

S.S. 131 di "Carlo Felice"
Adeguamento e messa in sicurezza della S.S.131
Risoluzione dei nodi critici - 2° stralcio
dal km 108+300 al km 158+000

PROGETTO ESECUTIVO

CA284

R.T.I. di PROGETTAZIONE:

Mandataria

Mandante



**PRO
ITER**
Progetto
Infrastrutture
Territorio s.r.l.

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

PROGETTISTI:

Ing. Riccardo Formichi - Pro Iter srl (Integratore prestazioni specialistiche)
Ordine Ing. di Milano n. 18045

Ing. Riccardo Formichi
Ordine Ing. di Milano n. 18045

IL GEOLOGO

Dott. Geol. Massimo Mezzanatica - Pro Iter srl
Albo Geol. Lombardia n. A762

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Ing. Diego Ceccherelli
Ordine Ing. di Milano n. 15813

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Salvatore FRASCA



PROTOCOLLO

DATA

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Svincolo di Mulargia-Macomer. Cavalcavia al km 148+500 - CV02 SU V02

Relazione geotecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA:	
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.		V02GE00GETRE01B.pdf			
L O P L S Q	E	1901	CODICE ELAB. V02GE00GETRE01			B	-
D							
C							
B	REVISIONE PER ISTRUTTORIA, VERIFICA E CONTROLLI D.LGS.35/11			Aprile 2021	Netso	Donelli	Formichi
A	EMISSIONE			Marzo 2020	Parisi	Rivoltini	Formichi
REV.	DESCRIZIONE			DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	Normativa di riferimento	6
2.2	Riferimenti bibliografici	6
3	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO	9
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	9
6.1	Descrizione delle indagini	9
6.2	Profili stratigrafici dell'area.....	10
6.3	Unità geotecnica C – Coltri eluvio colluviali	10
6.4	Unità geotecnica Pa – Piroclastiti alterate.....	10
6.5	Unità geotecnica P – Piroclastiti	12
7	CRITERI DI PROGETTAZIONE UTILIZZATI NELLE VERIFICHE SISMICHE.....	15
8	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO.....	16
9	CRITERI DI VERIFICA	16
9.1	Verifiche agli Stati Limite Ultimi	16
9.1.1	Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione	16
9.1.2	Verifica per sollecitazione tagliante.....	16
9.2	Verifiche agli Stati Limite di esercizio.....	17
9.2.1	Premessa	18
9.2.1.1	Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)	19
9.2.1.2	Ampiezza delle fessure	19
10	CRITERI DI VERIFICA E CURVE DI capaCità portante DEI pali DI FONDAZIONE	20
11	MODELLO DI CALCOLO	31
12	ANALISI DEI CARICHI.....	32
12.1	Peso proprio degli elementi strutturali.....	32
12.2	Peso proprio del terreno	32
12.3	Spinta del terreno	32
12.4	Carico accidentale.....	33
12.5	Sovraspinta dovuta al carico accidentale.....	34

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

12.6	Azioni sismiche.....	35
12.6.1	Metodo di analisi	35
12.6.1.1	Individuazione delle categorie sismiche dei suoli di fondazione	35
12.6.2	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.....	35
12.6.3	Spinte sismiche	36
12.7	Urto dei veicoli in svio.....	37
13	COMBINAZIONI DI CARICO.....	38
14	RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI	39
15	VERIFICHE STRUTTURALI.....	46
15.1	FONDAZIONE.....	46
15.1.1	Verifiche strutturali Direzione 1	46
15.1.1.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	46
15.1.1.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio	47
15.1.1.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio	49
15.1.2	Verifiche strutturali Direzione 2.....	50
15.1.2.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	50
15.1.2.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.....	51
15.1.2.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio	54
15.2	MURI ANDATORI.....	56
15.2.1	Verifiche strutturali della sezione di base.....	56
15.2.1.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 1 (orizzontale).....	56
15.2.1.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 1 (orizzontale)	57
15.2.1.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 1 (orizzontale).....	59
15.2.1.4	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 2 (verticale)....	60
15.2.1.5	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 2 (verticale)	61
15.2.1.6	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 2 (verticale).....	62
15.2.2	Verifiche strutturali della sezione corrente	64
15.2.2.1	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 1 (orizzontale).....	64
15.2.2.2	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 1 (orizzontale)	65
15.2.2.3	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 1 (orizzontale).....	66
15.2.2.4	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 2 (verticale)....	67
15.2.2.5	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 2 (verticale)	68
15.2.2.6	Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 2 (verticale).....	70
16	FONDAZIONI SU PALI.....	71
16.1	AZIONI.....	71
16.1.1	Azioni nel baricentro della fondazione	71

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

16.1.2	Sollecitazioni nei pali	72
16.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	75
16.2.1	Capacità portante Verticale	75
16.2.2	Capacità portante orizzontale	76
16.2.3	Cedimenti e spostamenti orizzontali	78
16.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	79
16.3.1	Verifiche strutturali agli Stati limite Ultimi	79
16.3.2	Verifiche strutturali agli Stati limite di Esercizio	82
16.3.2.1	Verifica tensionale.....	82
16.3.2.2	Fessurazione	83

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

1 INTRODUZIONE

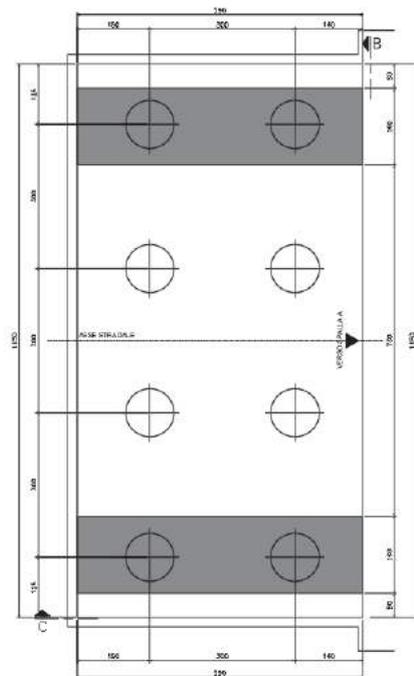
Il presente documento fa riferimento alla progettazione esecutiva e relative verifiche degli elementi strutturali costituenti i "Muri andatori" che completano la struttura del cavalcavia CV02 in progetto per lo svincolo Mulargia Macomer posto al Km 148+500 dell'Asse Viario "Carlo Felice", nell'ambito dei lavori di "Adeguamento e messa in sicurezza della S.S. 131".

I Muri andatori sono realizzati al fine di arretrare la chiusura del cono del rilevato, pertanto si realizzano in continuità alle spalle A e B del ponte, giuntandole strutturalmente a queste. Le geometrie dei 2 Muri andatori, risultano identiche per quanto concerne le strutture di fondazione, mentre si differenziano in elevazione per quanto concerne l'altezza massima dei paramenti di contenimento; in particolare il Muro andatore "1" presenta una massima altezza di circa 9,20 mt (nel suo punto di massimo spiccato rispetto alla piastra fondale), mentre il Muro Andatore "2" presenta una massima altezza di elevazione pari a 8,20 mt. La differenza di altezza dei paramenti verticali di contenimento è insita nella differente quota di imposta delle fondazioni dei due muri a monte ed a valle dell'impalcato. Le piastre di base di ciascun Muro Andatore, spesse 150 cm, sono fondate su 8 pali del tipo trivellati in c.a., di lunghezza 22m, diametro $\Phi 1000$ ed interasse 3Φ . La fila di pali adiacente alla spalla si trova ad una distanza leggermente inferiore a 3Φ rispetto ai pali della spalla; la possibile interazione è stata opportunamente tenuta in conto nel dimensionamento della palificata.

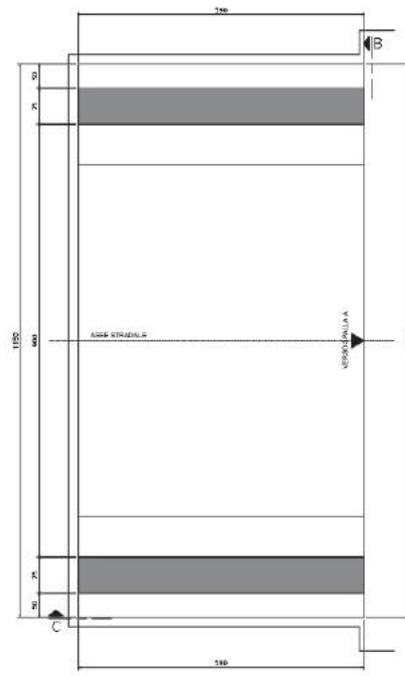
I muri in elevazione, invece, presentano spessori variabili con un massimo di 160 cm allo spiccato fondale, ed un minimo di 75 cm in testa. La dimensione longitudinale di ciascun Muro Andatore è pari a 5.90 mt. Di seguito la sezione strutturale dei Muri Andatori in progetto.

Nel seguito si presentano i calcoli strutturali con riferimento al Muro Andatore "1", quello che presenta la massima altezza di contenimento, e dunque le massime sollecitazioni agenti.

SEZIONE A-A
Scala 1:50



SEZIONE D-D
Scala 1:50



RTI di progettazione:



Mandataria

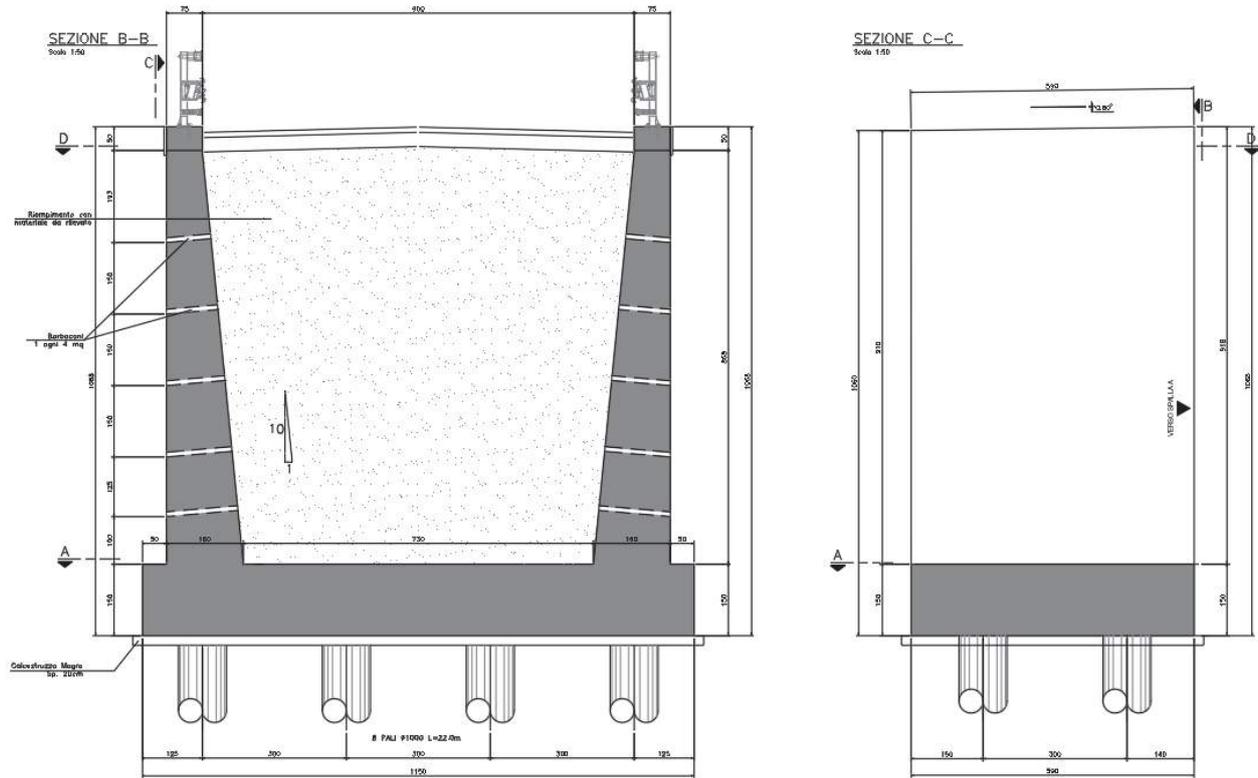
Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Sezioni orizzontali Muro andatore 1



Sezioni orizzontali Muro andatore 2

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa di riferimento

- [1] D.M. 14.01.2008 "Norme tecniche per le costruzioni".
- [2] **Circ. 02.02.2009, n.617 C.S.LL.PP.** "Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14.01.2008.
- [3] Tutte le Norme UNI richiamate nei D.M., Istruzioni, Circolari di cui si fa menzione.

2.2 Riferimenti bibliografici

Migliacci – F. Mola: **Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.** – Masson Italia Editori 1985.

3 PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA

Sap2000 Advance rel. 21.0.2 – Structural Analysis program

Computers and Structures, Inc. – Berkeley CA, USA

Programma di calcolo ad elementi finiti monodimensionali, bidimensionali e tridimensionali

Group v.11 2019

Ensoft, Inc

Programma di calcolo per lo studio del comportamento di una palificata sotto carichi assiali e laterali

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per getto in opera - elevazioni:

- | | | |
|---|-----------------------------------|-----------|
| • Caratteristica di resistenza minima | | C32/40 |
| • Classe di esposizione | | XC4 – XD1 |
| • Resistenza caratteristica cilindrica | $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$ | 33.20 MPa |
| • Resistenza caratteristica cubica | $R_{ck} =$ | 40.00 MPa |
| • Valore medio resistenza caratteristica cilindrica | $f_{cm} = f_{ck} + 8$ | 41.20 MPa |
| • Valore medio resistenza a trazione assiale | $f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$ | 3.100 MPa |
| • Modulo di elasticità secante | $E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$ | 33642 MPa |
| • Classe di consistenza | | S4 |
| • Copriferro | | 50 mm |

Stato Limite Ultimo

- | | | |
|--------------------------------------|--------------|------|
| • Coefficiente parziale di sicurezza | $\gamma_c =$ | 1.50 |
|--------------------------------------|--------------|------|

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

• Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
• Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$	18.81 MPa
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	1.45 MPa

Stato Limite di Esercizio

• Tensione max di compressione – Comb.rara	$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$	19.92 MPa
• Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente	$= 0.45 f_{ck}$	14.94 MPa

Calcestruzzo per getto in opera fondazioni spalle:

• Caratteristica di resistenza minima		C28/35
• Classe di esposizione		XC2
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	29.05 MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	35.00 MPa
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	37.05 MPa
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	2.835 MPa
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	32588 MPa
• Classe di consistenza		S4
• Copriferro		50 mm

Stato Limite Ultimo

• Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_C =$	1.50
• Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} =$	0.85
• Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C$	16.46 MPa
• Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C$	1.32 MPa

Stato Limite di Esercizio

• Tensione max di compressione – Comb.rara	$\sigma_c = 0.60 f_{ck}$	17.43 MPa
• Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente	$= 0.45 f_{ck}$	13.07 MPa

Calcestruzzo per getto in opera pali:

• Caratteristica di resistenza minima		C25/30
• Classe di esposizione		XC2
• Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	24.90 MPa
• Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} =$	30.00 MPa
• Valore medio resistenza caratteristica cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	32.90 MPa
• Valore medio resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3}$	2.56 MPa
• Modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$	31447MPa

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

- Classe di consistenza S4
- Copriferro 75 mm

Stato Limite Ultimo

- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_C = 1.50$
- Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata $\alpha_{cc} = 0.85$
- Resistenza a compressione di calcolo $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C = 14.11 \text{ MPa}$
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 1.19 \text{ MPa}$

Stato Limite di Esercizio

- Tensione max di compressione – Comb.rara $\sigma_c = 0.60 f_{ck} = 14.94 \text{ MPa}$
- Tensione max di compressione – Comb.quasi permanente $= 0.45 f_{ck} = 11.21 \text{ MPa}$

Calcestruzzo magro per sottofondazioni:

- Caratteristica di resistenza minima C12/15
- Classe di esposizione X0
- Classe di consistenza -

Acciaio per armature ordinarie:

- Barre nervate per cemento armato **B450C**
- Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%) $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica di snervamento (frattile 5%) $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

Stato Limite Ultimo

- Coefficiente parziale di sicurezza $\gamma_s = 1.15$
- Resistenza a trazione di calcolo $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30 \text{ MPa}$

Stato Limite di Esercizio

- Tensione max di trazione $\sigma_s = 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOMORFOLOGICO

In corrispondenza del nuovo svincolo di Mulargia-Macomer, al km 148+500 della S.S.131, è prevista la realizzazione di un cavalcavia per l'attraversamento della S.S.131 da parte della S.P.62, che attualmente presenta un innesto a T sul lato est della stessa. L'opera è costituita da un ponte a campata unica di luce pari a $L=37.20$ m. Le spalle sono previste con fondazioni su pali di grande diametro. A ridosso delle spalle si rende necessaria la costruzione di muri al fine arretrare la chiusura del cono di rilevato; tali muri sono anch'essi fondati su pali di grande diametro.

