1.031

Material Boundary

X	Y
3.30375	-1.814
4.405	-1.814
6.90591	1.01

Material Boundary

X	Y
-28.9365	-14.82
70.836	-14.82