L'intervento si colloca in un'area pressoché pianeggiante, rappresentata dalla terminazione meridionale dell'Altopiano di Campeda, costituito dai depositi basaltici della Campeda - Planargia (Subunità di Campeda). Questi si appoggiano sulle piroclastiti da ricaduta e da flusso appartenenti all'Unità di Macomer (Distretto vulcanico di Bonorva) che affiorano in superficie nella porzione meridionale dell'intervento. In corrispondenza del cavalcavia di attraversamento della S.S.131 in progetto, i sondaggi S4_DH, F20Adx e F20Bdx mostrano la presenza di piroclastiti ed ignimbriti a struttura eutattica, di consistenza da litoide a pseudolitoide, a granulometria sabbioso-limosa, di colore rossastro e grigiastro, almeno entro i primi 35 m di profondità. Dagli stessi sondaggi si osservano frequenti fenomeni di argillificazione delle piroclastiti, più o meno spinta, almeno fino ad una profondità di 20 m.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

6.1 Descrizione delle indagini

Nel corso della progettazione l'area in oggetto è stata indagata con due stese sismiche a rifrazione e con di sondaggi limitrofi interessanti unità geotecniche simile. Dall'interpretazione delle risultanze delle campagne geognostiche eseguite si sono ricavati i parametri geotecnici dei litotipi incontrati nella tratta in esame. L'ubicazione di tutte le indagini è riportata negli elaborati **V02GE00GEOPU01A** e **V02GE00GEOPU02A**.

Nello specifico, le campagne di indagine condotte nell'area sono:

- Campagna di indagine geognostica del 1997 eseguita da Soiltecnica s.r.l.;
- Campagna di indagine geosismica del 2015 eseguita da Progeo s.r.l.;
- Campagna di indagine geognostica integrativa ANAS del 2015-2016 .

Complessivamente, sono state eseguite le seguenti indagini:

- sondaggi geognostici a carotaggio continuo con prelievo di campioni indisturbati, rimaneggiati e in roccia sui quali sono state eseguite le prove geotecniche di laboratorio;
- esecuzione di prove down-hole in sito;
- esecuzione di prospezioni geofisiche;
- realizzazione di pozzetti esplorativi.

INDAGINI ANAS DEL 2015- 2016

La campagna di indagine geognostica eseguita nel 2015 - 2016 è stata condotta dalla società Sondedile s.r.l.. Le prospezioni sismiche sono state realizzate invece dalla società Progeo s.r.l.

Nel dettaglio le indagini eseguite consistono in:

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

- 1 sondaggio geotecnico a carotaggio continuo (*S4_DH*), di lunghezza pari a 35 m dal p.c., con prelievo di campioni di terreno e di roccia, sui quali sono state eseguite analisi e prove di laboratorio. Nel corso delle perforazioni sono state eseguite prove penetrometriche in foro SPT con campionatore Raymond (*a punta aperta*), per il prelievo di campioni rimaneggiati di terreno. All'interno del sondaggio S4DH è stata eseguita una prova dinamica in foro di tipo *Down Hole* che ha consentito di misurare la velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s) e di compressione (V_p) fino alla profondità di 30 m. Anche i sondaggi S25 e S26, realizzati in prossimità dello svincolo Macomer, mostrano stratigrafie analoghe;
- 2 profili sismici a rifrazione (*LS1 e LS2*) elaborato con tecnica tomografica, di lunghezza di circa 115 m, per una profondità di investigazione media di circa 20-30 m, con la registrazione delle onde S e P;
- 3 pozzetti esplorativi PZ23, PZ24, PZ26 e PZ27.

6.2 Profili stratigrafici dell'area

Dall'interpretazione geologica dei sondaggi delle diverse campagne di indagine eseguite e dall'esame dei risultati delle prove di laboratorio e delle prove in sito, è stata effettuata la ricostruzione stratigrafica dell'area interessata dalle opere in progetto. Di seguito si riportano le unità geotecniche individuate:

- Coltre eluvio-colluviale (**C**) delle piroclastiti sottostanti costituita prevalentemente da sabbia e argilla immersi in clasti eterometrici con spessore di circa 2,5 m;
- Piroclastiti alterate (**Pa**), costituite dall'alterazione dei depositi piroclastici pomiceo – cineritici (*Distretto Vulcanico di Bonorva – Unità di Macomer*) avente spessore di circa 5m;
- Piroclastiti (**P**), costituite da depositi piroclastici pomiceo – cineritici (*Distretto Vulcanico di Bonorva – Unità di Macomer*).

6.3 Unità geotecnica C – Coltri eluvio colluviali

Le analisi granulometriche per i terreni in esame indicano una prevalenza della frazione ghiaiosa-sabbiosa per una buona parte dei campioni. In assenza di dati sperimentali specifici per tale unità geotecnica si è assunto un valore di $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$. I parametri di resistenza al taglio in condizioni drenate sono stati assunti pari a $c' = 0-10 \text{ kPa}$ e ϕ' compreso tra 25° e 28° .

Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento alla prova geofisica Down-Hole eseguita nel sondaggio *S4_DH*. In particolare, tenuto conto dei risultati delle prove sismiche, riportate nell'elaborato **T00GE00GEORE06A** – "Documentazione indagini geofisiche – 2015/2016", è stato stimato un modulo elastico di Young variabile tra 15 e 20 MPa.

In considerazione della modestia delle informazioni disponibili, ai fini della presente caratterizzazione si è fatto comunque riferimento a dati di letteratura.

6.4 Unità geotecnica Pa – Piroclastiti alterate

Per la caratterizzazione dell'unità geotecnica **PA** (*piroclastiti alterate*) sono stati presi in esame i risultati delle prove di laboratorio condotte sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati nel corso del sondaggio *S4_DH* relativo alla campagna di indagine 2015-16 (Sondedile s.r.l.). In particolare per la valutazione delle caratteristiche meccaniche di resistenza si è fatto riferimento ai risultati delle

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

prove di laboratorio, condotte su campioni indisturbati, di taglio diretto (TD). Per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità si è fatto riferimento alla prova Down-Hole eseguita nel sondaggio S4_DH.

Nelle Figure 4 e 5 sono rappresentati i risultati dell'elaborazione delle prove considerate ai fini della caratterizzazione dell'unità geotecnica in esame.

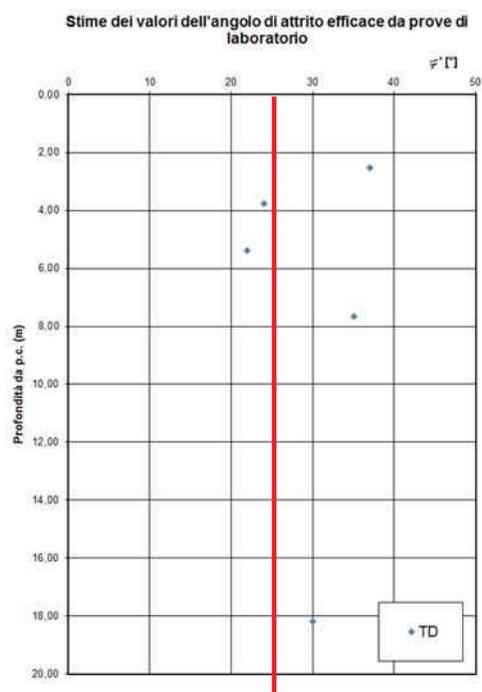


Figura 4. Unita PA – Angolo di resistenza al taglio.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

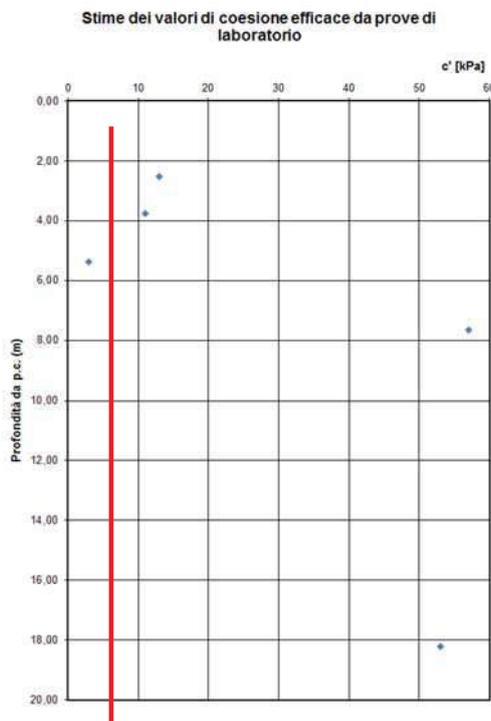


Figura 5. Unita PA – Coesione efficace.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche caratteristiche assunte nelle verifiche:

- peso di volume naturale $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 28^\circ \div 30^\circ$;
- coesione drenata $c' = 5 \div 10 \text{ kPa}$;
- Modulo elastico di Young $E' = 20 \div 100 \text{ MPa}$.

6.5 Unità geotecnica P – Piroclastiti

La caratterizzazione geomeccanica dell'unità geotecnica **P** (*piroclastiti*) è stata eseguita a partire dai valori della resistenza a compressione uniassiale (σ_{ci}) ottenuta su campioni indisturbati di roccia intatta e dall'indice GSI (*Geological Strength Index*) valutato sulla base delle informazioni desumibili dai rilievi e dalle cassette catalogatrici.

Nella Figure 6 e 7 si riportano i risultati della resistenza a compressione uniassiale (*stimata da prove di resistenza speditiva tipo Point-Load e da prove di compressione uniassiale UxDC*) e l'indice GSI con la profondità.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

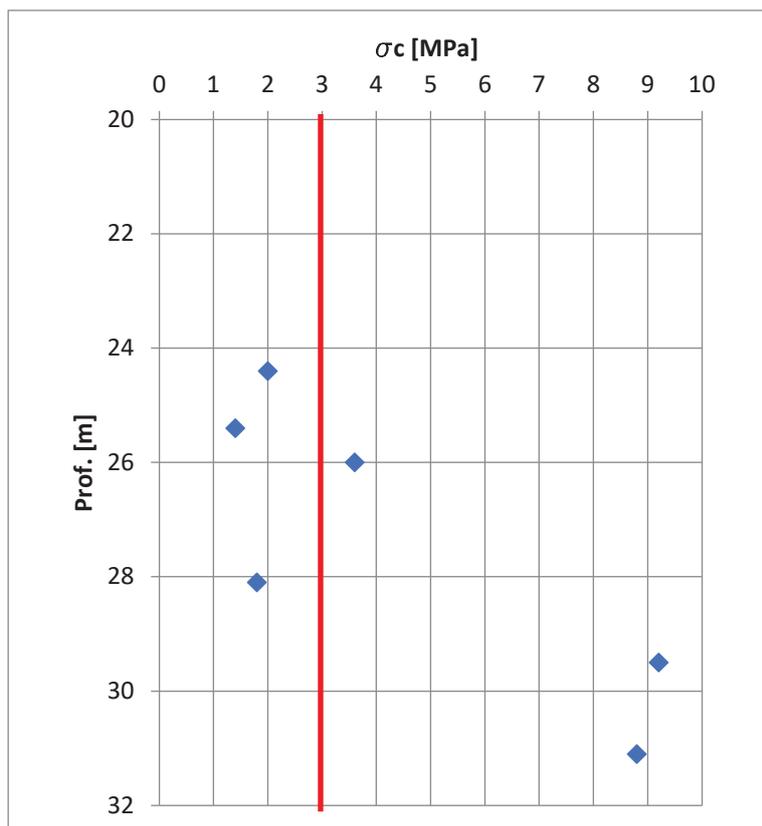


Figura 6. Unità P – Resistenza a compressione uniassiale da PL e UxDC.

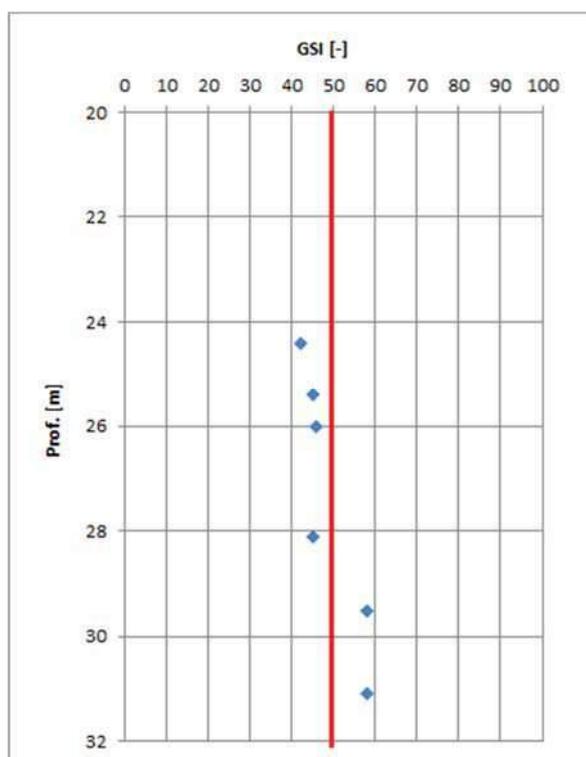


Figura 7. Unità P - Indice GSI.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

La stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso (Figura 6) è stata eseguita mediante il criterio di *Hoek Brown* considerando:

GSI = 49;

$m_i = 13$;

$\sigma_{ci} = 2$ MPa resistenza a compressione uniassiale;

D = 0 fattore di disturbo.

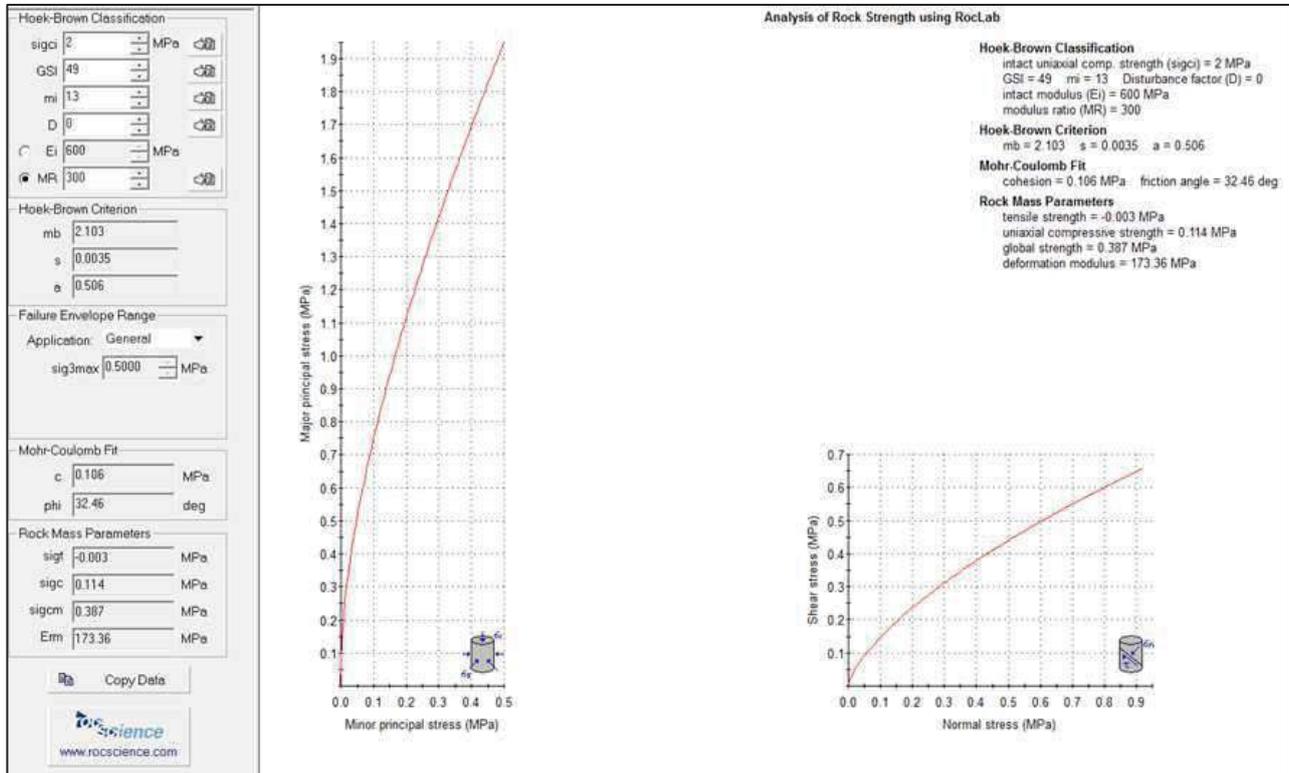


Figura 8. Unità P - Stima dei parametri di resistenza al taglio dell'ammasso (Hoek-Brown).

Per l'unità geotecnica P (*Piroclastiti*), si considerano i seguenti parametri geotecnici operativi:

$\gamma = 20$ kN/m³ peso dell'unità di volume;

$c' = 30 \div 50$ kPa coesione in condizioni drenate;

$\phi = 30^\circ \div 33^\circ$ angolo di resistenza al taglio;

E > 100 MPa modulo elastico.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

7 CRITERI DI PROGETTAZIONE UTILIZZATI NELLE VERIFICHE SISMICHE

Dall'analisi della stratigrafia del sondaggio **S4_DH** e della relativa prospezione sismica down-hole, si può constatare che il bedrock sismico ($V_s \geq 800$ m/s) è presente ad una profondità di oltre 30 m dal piano di posa delle fondazioni. In tale contesto, come indicato al paragrafo 3.2.2 delle NTC 2008, la velocità equivalente delle onde di taglio V_{seq} è definita dal parametro V_{s30} .

In particolare, il calcolo della V_{s30} ha fornito un valore di 245 m/s, che ha consentito di attribuire all'opera in oggetto una **categoria di sottosuolo di tipo C**, corrispondente a *depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s*.

In base alla categoria di sottosuolo determinata con la prospezione sismica down-hole e con i due stendimenti sismici a rifrazione (categoria C), il valore del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/08), può essere calcolato con la seguente espressione:

$$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$$

In base alle condizioni topografiche presenti in sito (T_1 = superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$) per configurazioni superficiali semplici si può adottare il seguente valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T (cfr. Tabella 3.2.V del D.M. 14/01/08):

Categoria topografica	S_T
T1	1.0

In assenza di analisi specifiche di risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g$$

dove:

- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.V);
- S_T = coefficiente di amplificazione topografica (Tab. 3.2.VI);
- a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nel caso specifico, per i diversi stati limite, il valore di a_{max} risulta il seguente:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	a_{max} [g]
SLO	60	0.025	0.038
SLD	101	0.031	0.047
SLV	949	0.060	0.090
SLC	1950	0.071	0.106

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

8 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Nella Tabella 1 sono riassunti i valori caratteristici dell'azione sismica di riferimento per l'opera in progetto. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione sismica di progetto.

Tabella 1 – Riepilogo grandezze necessarie per la definizione dell'azione sismica dei muri.

Opera	Stato limite	V _N (anni)	C _U	T _R (anni)	Cat. terreno	S	a _{max}	β _m	K _v	K _v
Cavalcavia al km 145+600	SLV	50	2.0	949	C	1.5	0,09	0,18	0,0162	±0,008

9 CRITERI DI VERIFICA

9.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

9.1.1 Verifica per sollecitazioni di presso/tenso-flessione

Come previsto dal DM 14/01/2008 al § 4.1.2.1.2.4 con riferimento alla generica sezione la verifica di resistenza allo SLU si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

9.1.2 Verifica per sollecitazione tagliante

Per la verifica a sollecitazione tagliante si esegue dapprima la verifica degli *elementi senza armature resistenti a taglio*, secondo quanto previsto dal Ministero delle Infrastrutture nel D.M. 14/01/2008 al punto 4.1.2.1.3.1.

Indicato con V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente allo SLU, si verifica controllando che risulti:

$$V_{Ed} < V_{Rd} = \max \left\{ \left(0.18 \cdot k \cdot \frac{\sqrt[3]{100 \cdot \rho_\ell \cdot f_{ck}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

dove:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad \text{con } d \text{ altezza utile della sezione espressa in mm}$$

$$v_{\min} = 0.035 \cdot \sqrt{k^3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

$$\rho_\ell = \frac{A_{s\ell}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad \text{con } b_w \text{ larghezza minima della sezione espressa in mm}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 \cdot f_{cd} \quad \text{tensione media di compressione nella sezione}$$

Qualora la verifica non andasse a buon fine è necessario ricorrere ad *elementi provvisti di armature resistenti a taglio* secondo quanto previsto al punto 4.1.2.1.3.2 del già citato D.M. 14/01/2008

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta}{1 + \text{ctg}^2\vartheta}$$

La resistenza a taglio dell'elemento strutturale è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Nelle precedenti espressioni, i nuovi parametri, introdotti rispetto al caso di elementi sprovvisti di armatura a taglio, assumono il seguente significato:

ϑ	inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse dell'elemento con la limitazione $1.0 \leq \text{ctg}\vartheta \leq 2.5$
α	inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse dell'elemento
A_{sw}	area dell'armatura trasversale
s	interasse tra due armature trasversali consecutive
$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
α_c	coefficiente maggiorativi pari a: 1 per membrature non compresse $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$ per $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 \times f_{cd}$ 1.25 per $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 \times f_{cd}$ $2.5 \times (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ per $0.5 \times f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

Per la verifica a taglio dei pali, per semplicità, si assimila la sezione circolare a una sezione rettangolare equivalente le cui dimensioni sono calcolate tramite le formule seguenti:

$$B = 0.9 \cdot D$$

$$d_e = 0.45 \cdot D + 0.64 \cdot (d - D/2)$$

Dove:

B è la base della sezione rettangolare equivalente;

D è il diametro del palo;

d_e è l'altezza utile della sezione rettangolare equivalente;

d è l'altezza utile della sezione circolare del palo, calcolata come differenza fra i valori del diametro del palo e del copriferro baricentrico.

Per il caso in esame, per tutte le tipologie di palo, si ottiene:

$$B = 0.9 \text{ m};$$

$$d_e = 0.7 \text{ m}.$$

9.2 Verifiche agli Stati Limite di esercizio

Le verifiche agli SLE si risolvono nel controllare che i valori di tensione nei materiali siano inferiori ai limiti di normativa (punto 4.1.2.2.5 del D.M. 14/01/2008).

- Calcestruzzo compresso:
 - Combinazione rara $\sigma_c < 0.60 \times f_{ck}$
 - Combinazione quasi permanente $\sigma_c < 0.45 \times f_{ck}$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

- Acciaio teso:
 - Combinazione rara $\sigma_s < 0.80 \times f_{yk}$

9.2.1 Premessa

Viene eseguita la verifica allo stato limite di apertura delle fessure con riferimento al D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni" (§ 4.1.2.2.4).

Prima di procedere alle verifiche a fessurazione è necessario definire delle apposite combinazioni di carico ed effettuare una valutazione relativa al grado di protezione delle armature metalliche contro la corrosione (in termini di condizioni ambientali e sensibilità delle armature stesse alla corrosione).

Si distinguono i seguenti casi (riportati nella tabella 4.1.II del D.M. 14/01/2008):

- **Combinazioni di azioni:**
 - Frequente;
 - Quasi Permanente.
- **Condizioni ambientali:**
 - Ordinarie;
 - Aggressive;
 - Molto Aggressive.
- **Sensibilità delle armature alla corrosione:**
 - Sensibili (acciai da precompresso);
 - Poco sensibili (acciai ordinari).

Come criteri di scelta dello stato limite di fessurazione si fa riferimento alla tabella di seguito riportata.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi perman.	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi perman.	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si considerano i seguenti valori limite di apertura delle fessure: $w_1 = 0.2\text{mm}$;
 $w_2 = 0.3\text{mm}$;
 $w_3 = 0.4\text{mm}$.

Con l'ausilio del programma di calcolo "STS Stati Limite", si procede al calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura w_d , confrontandolo con i valori limite precedentemente definiti.

Il calcolo è condotto attraverso i seguenti passaggi:

- Valutazione della distanza media tra le fessure (Δ_{sm});
- Valutazione della deformazione media delle barre d'armatura (ϵ_{sm});
- Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo).

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Per il calcolo di Δ_{sm} e ε_{sm} si utilizzano criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica: in particolare si fa riferimento alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n°617 del 02/02/2009 ("Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008").

In alternativa, la verifica a fessurazione è stata eseguita seguendo l'approccio *senza calcolo diretto* descritto al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare del 02.02.2009 secondo cui è possibile limitare l'ampiezza delle fessure limitando il valore della tensione nell'acciaio teso nella combinazione di carico SLE considerata.

9.2.1.1 Valutazione dell'ampiezza delle fessure (valore medio e valore di calcolo)

L'ampiezza media delle fessure è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Si ricava quindi il valore di calcolo di apertura delle fessure, da confrontare con i valori nominali w_1 , w_2 e w_3 riportati precedentemente:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m$$

9.2.1.2 Ampiezza delle fessure

In base alla tabella 4.1.III del D.M. 14/01/2008, la classe di esposizione individuata per l'opera in esame riconduce a condizioni ambientali del tipo "Aggressive" per le elevazioni e "Ordinarie" per le fondazioni. Pertanto, secondo la tabella 4.1.IV:

Elevazioni				
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d
B	Aggressive	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_1 = 0.2\text{mm}$

Fondazione				
Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione	Armatura poco sensibile	
			Stato Limite	w_d
A	Ordinarie	Frequente	Apertura fessure	$\leq w_3 = 0.4\text{mm}$
		Quasi permanente	Apertura fessure	$\leq w_2 = 0.3\text{mm}$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

10 CRITERI DI VERIFICA E CURVE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

Le metodologie di calcolo e di verifica dei pali di fondazione sono ampiamente illustrate nella relazione Geotecnica generale nel capitolo "Fondazioni su pali" al quale si rimanda.

Nel seguito si riportano i grafici con l'andamento in funzione della profondità di:

- Capacità portante di progetto verticale del palo [kN], in condizioni sismiche e statiche.
- Coefficiente di reazione k_h [kN/m³] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Pressione limite p_u [kPa] delle molle orizzontali che simulano la reazione del terreno.
- Capacità portante di progetto orizzontale del palo [kN].

I diagrammi sono stati ricavati in accordo con quanto definito nella Relazione Geotecnica Generale considerando:

- $z = 0$ in testa al palo;
- il diametro del palo pari a 1 m;
- la stratigrafia e la caratterizzazione geomeccanica definita al Par. 6
- la posizione della falda, a favore di sicurezza, in corrispondenza della testa del palo;
- La quota della testa del palo a -2.0 m da piano campagna.
- I coefficienti parziali da NTC 2008: γ_A e γ_R per l'Approccio 2 e ξ che tiene conto di tre verticali indagate.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

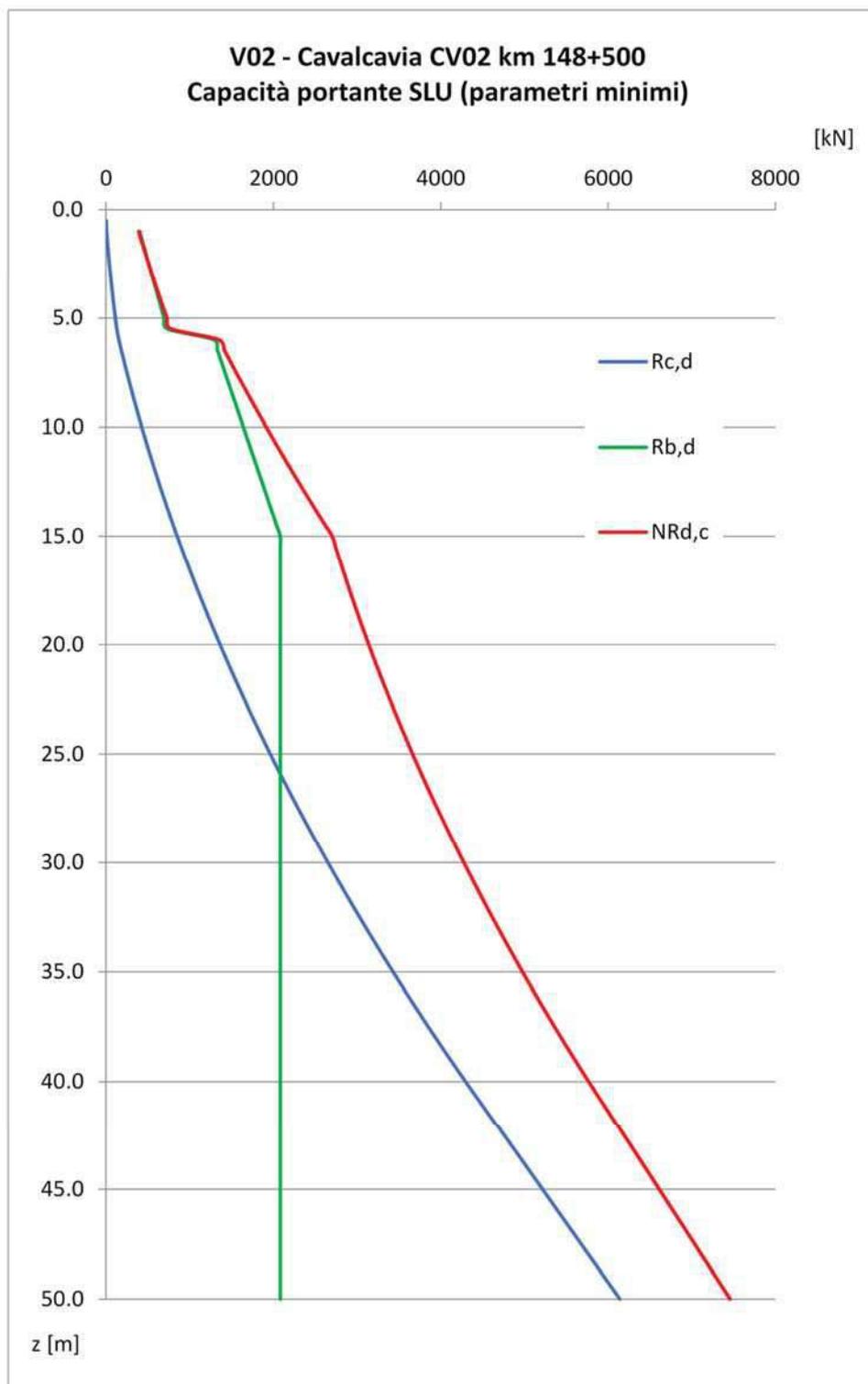


Figura 1. Curva di capacità portante verticale – Condizioni statiche – Parametri minimi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

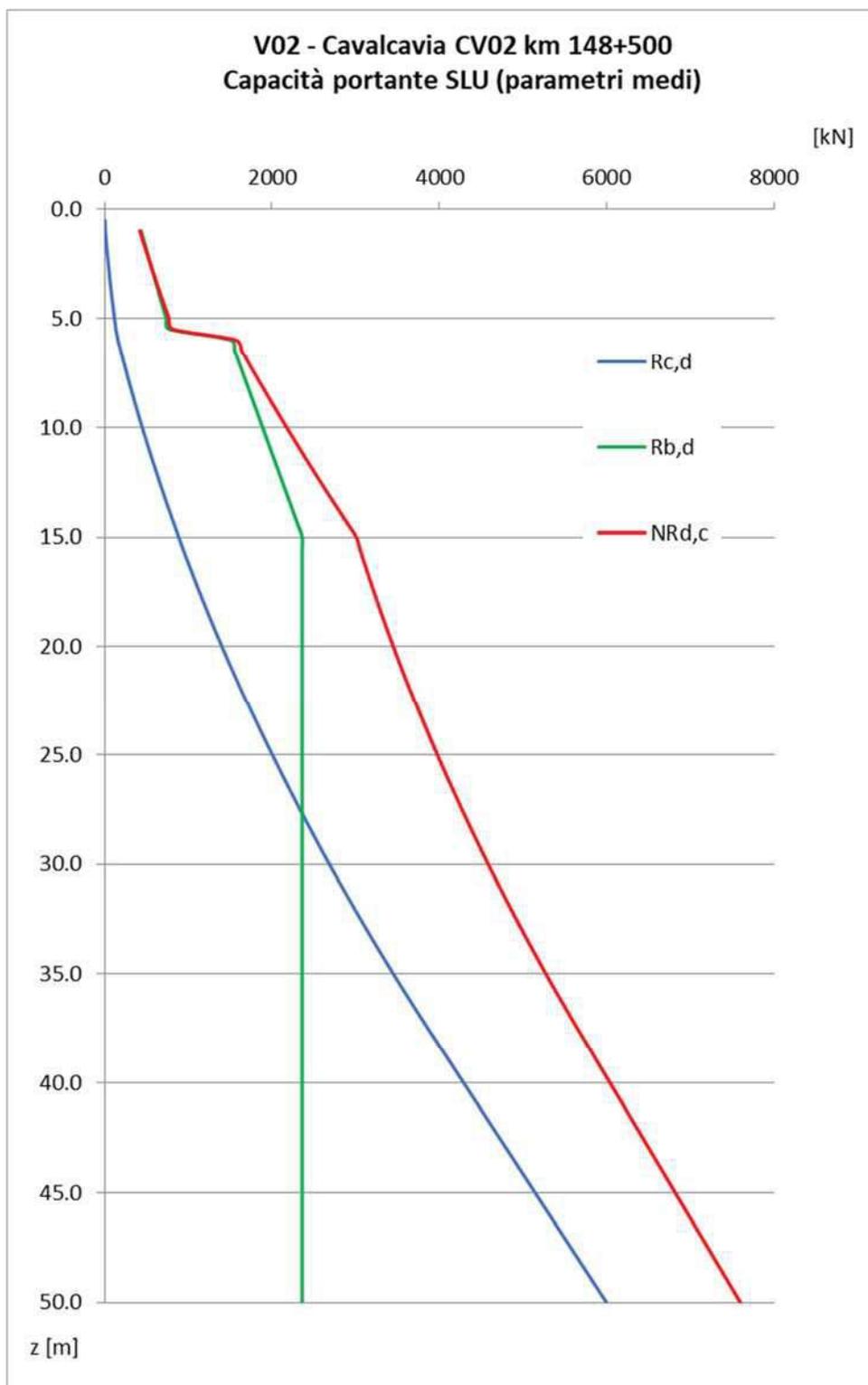


Figura 2. Curva di capacità portante verticale – Condizioni statiche – Parametri medi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

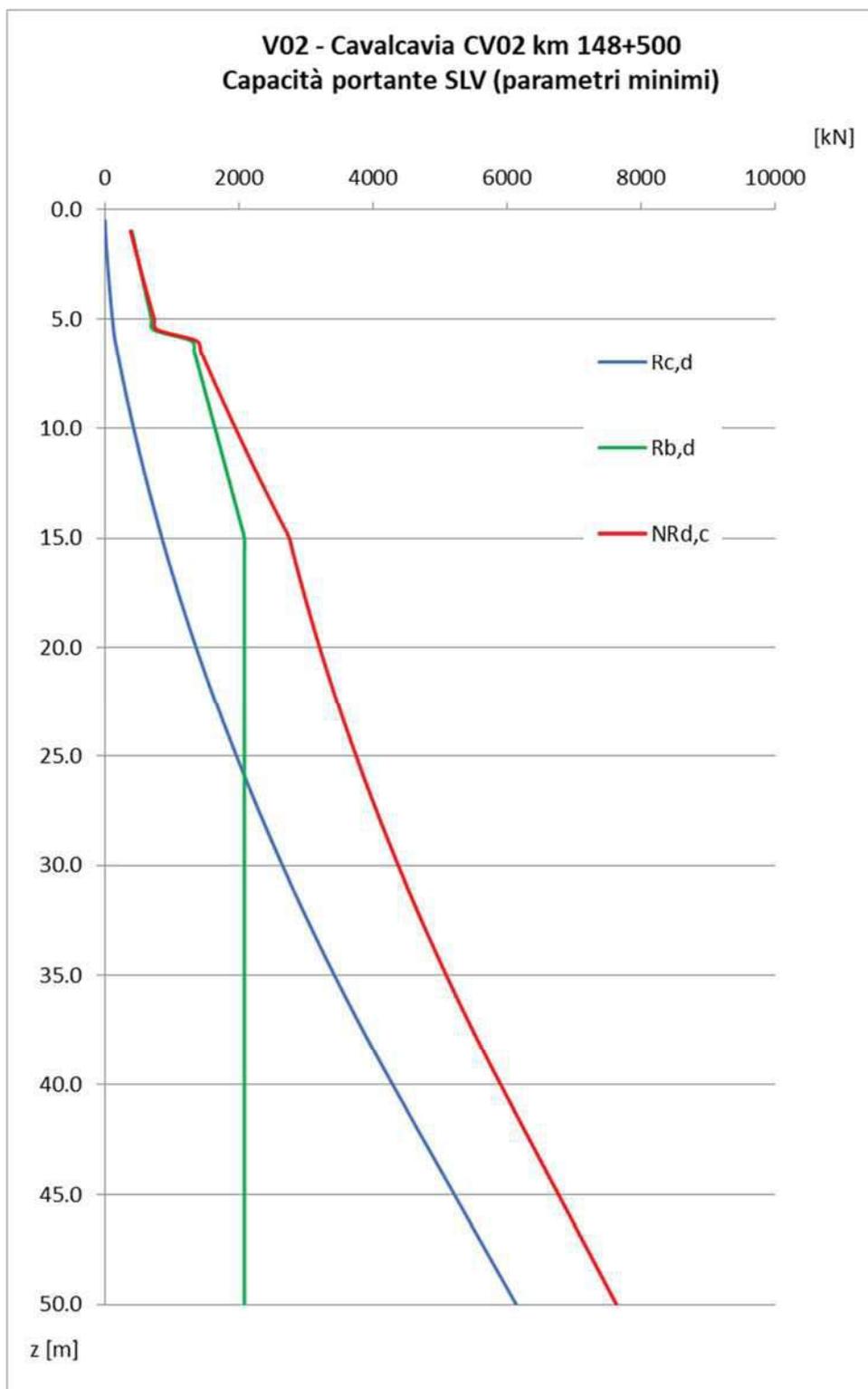


Figura 3. Curva di capacità portante verticale – Condizioni sismiche – Parametri minimi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

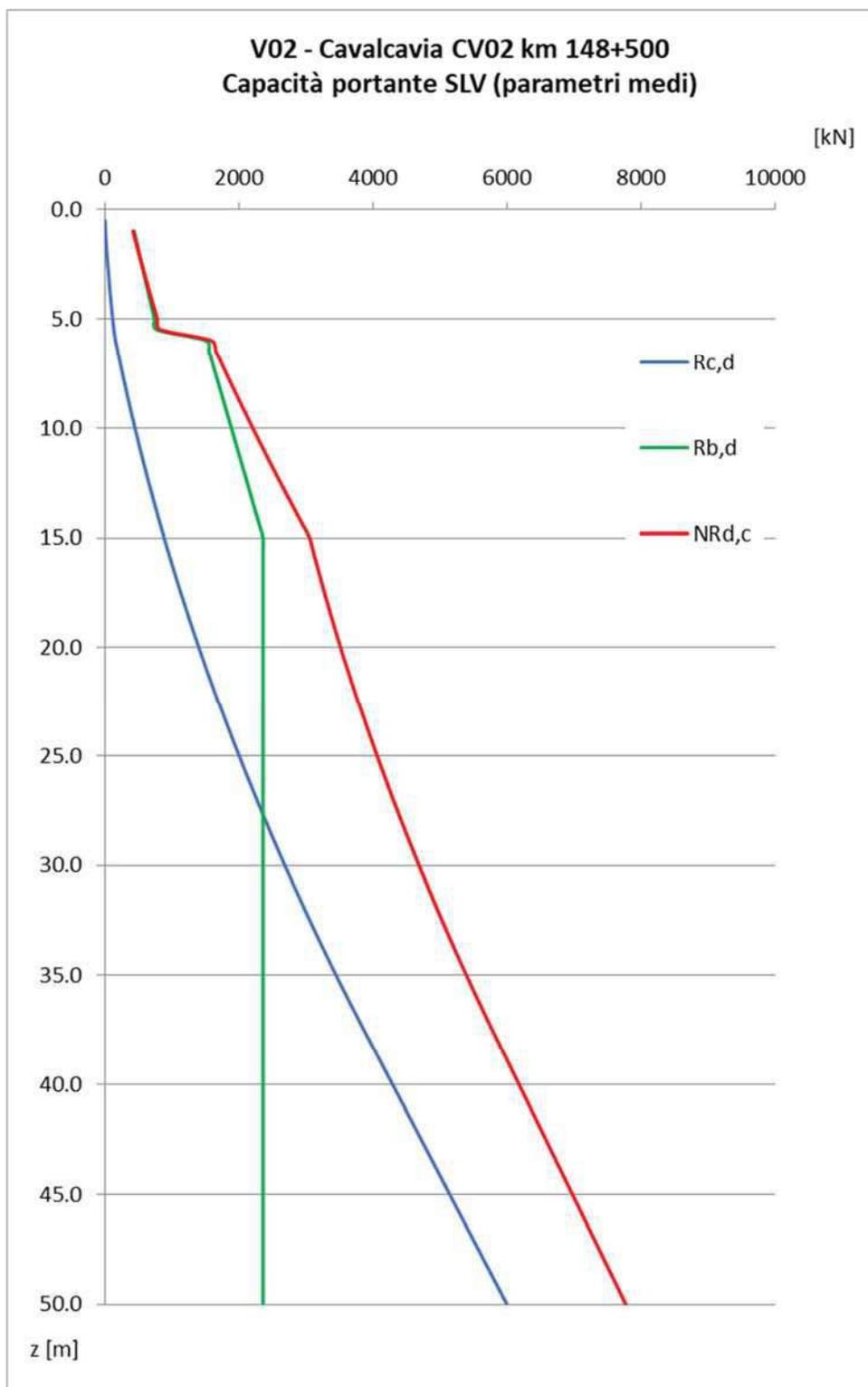


Figura 4. Curva di capacità portante verticale – Condizioni sismiche – Parametri medi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

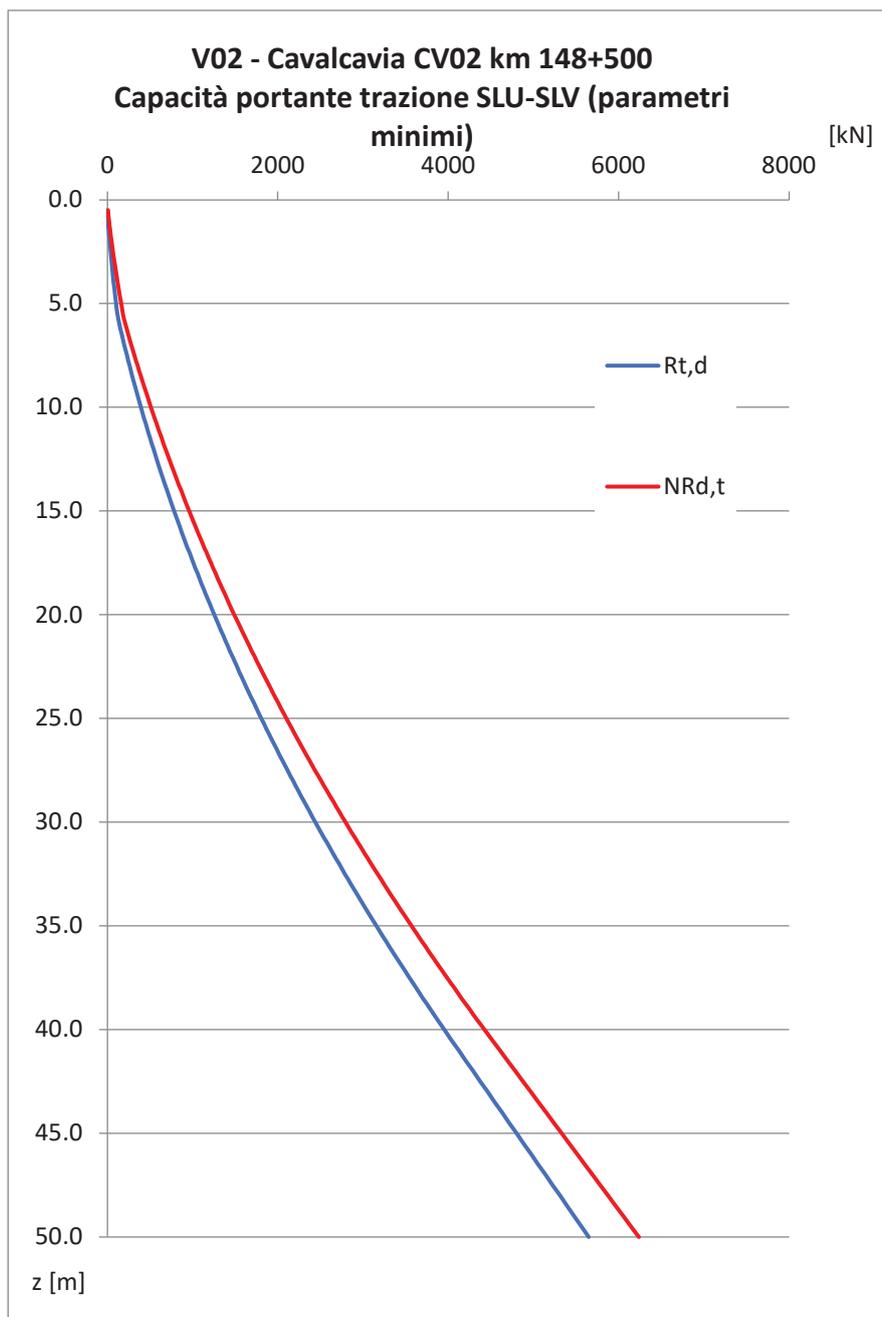


Figura 5. Curva di capacità portante verticale - trazione – Condizioni statiche e sismiche – Parametri minimi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

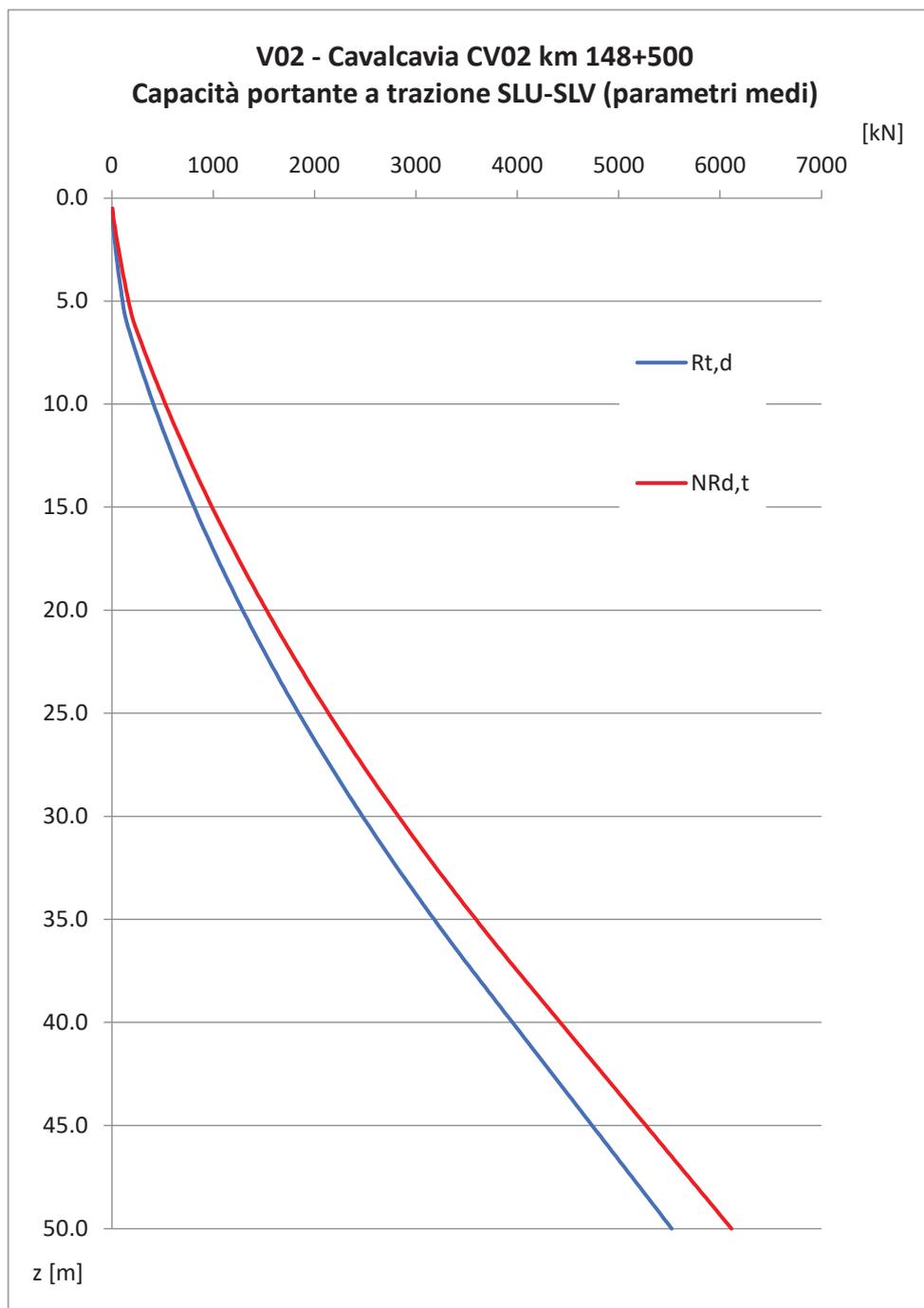


Figura 6. Curva di capacità portante verticale - trazione – Condizioni statiche e sismiche – Parametri medi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

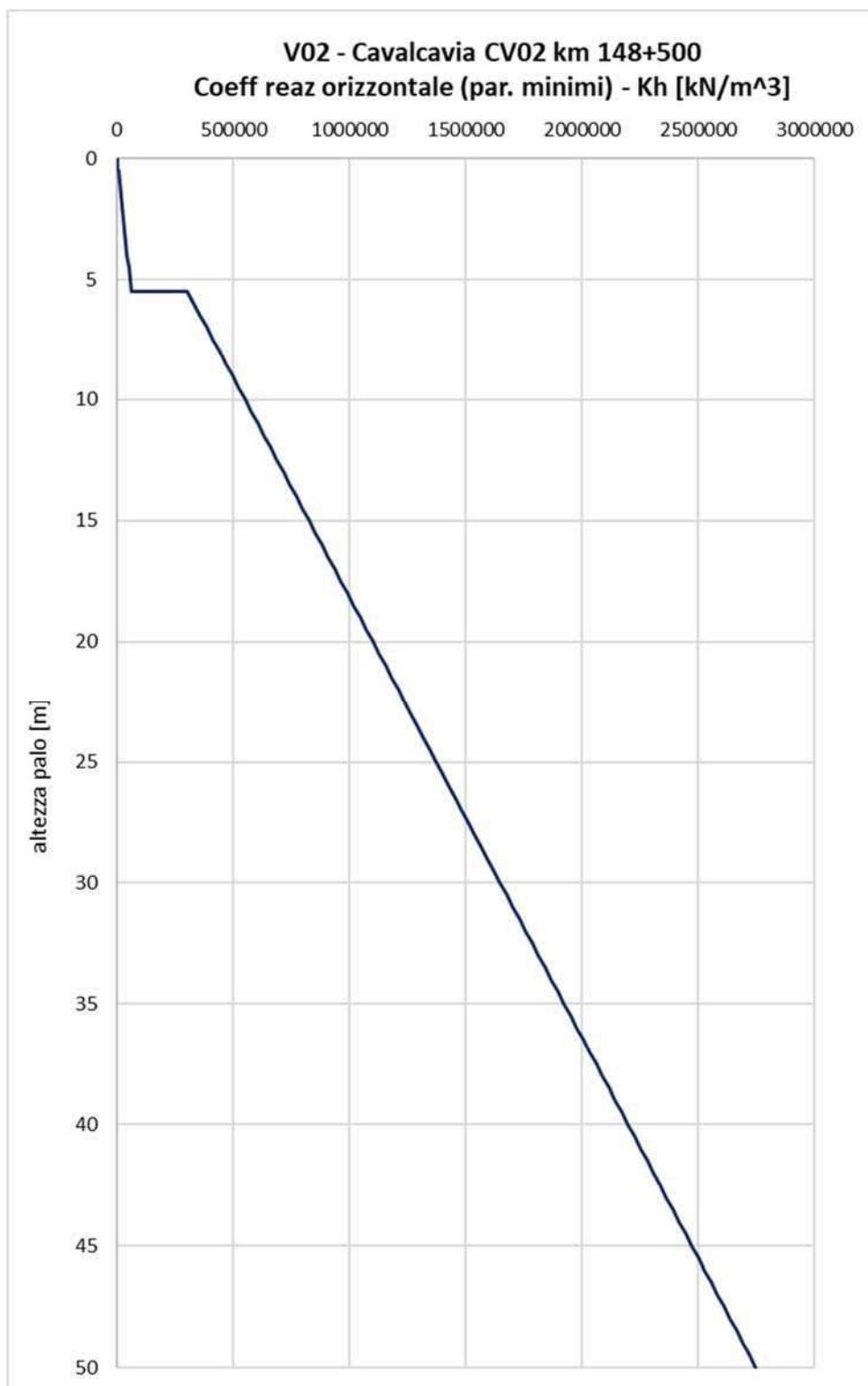


Figura 7. Coefficiente di reazione k_h [kN/m³]

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

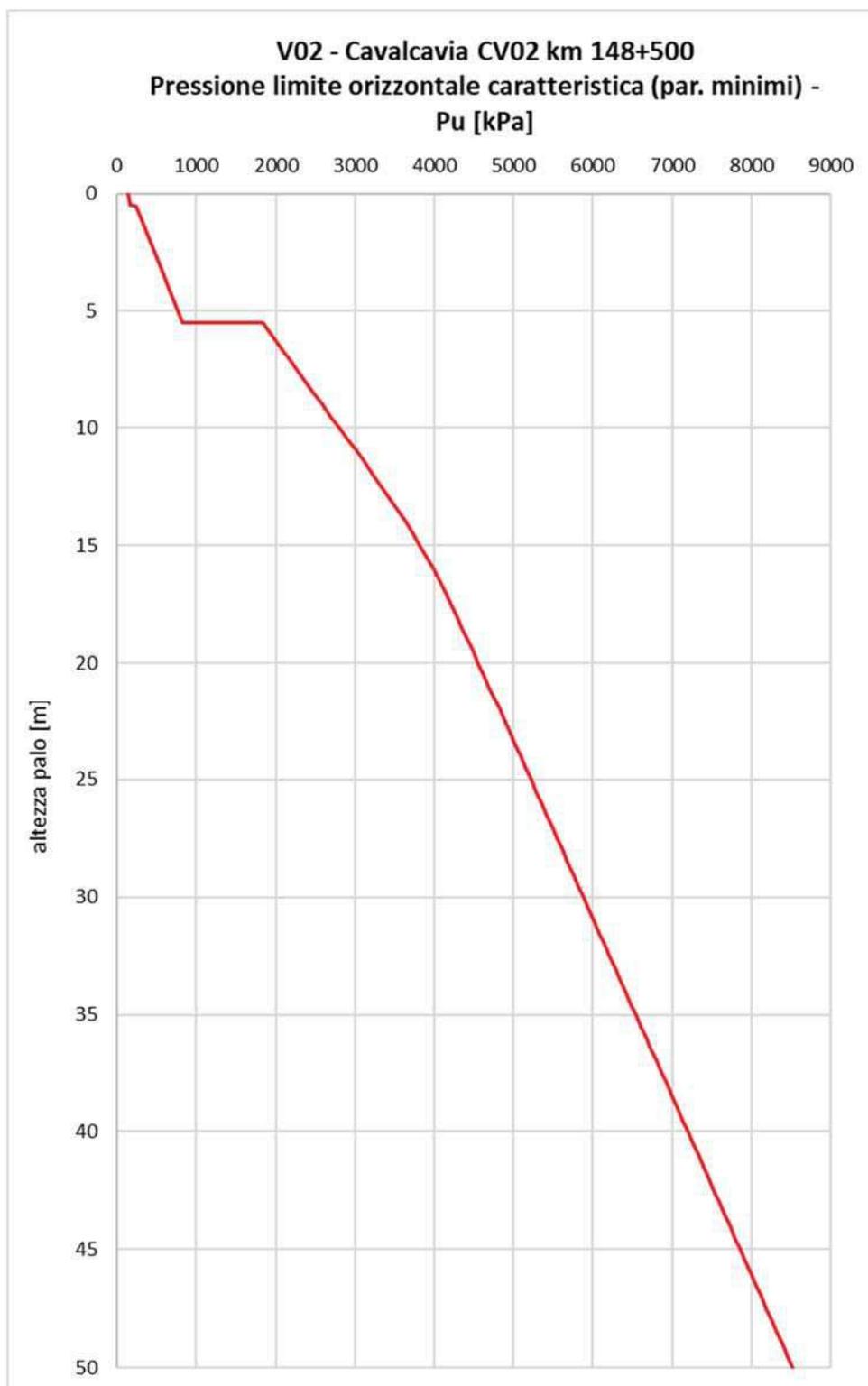


Figura 8. Pressione limite p_u [kPa]

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

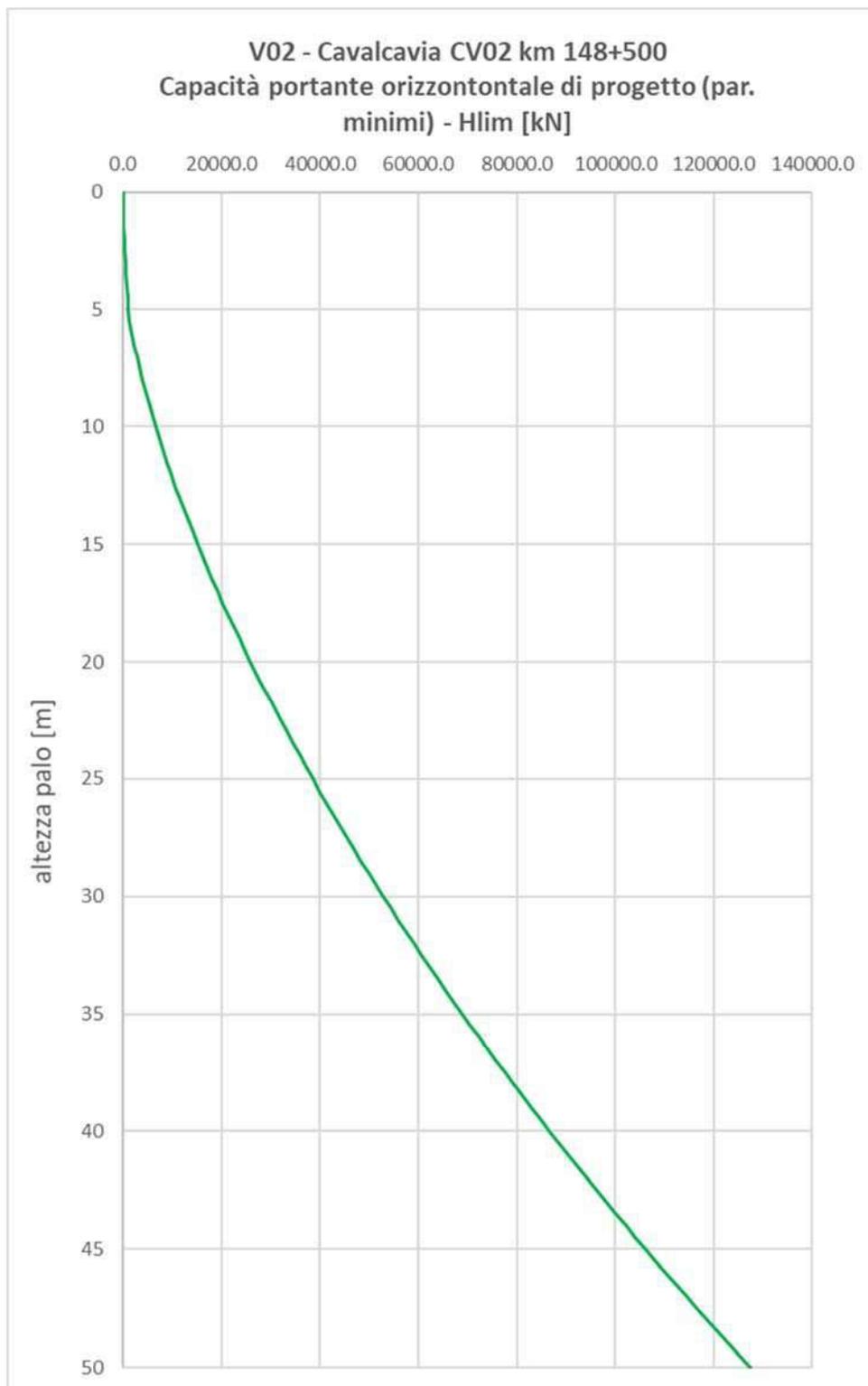


Figura 9. Curva di capacità portante orizzontale - Parametri minimi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

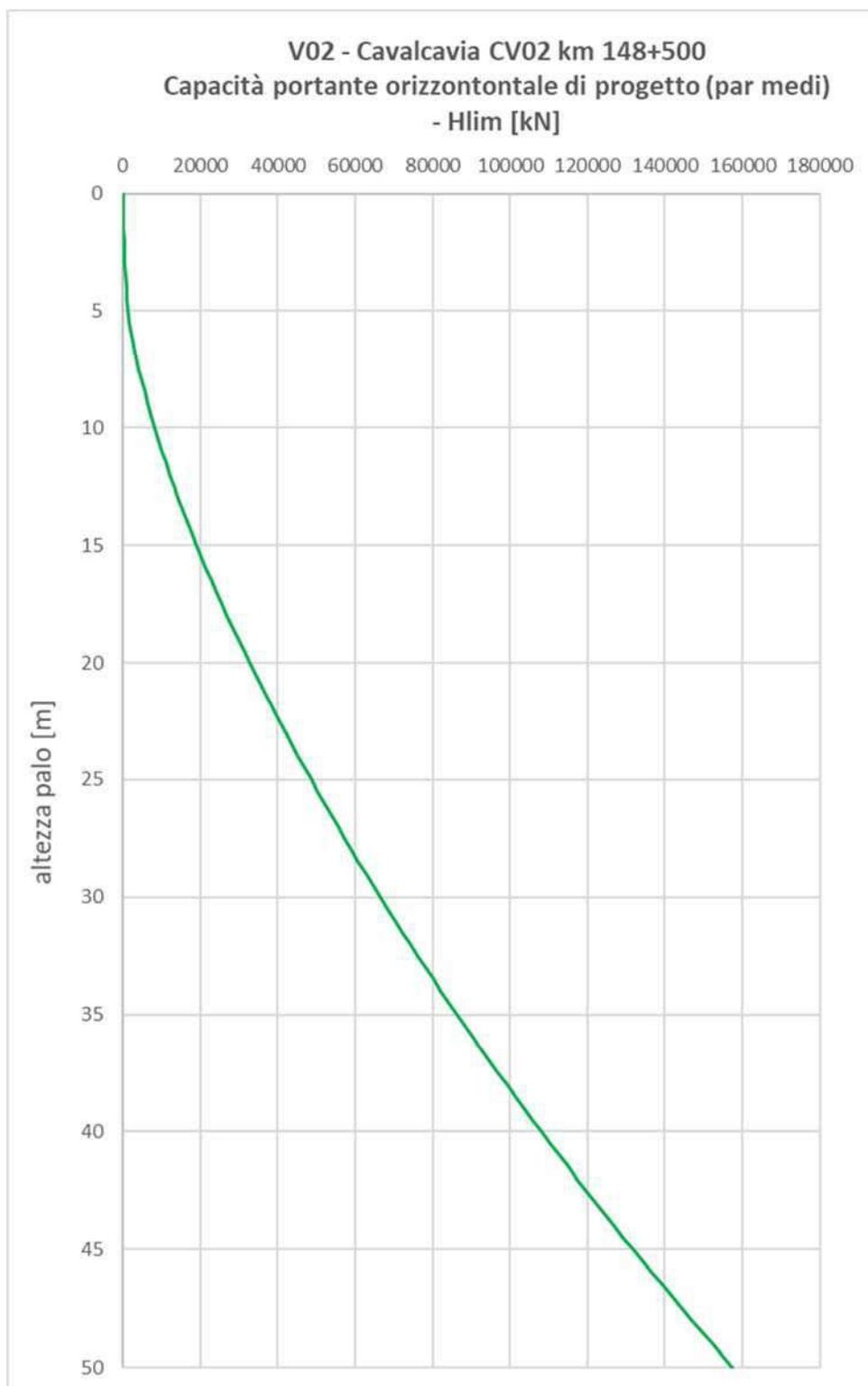


Figura 10. Curva di capacità portante orizzontale - Parametri medi

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

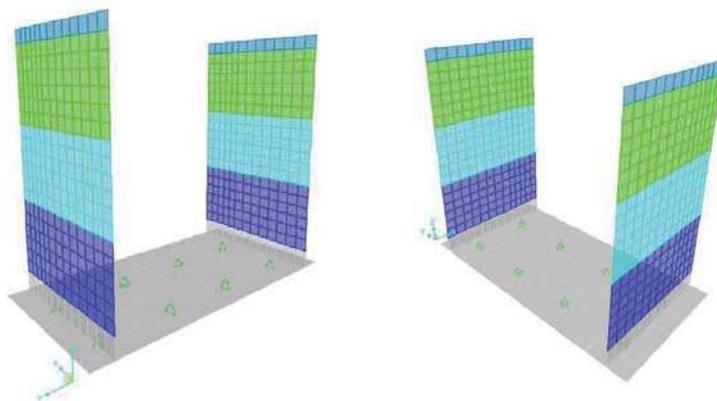
Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

11 MODELLO DI CALCOLO

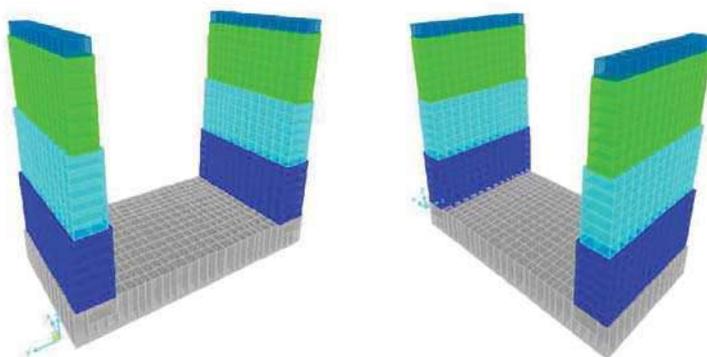
Lo studio del comportamento strutturale delle spalle viene effettuato tramite un modello tridimensionale realizzato con l'ausilio del programma di calcolo ad elementi finiti *SAP2000 Advanced*.

Gli elementi costituenti la spalla vengono schematizzati mediante elementi bidimensionali di tipo "Shell".

Si riporta di seguito una immagine illustrativa della modellazione tridimensionale realizzata.



Viste 3d del modello di calcolo



Viste 3d estrusa del modello di calcolo

Gli elementi *Shell* della spalla hanno i seguenti spessori:

- *Shell* cordoli in cima al muro: 75 cm
- *Shell* muri – fascia alta: 89 cm
- *Shell* muri – fascia media: 118 cm
- *Shell* muri – fascia bassa: 146 cm
- *Shell* fondazione: 150 cm

La fondazione poggia su 8 vincoli di appoggio in corrispondenza dei pali di fondazione. I nodi circostanti al nodo vincolato tramite il *vincolo cerniera*, che schematizza il palo di fondazione sono vincolati rigidamente tra loro con *Constraint di tipo body (corpo rigido)* in modo da evitare localizzazione non realistica degli sforzi.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

12 ANALISI DEI CARICHI

12.1 Peso proprio degli elementi strutturali

Il peso proprio degli elementi della spalla è valutato in ragione di 25.0 kN/m³ ed è computato automaticamente dal programma di calcolo.

12.2 Peso proprio del terreno

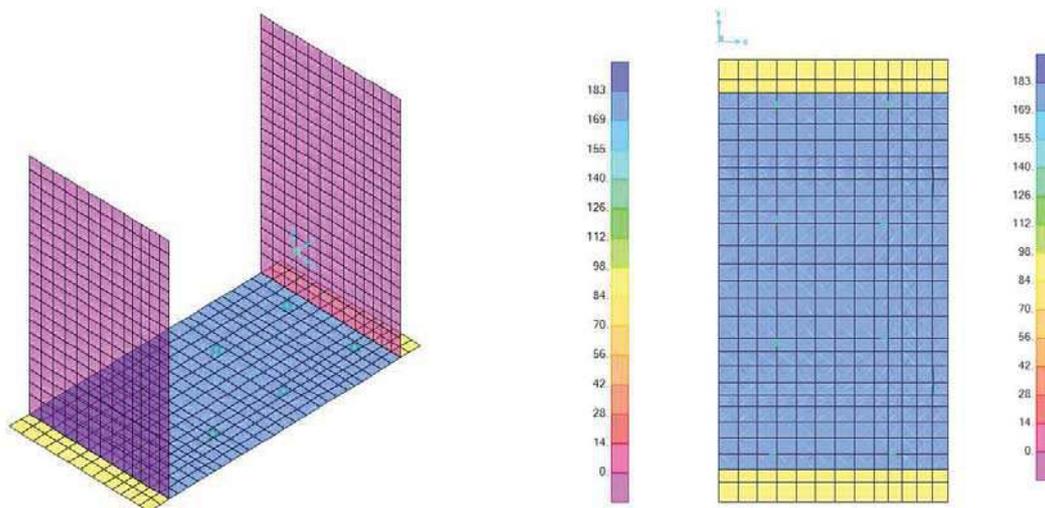
Il peso proprio del terreno è valutato in ragione di 20.0 kN/m³ e grava sulla fondazione della spalla. All'interno dei muri della spalla si ha un ricoprimento di terreno pari all'intera altezza della spalla stessa, il carico applicato sugli elementi "interni" della fondazione è dunque pari a:

$$q_{\text{terr}} = 20 \text{ kN/mc} \cdot 9.13 \text{ m} = 182.60 \text{ kN/m}^2$$

All'esterno dei muri della spalla si ha un ricoprimento medio di terreno pari a circa 4.5m, il carico applicato sugli "elementi esterni della fondazione è dunque pari a:

$$q_{\text{terr}} = 20 \text{ kN/mc} \cdot 4.50 \text{ m} = 90 \text{ kN/m}^2$$

Tale carico è applicato sotto la condizione di carico **PP_TERR**.



Termografia carico PP_TERR [kN/m²]

12.3 Spinta del terreno

La spinta dovuta al peso proprio del terreno sugli elementi verticali della spalla è calcolato secondo la seguente formula:

$$S_{\text{terr}} = k_0 \cdot \gamma_d \cdot H \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$k_0 = 1 - \text{sen}(\phi_d)$$

dove:

$$\gamma_k = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_d = 20.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi_k = 35^\circ$$

$$\phi_d = 35^\circ$$

$$K_0 = 0.426$$

$$H = 0.00 - 9.13 \text{ m}$$

peso caratteristico terreno per unità di volume

peso di progetto terreno per unità di volume

angolo di attrito interno caratteristico del terreno

angolo di attrito interno di progetto del terreno

coefficiente di spinta a riposo

altezza di spinta

$$S_{\text{terr}} \text{ massima (H = 9.13m)} = 77.8 \text{ kN/m}^2$$

RTI di progettazione:



Mandataria

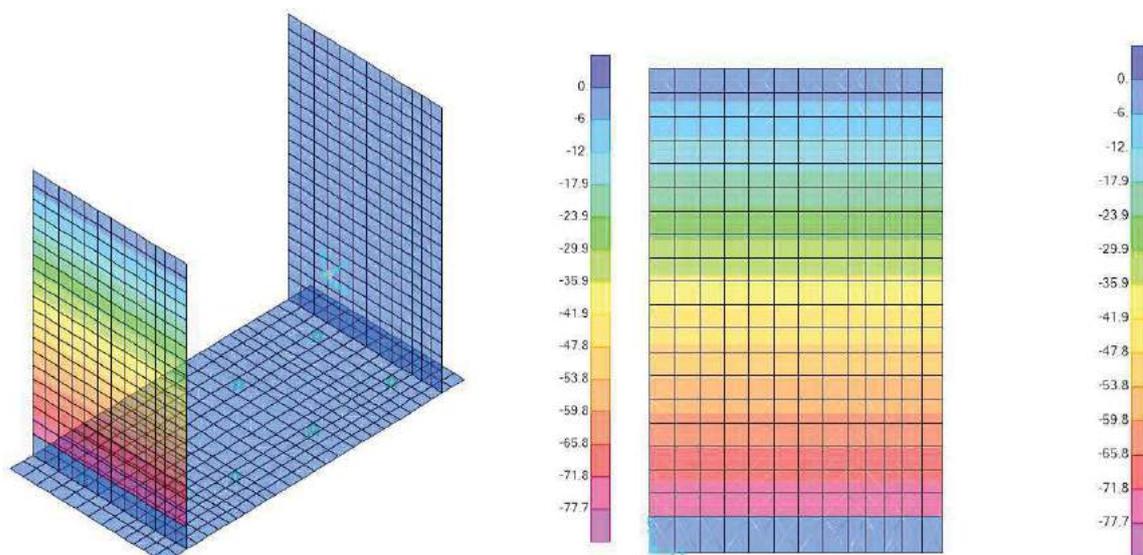
Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



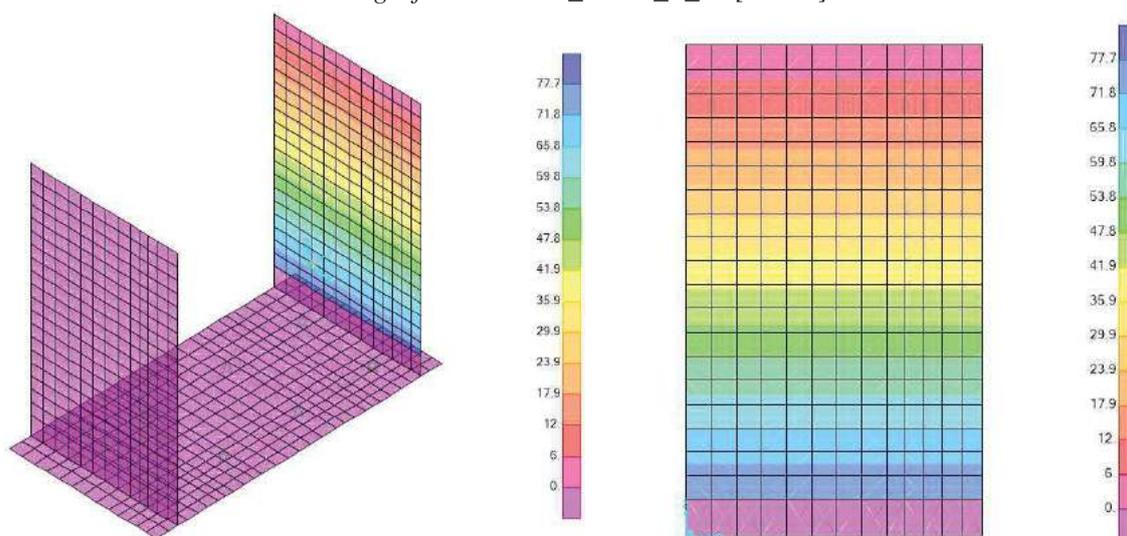
Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

La spinta del terreno è applicata alle elevazioni laterali e frontale attraverso i casi di carico **SP_TERR_Y_sx** e **SP_TERR_Y_d**.



Termografia carico **SP_TERR_Y_dx** [kN/m²]



Termografia carico **SP_TERR_Y_sx** [kN/m²]

12.4 Carico accidentale

Il carico accidentale gravante sul terreno dovuto ai mezzi è valutato in ragione di 20kN/m² ed è applicato tramite il *Load Pattern* denominato **ACC_TERR**.

RTI di progettazione:



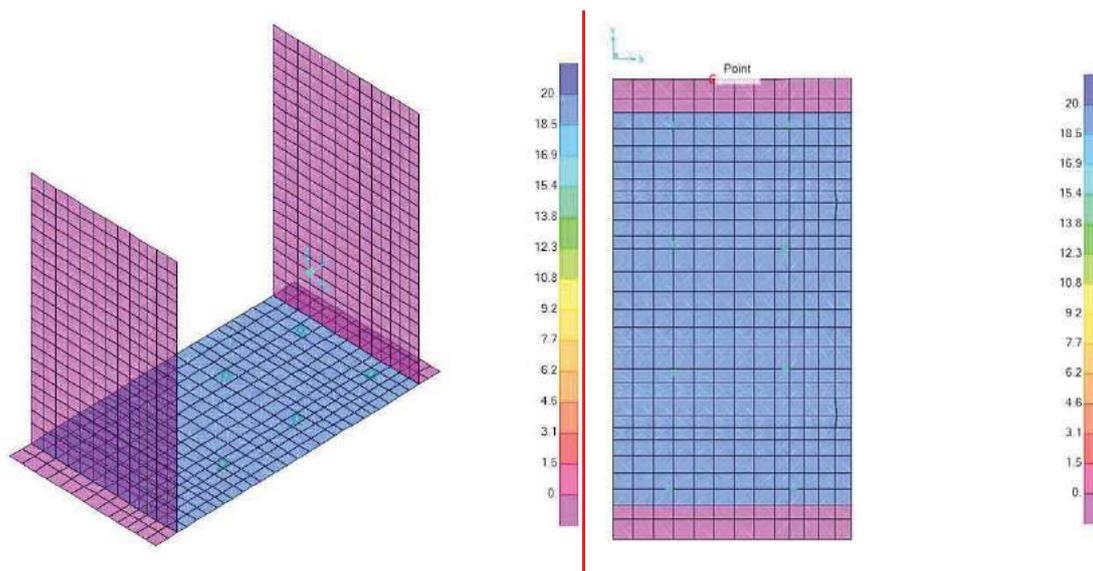
Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it



Termografia carico ACC_TERR [kN/m²]

12.5 Sovrappinta dovuta al carico accidentale

La spinta dovuta al carico accidentale è calcolata secondo la seguente formula:

$$S_{acc} = k_0 \cdot q_{acc} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

$$k_0 = 1 - \sin(\phi_d)$$

dove:

$$q_0 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi_k = 35^\circ$$

$$\phi_d = 35^\circ$$

$$K_0 = 0.426$$

carico accidentale

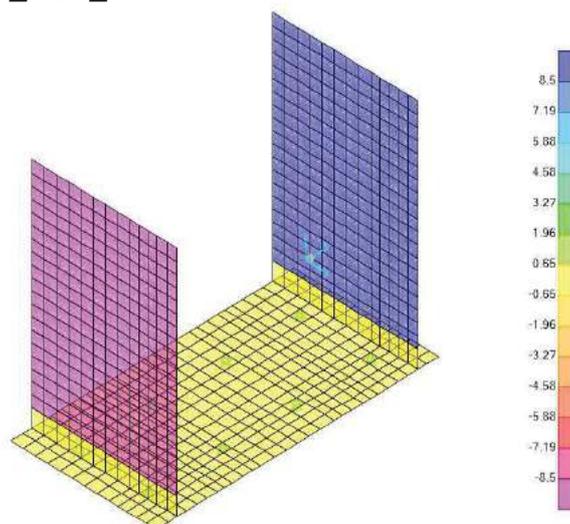
angolo di attrito interno caratteristico del terreno

angolo di attrito interno di progetto del terreno

coefficiente di spinta a riposo

$$S_{acc} = 8.50 \text{ kN/m}^2$$

La spinta dovuta al carico accidentale è costante ed è applicata alle elevazioni laterali e frontale attraverso i casi di carico **SP_ACC_TERR**.



Termografia carico SP_ACC_TERR [kN/m²]

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

12.6 Azioni sismiche

Viene eseguita un'analisi sismica "pseudo statica", sostituendo l'azione sismica con un'azione statica equivalente calcolata in base a quanto esposto nel D.M. 14/01/2008 paragrafo 7.11.6.2.1. riguardante l'analisi sismica dei muri di sostegno.

12.6.1 Metodo di analisi

A meno di specifiche analisi dinamiche, l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici e i metodi degli spostamenti. Se la struttura può spostarsi, l'analisi pseudo-statica si esegue mediante i metodi dell'equilibrio limite. Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il volume di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo, e gli eventuali sovraccarichi agenti sul volume suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m * a_{max} / g \quad [7.11.6]$$

$$k_v = \pm 0,5 * k_h \quad [7.11.7]$$

dove

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

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

g = accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S * a_g = (S_s * S_T) * a_g \quad [7.11.8]$$

dove

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

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

Per muri non liberi di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario. I valori del coefficiente β_m possono essere incrementati in ragione di particolari caratteristiche prestazionali del muro, prendendo a riferimento il diagramma di Figura 7.11.3 di cui al successivo § 7.11.6.3.2.

12.6.1.1 Individuazione delle categorie sismiche dei suoli di fondazione

Come già indicato nel capitolo dedicato alla sismicità, per il calcolo della risposta sismica locale è stata considerata una categoria di sottosuolo **B** ed una categoria topografica **T1**.

12.6.2 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

In accordo con il D.M. 14/01/2008 paragrafo 2.5.3, i carichi sismici vanno combinati con le altre azioni secondo la seguente espressione:

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

$$G_1 + G_2 + E + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- G_1 peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali;
- G_2 carichi permanenti portati;
- E azioni derivanti dai terremoti;
- Q_{kj} azioni variabili sulla struttura.

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

12.6.3 Spinte sismiche

La spinta sismica è applicata ai muri attraverso i casi di carico "SP_SISMA_Y_dx" e "SP_SISMA_Y_dx" per le componenti orizzontali e "SP_SISMA_Z" per la componente verticale. La spinta sui due muri è dovuta al terreno presente all'interno di essi, ovvero al di sopra della fondazione, che ha un peso complessivo pari a:

$$W_{terr} = \gamma_d \cdot h \cdot b_{media} \cdot l = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 9.13\text{m} \cdot 8.15\text{m} \cdot 5.90\text{m} = 8780.3\text{kN}$$

La spinta sismica massima dovuta al terreno è quindi pari a:

$$S_{sism} = (S_S \cdot S_T \cdot a_g/g) \cdot W_{terr} = 631.1 \text{ kN}$$

dove:

$$a_g/g = 0.0599$$

$$S_S = 1.2$$

$$S_T = 1.0$$

$$\beta_m = 1$$

accelerazione sismica al suolo allo SLV

coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica

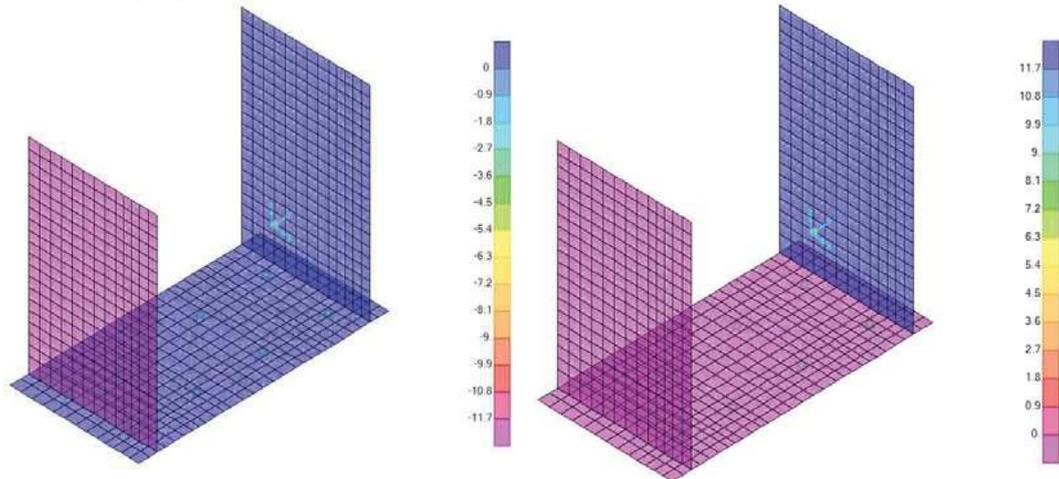
coefficiente dell'amplificazione topografica

coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al

sito, pari all'unità, considerando l'impossibilità di spostamenti relativi dei muri rispetto al terreno, dovuta alla presenza dei pali di fondazione.

La spinta applicata alle *Shell* dei due muri è dunque pari a:

$$S_{sism} = S_{sism}[\text{kN}] / (h \cdot b) = 631.1 / (9.13 \cdot 5.90) = 11.72 \text{ kN/m}^2$$



Termografia carichi SP_SISM_Y_dx e SP_SISM_Y_sx [kN/m²]

Per la componente verticale, si considera il coefficiente k_v pari a metà del coefficiente k_h per la componente orizzontale.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Pertanto, si ha

$$S_{\text{sism,ver}} = 0.5 \cdot (S_S \cdot S_T \cdot a_g/g) \cdot W_{\text{terr}} = 315.6 \text{ kN}$$

La spinta applicata alle *Shell* dei due muri è dunque pari a:

$$S_{\text{sism}} = S_{\text{sism}}[\text{kN}] / (h \cdot b) = 315.6 / (7.25 \cdot 5.90) = 7.38 \text{ kN/m}^2$$

In aggiunta a queste sollecitazioni sulle elevazioni viene anche presa in considerazione l'inerzia sismica delle pareti, applicata nelle tre direzioni, sotto i casi di carico "G1_SLV_X", "G1_SLV_Y" e "G1_SLV_Z". L'inerzia sismica è inserita nel modello come coefficienti *Gravity Multipliers* calcolato come $a_g/g \cdot S_s$. Allo SLV l'inerzia delle pareti vale:

$$k = 0.0599 \cdot 1.2 = 0.0718$$

12.7 Urto dei veicoli in svio

Secondo quanto riportato in D.M. 14/01/2008, l'azione dell'urto dei veicoli è una forza orizzontale di intensità 100 kN; deve essere considerata distribuita su 0.50 m ed applicata ad una quota h, misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni h_1 e h_2 (dove: h_1 = altezza della barriera – 0.10 m; h_2 = 1.00 m). Tale azione verrà presa in considerazione per le sole verifiche locali.

L'azione è stata inserita come carichi puntuali, sotto il caso di carico "URTO".

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

13 COMBINAZIONI DI CARICO

Nella seguente tabella vengono riportate le combinazioni di carico statiche a Stato Limite Ultimo (SLU), a Stato Limite di Esercizio in combinazione caratteristica, frequente e quasi permanente (SLECAR, SLEFR, SLEQP) e sismiche a Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) utilizzate per i dimensionamenti della struttura in esame.

Le combinazioni di carico sono state determinate in base a quanto riportato nel D.M. 14/01/2008 al paragrafo 2.5.3.

	PP	PP_TERR	SP_TERR_Y_sx	SP_TERR_Y_dx	ACC_TERR	SP_ACC_TERR	URTO
SLU_01	1.30	1.30	1.00	1.00			
SLU_02	1.30	1.30	1.30	1.00			
SLU_03	1.30	1.30	1.00	1.30			
SLU_04	1.30	1.30	1.30	1.30			
SLU_05	1.30	1.30	1.00	1.00	1.50	1.50	
SLU_06	1.30	1.30	1.30	1.00	1.50	1.50	
SLU_07	1.30	1.30	1.00	1.30	1.50	1.50	
SLU_08	1.30	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50	
ECCEZIONALE	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	1.00
SLE_CAR	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00	
SLE_FREQ	1.00	1.00	1.00	1.00		0.70	
SLE_QPERM	1.00	1.00	1.00	1.00		0.60	

	PP	PP_TERR	SP_TERR_Y_dx	SP_TERR_Y_sx	ACC_TERR	SP_ACC_TERR	G1_SLV_X	G1_SLV_Y	I G1_SLV_Z	SP_SISM_Y_dx	SP_SISM_Y_sx	SP_SISM_Z
SISMA_01	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00	0.30	0.30	0.30		0.30
SISMA_02	1.00	1.00	1.00	1.00			1.00	-0.30	0.30		0.30	0.30
SISMA_03	1.00	1.00	1.00	1.00			-1.00	0.30	0.30	0.30		0.30
SISMA_04	1.00	1.00	1.00	1.00			-1.00	-0.30	0.30		0.30	0.30
SISMA_05	1.00	1.00	1.00	1.00			0.3	1.00	0.30	1.00		0.30
SISMA_06	1.00	1.00	1.00	1.00			0.3	-1.00	0.30		1.00	0.30
SISMA_07	1.00	1.00	1.00	1.00			-0.3	1.00	0.30	1.00		0.30
SISMA_08	1.00	1.00	1.00	1.00			-0.3	-1.00	0.30		1.00	0.30
SISMA_09	1.00	1.00	1.00	1.00			0.30	0.30	1.00	0.30		1.00
SISMA_10	1.00	1.00	1.00	1.00			0.30	-0.30	1.00		0.30	1.00
SISMA_11	1.00	1.00	1.00	1.00			-0.30	0.30	1.00	0.30		1.00
SISMA_12	1.00	1.00	1.00	1.00			-0.30	-0.30	1.00		0.30	1.00

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

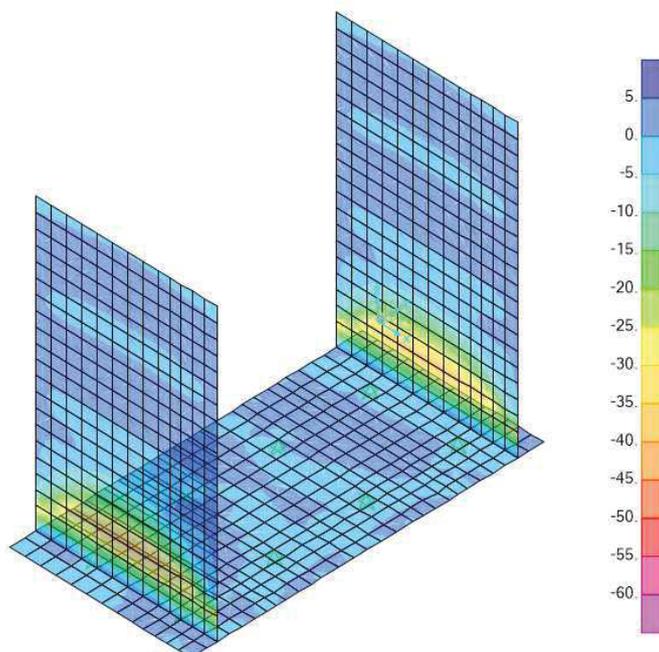


Mandante

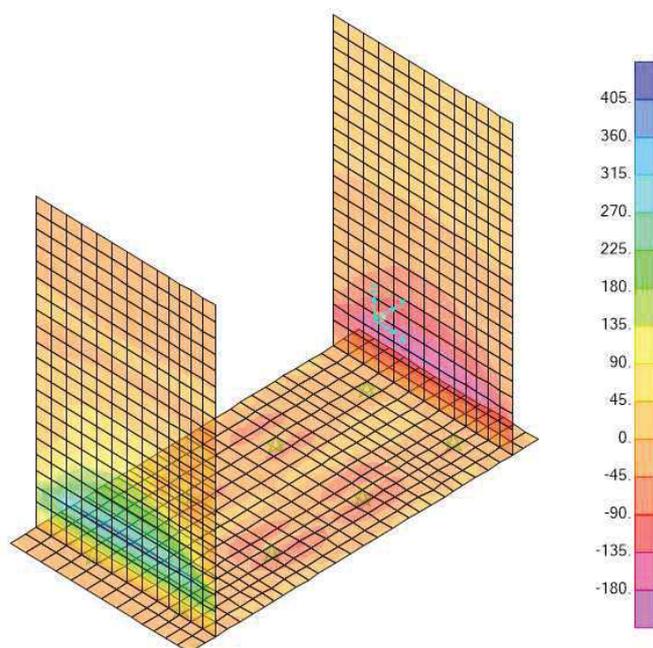
Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

14 RIEPILOGO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano le sollecitazioni massime e minime nella fondazione e nei muri andatori, nelle varie combinazioni di carico agli Stati Limite. Per brevità di notazione si riportano le termografie delle sollecitazioni massime nella condizione di inviluppo delle combinazioni a SLU.



Vista 3d – ENVE_SLU F11 [kN/m²]



Vista 3d – ENVE_SLU M11 [kN/m²]

RTI di progettazione:



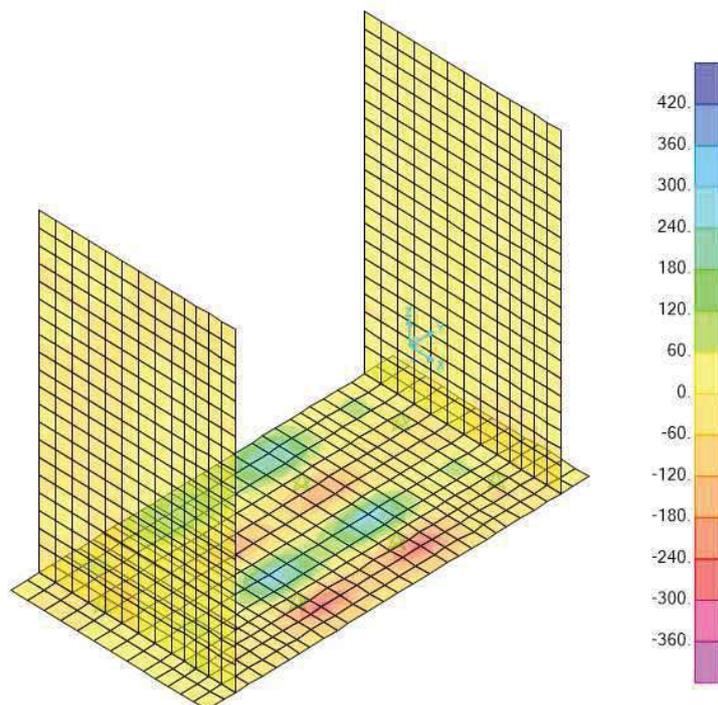
Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

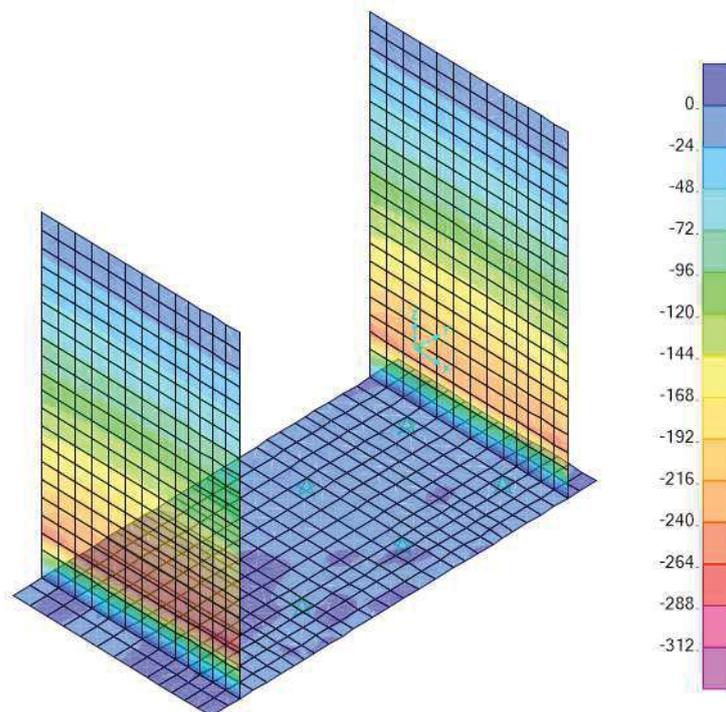


Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it



Vista 3d – ENVE_SLU V13 [kN/m²]



Vista 3d – ENVE_SLU F22 [kN/m²]

RTI di progettazione:



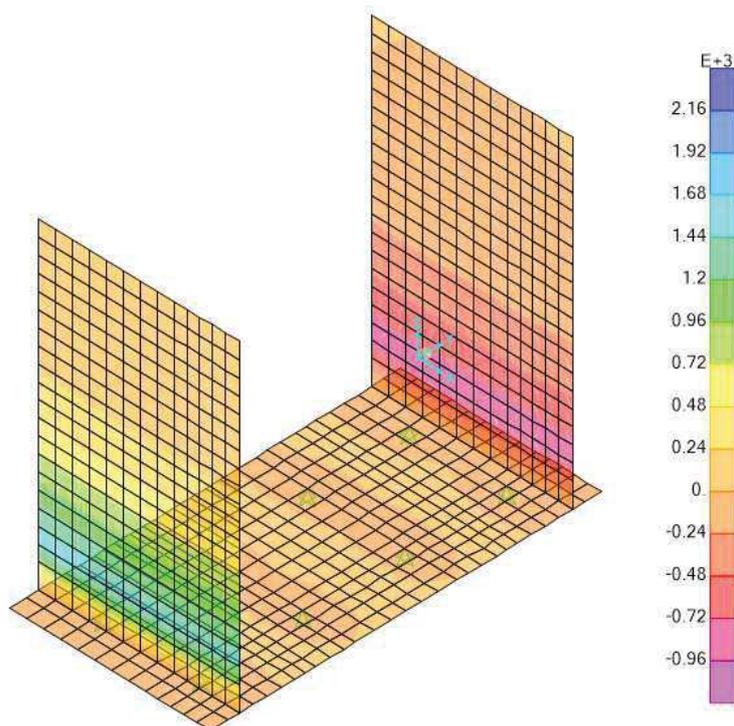
Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it

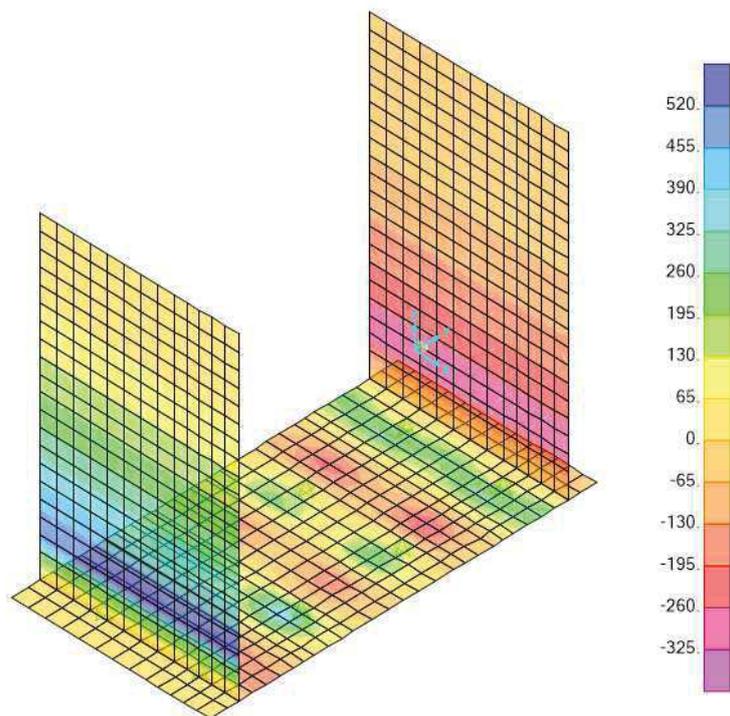


Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it



Vista 3d – ENVE_SLU M22 [kN/m²]



Vista 3d – ENVE_SLU V23 [kN/m²]

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Fondazione – Azioni massime agli Stati Limite Ultimi

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_510	SLU_08	264	216	-48
	Min_F11	Fond_479	SLU_06	-131	127	-698
	Max_M11	Fond_024	SLU_08	264	216	-48
	Min_M11	Fond_443	SLU_06	47	-724	-870
	Max_V13	Fond_458	SLU_06	-37	8	928
	Min_V13	Fond_461	SLU_06	9	22	-1093

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	Fond_475	SLU_08	286	-885	281
	Min_F22	Fond_048	SLU_08	-216	223	-39
	Max_M22	Fond_042	SLU_08	-118	438	-100
	Min_M22	Fond_442	SLU_08	-109	-2449	1774
	Max_V23	Fond_442	SLU_06	-109	-2447	1778
	Min_V23	Fond_100	SLU_07	-109	-2446	-1778

Fondazione – Azioni massime agli Stati Limite di Esercizio
Combinazione rara

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_510	SLE_CAR	196	162	-36
	Min_F11	Fond_479	SLE_CAR	-95	98	-519
	Max_M11	Fond_024	SLE_CAR	196	162	-36
	Min_M11	Fond_443	SLE_CAR	35	-535	-638
	Max_V13	Fond_458	SLE_CAR	-27	10	679
	Min_V13	Fond_461	SLE_CAR	8	23	-803

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	Fond_475	SLE_CAR	214	-657	200
	Min_F22	Fond_048	SLE_CAR	-161	165	-27
	Max_M22	Fond_273	SLE_CAR	-1	326	59
	Min_M22	Fond_442	SLE_CAR	-81	-1832	1307
	Max_V23	Fond_442	SLE_CAR	-81	-1832	1307
	Min_V23	Fond_100	SLE_CAR	-81	-1832	-1307

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Fondazione – Azioni massime agli Stati Limite di Esercizio
Combinazione frequente

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_510	SLE_FREQ	181	150	-35
	Min_F11	Fond_479	SLE_FREQ	-91	84	-503
	Max_M11	Fond_024	SLE_FREQ	181	150	-35
	Min_M11	Fond_443	SLE_FREQ	33	-508	-610
	Max_V13	Fond_458	SLE_FREQ	-23	2	654
	Min_V13	Fond_461	SLE_FREQ	7	12	-770

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	Fond_475	SLE_FREQ	201	-612	185
	Min_F22	Fond_048	SLE_FREQ	-150	152	-24
	Max_M22	Fond_273	SLE_FREQ	-1	306	60
	Min_M22	Fond_442	SLE_FREQ	-76	-1710	1241
	Max_V23	Fond_442	SLE_FREQ	-76	-1710	1241
	Min_V23	Fond_100	SLE_FREQ	-76	-1709	-1241

Fondazione – Azioni massime agli Stati Limite di Esercizio
Combinazione quasipermanente

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	Fond_510	SLE_QPERM	176	145	-35
	Min_F11	Fond_479	SLE_QPERM	-90	79	-497
	Max_M11	Fond_024	SLE_QPERM	176	145	-35
	Min_M11	Fond_443	SLE_QPERM	32	-499	-601
	Max_V13	Fond_458	SLE_QPERM	-22	-1	645
	Min_V13	Fond_461	SLE_QPERM	6	8	-759

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	Fond_475	SLE_QPERM	197	-596	180
	Min_F22	Fond_048	SLE_QPERM	-147	147	-23
	Max_M22	Fond_273	SLE_QPERM	-1	299	60
	Min_M22	Fond_442	SLE_QPERM	-74	-1669	1219
	Max_V23	Fond_442	SLE_QPERM	-74	-1669	1219
	Min_V23	Fond_100	SLE_QPERM	-74	-1668	-1219

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Muri andatori – Azioni massime agli Stati Limite Ultimi

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_233	SLU_06	137	-366	-17
	Min_F11	LATmuro_230	SLU_03	-67	-120	-4
	Max_M11	LATmuro_018	SLU_07	94	371	-3
	Min_M11	LATmuro_228	SLU_06	94	-371	3
	Max_V13	LATmuro_024	SLU_08	132	306	73
	Min_V13	LATmuro_234	SLU_08	132	-306	-73

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	LATmuro_237	SISMA_04_-X- 0.3Y+0.3Z	22	-1089	-316
	Min_F22	LATmuro_233	SLU_06	-561	-1767	-592
	Max_M22	LATmuro_020	SLU_08	-215	1872	565
	Min_M22	LATmuro_230	SLU_08	-215	-1872	-565
	Max_V23	LATmuro_023	SLU_08	-560	1767	592
	Min_V23	LATmuro_233	SLU_08	-560	-1767	-592

Muri andatori – Azioni massime agli Stati Limite di Esercizio
Combinazione rara

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_233	SLE_CAR	100	-272	-13
	Min_F11	LATmuro_230	SLE_CAR	-48	-160	-4
	Max_M11	LATmuro_018	SLE_CAR	69	275	-2
	Min_M11	LATmuro_228	SLE_CAR	69	-275	2
	Max_V13	LATmuro_024	SLE_CAR	97	228	54
	Min_V13	LATmuro_234	SLE_CAR	97	-228	-54

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	LATparag_046	SLE_CAR	-5	1	2
	Min_F22	LATmuro_233	SLE_CAR	-424	-1308	-442
	Max_M22	LATmuro_020	SLE_CAR	-166	1386	422
	Min_M22	LATmuro_230	SLE_CAR	-166	-1386	-422
	Max_V23	LATmuro_023	SLE_CAR	-424	1308	442
	Min_V23	LATmuro_233	SLE_CAR	-424	-1308	-442

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Muri andatori – Azioni massime agli Stati Limite di Esercizio
Combinazione frequente

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_233	SLE_FREQ	97	-253	-11
	Min_F11	LATmuro_230	SLE_FREQ	-49	-148	-4
	Max_M11	LATmuro_018	SLE_FREQ	66	256	-1
	Min_M11	LATmuro_228	SLE_FREQ	66	-256	1
	Max_V13	LATmuro_024	SLE_FREQ	95	212	50
	Min_V13	LATmuro_234	SLE_FREQ	95	-212	-50

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	LATparag_046	SLE_FREQ	-5	0	2
	Min_F22	LATmuro_233	SLE_FREQ	-422	-1210	-418
	Max_M22	LATmuro_020	SLE_FREQ	-171	1282	398
	Min_M22	LATmuro_230	SLE_FREQ	-171	-1282	-398
	Max_V23	LATmuro_023	SLE_FREQ	-422	1210	418
	Min_V23	LATmuro_233	SLE_FREQ	-422	-1210	-418

Muri andatori – Azioni massime agli Stati Limite di Esercizio
Combinazione quasi-permanente

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F11 [kN/m]	M11 [kNm/m]	V13 [kN/m]
DIREZIONE 1	Max_F11	LATmuro_233	SLE_QPERM	96	-246	-11
	Min_F11	LATmuro_230	SLE_QPERM	-49	-144	-4
	Max_M11	LATmuro_018	SLE_QPERM	66	249	-1
	Min_M11	LATmuro_228	SLE_QPERM	66	-249	1
	Max_V13	LATmuro_024	SLE_QPERM	95	206	49
	Min_V13	LATmuro_234	SLE_QPERM	95	-206	-49

	AZIONE	Shell [-]	OutputCase [-]	F22 [kN/m]	M22 [kNm/m]	V23 [kN/m]
DIREZIONE 2	Max_F22	LATparag_046	SLE_QPERM	-5	0	2
	Min_F22	LATmuro_233	SLE_QPERM	-422	-1177	-409
	Max_M22	LATmuro_020	SLE_QPERM	-172	1247	391
	Min_M22	LATmuro_230	SLE_QPERM	-172	-1247	-391
	Max_V23	LATmuro_023	SLE_QPERM	-422	1177	409
	Min_V23	LATmuro_233	SLE_QPERM	-422	-1177	-409

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

15 VERIFICHE STRUTTURALI

15.1 FONDAZIONE

Si verifica una sezione in c.a. 100cm x 150cm armata con armatura corrente simmetricamente in entrambi i lati e in entrambe le direzioni con \varnothing 26/20, più l'armatura aggiuntiva superiore \varnothing 26/20 nella direzione lunga (direzione 2).

Il copriferro netto è pari a 50 mm.

15.1.1 Verifiche strutturali Direzione 1

15.1.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 150.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 \varnothing 26 mm posizionati a 8.9 cm da intradosso
5 \varnothing 26 mm posizionati a 141.1 cm da intradosso

Area armatura normale = 5309.3 (mm²) a 75.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 31447.2 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 30.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 14.11 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 216.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 9.4 (cm)
Momento di Rottura M_r = 1603.7 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = 0.9 (KN)
Rottura nel Dominio 3
Rapporto M_r/M_d = 7.425

Condizione di carico 2

Momento di Progetto M_d = -724.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 9.4 (cm)
Momento di Rottura M_r = -1603.7 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = 0.9 (KN)
Rottura nel Dominio 3
Rapporto M_r/M_d = 2.215

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.1.1.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 150.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 26 mm posizionati a 8.9 cm da intradosso
5 ϕ 26 mm posizionati a 141.1 cm da intradosso

Area armatura normale = 5309.3 (mm²) a 75.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -535.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.47 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 152.66 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.5 (cm)
Braccio di leva interno = 131.7 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -508.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.34 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 144.95 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.5 (cm)
Braccio di leva interno = 131.7 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -499.0 (KN.m)
Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.30 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 142.39 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 27.5 (cm)
Braccio di leva interno = 131.7 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w3)

Momento di progetto M = -508.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 15743.30$ (cm²) ; $W_{omog} = 418301.80$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -891.72$ (KN.m) > -508.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = -499.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = 0.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 15743.30$ (cm²) ; $W_{omog} = 418301.80$ (cm³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale $\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -891.72$ (KN.m) > -499.00

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

15.1.1.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

Si riportano le verifiche a taglio secondo quanto riportato in D.M. 14/01/2008 § 4.1.2.3.5

Per la fondazione, in direzione 1, il valore massimo della sollecitazione tagliante di progetto è pari a: $V_{Ed} = 759$ kN/m. Viene disposta un'armatura minima a taglio nella fondazione composta da cavallotti $1\phi 20$ (2 bracci) a mq.

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	25	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	14.11	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	759.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1410	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2655	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0019	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.38	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.28	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	397.75	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	397.75	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	20	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	1000	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	628	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.25	<	7.06	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	7.06	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	771.84	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	3109.57	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	771.84	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

15.1.2 Verifiche strutturali Direzione 2

15.1.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 150.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 $\varnothing 26$ mm posizionati a 6.3 cm da intradosso
10 $\varnothing 26$ mm posizionati a 143.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 7963.9 (mm²) a 97.9 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 31447.2 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 30.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 14.11 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k_n f_{yd} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= 438.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 7.1 (cm)
Momento di Rottura M_r	= 1710.6 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= -3.68E-02 (KN)
Rottura nel Dominio	2
Rapporto M_r/M_d	= 3.905

Condizione di carico 2

Momento di Progetto M_d	= -2449.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= 0.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 11.9 (cm)
Momento di Rottura M_r	= -3159.4 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= 3.602E-01 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 1.29

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

15.1.2.2 Verifiche agli Stato Limite di Esercizio

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

h2 150.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 26 mm posizionati a 6.3 cm da intradosso

10 ϕ 26 mm posizionati a 143.7 cm da intradosso

Area armatura normale = 7963.9 (mm²) a 97.9 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = -1832.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.25 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 261.20 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.9 (cm)

Braccio di leva interno = 131.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = -1710.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.83 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 243.80 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.9 (cm)

Braccio di leva interno = 131.6 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = -1669.0 (KN.m)

Sforzo normale = 0.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.69 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 237.96 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 37.9 (cm)

Braccio di leva interno = 131.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 2.56$ (N/mm²)

tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.13$ (N/mm²)

coefficienti per calcolo dell'ampiezza teorica delle fessure:

$$\alpha_e = E_s / E_{cls} = 6.68$$

$$k_t = 0.6/0.4 \quad (\text{carichi di breve/lunga durata})$$

$$k_1 = 0.8 \quad (\text{barre ad aderenza migliorata})$$

$$k_2 = (\epsilon_1 + \epsilon_2) / 2\epsilon_1 \quad (0.5 \text{ nel caso di flessione})$$

$$k_3 = 3.4$$

$$k_4 = 0.425$$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_3$)

Momento di progetto	$M = -1710.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	$N = 0.00$ (KN)
verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} = 16114.95$ (cm ²) ; $W_{omog} = 454218.90$ (cm ³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale	$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm ²) ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -1.58$ cm)
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -968.29$ (KN.m) < -1710.00
altezza sezione	$h = 150.00$ (cm)
distanza bar. armatura tesa da lembo comp.	$d = 143.70$ (cm)
area armatura tesa	$A_s = 5309.29$ (mm ²)
distanza asse neutro da lembo compresso	$X = 37.94$ (cm)
altezza tirante teso	$h_{c,eff} = 15.75$ (cm) (<(h-Y)/3, <h/2)
area tirante teso	$A_{c,eff} = 1575.00$ (cm ²) (tirante teso ad estradosso sezione)
densità di armatura in zona tesa	$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.03371$
ricoprimento armature tese	$c = 5.00$ (cm)
diametro (equivalente) armature	$\phi_{eq} = 26.00$ (mm)
tensione armatura tesa in sezione fessurata	$\sigma_s = 243.80$ (N/mm ²)
deformazione media unitaria barre (carichi di breve - lunga durata)	$\epsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})) / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.00089534 - 0.00098388$
distanza massima fra le fessure (= 0.50)	$\Delta_{sm} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq} / \rho_{eff} = 301.12$ (mm ; $\epsilon_1 = 0.001230$, $\epsilon_2 = 0.000000$, k_2)
ampiezza teorica delle fessure	$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0.270 - 0.296$ (mm ; carichi di breve - lunga durata)

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto	$M = -1669.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	$N = 0.00$ (KN)
verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} = 16114.95$ (cm ²) ; $W_{omog} = 454218.90$ (cm ³)
tensione ad estradosso da sforzo assiale	$\sigma_{estr} = N / A_{omog} + N \cdot e / W_{omog} = 0.00$ (N/mm ²) ($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = -1.58$ cm)
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{estr}) \cdot W_{omog} = -968.29$ (KN.m) < -1669.00
altezza sezione	$h = 150.00$ (cm)
distanza bar. armatura tesa da lembo comp.	$d = 143.70$ (cm)
area armatura tesa	$A_s = 5309.29$ (mm ²)
distanza asse neutro da lembo compresso	$X = 37.94$ (cm)
altezza tirante teso	$h_{c,eff} = 15.75$ (cm) (<(h-Y)/3, <h/2)
area tirante teso	$A_{c,eff} = 1575.00$ (cm ²) (tirante teso ad estradosso sezione)
densità di armatura in zona tesa	$\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff} = 0.03371$
ricoprimento armature tese	$c = 5.00$ (cm)
diametro (equivalente) armature	$\phi_{eq} = 26.00$ (mm)
tensione armatura tesa in sezione fessurata	$\sigma_s = 237.96$ (N/mm ²)
deformazione media unitaria barre (carichi di breve - lunga durata)	$\epsilon_{sm} = (\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})) / E_s \geq 0.6 \cdot \sigma_s / E_s = 0.00086750 - 0.00095605$
distanza massima fra le fessure (= 0.50)	$\Delta_{sm} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi_{eq} / \rho_{eff} = 301.12$ (mm ; $\epsilon_1 = 0.001201$, $\epsilon_2 = 0.000000$, k_2)
ampiezza teorica delle fessure	$w_d = \epsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm} = 0.261 - 0.288$ (mm ; carichi di breve - lunga durata)

Le verifiche risultano soddisfatte.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

15.1.2.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio

La sezione è armata a taglio, nelle due fasce in corrispondenza dei quattro pali centrali, con dei pioli di diametro $\varnothing 16$ ogni 30 cm x 30 cm.

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	25	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	14.11	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	1219.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1437	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	26	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	10	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	5310	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0037	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.37	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.28	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	403.80	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	496.15	kN

VERIFICA NON SODDISFATTA:

occorre procedere al dimensionamento dell'armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	16	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	3.3	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	330	mm

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Area totale di armatura a taglio | A_{sw} = 663 mm²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile) | 0.79 < 7.06 SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls | θ = 22.00 °
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima | f'_{cd} = 7.06 N/mm²
Tensione media di compressione nella sezione | σ_{cp} = 0.00 N/mm²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse | α_c = 1.00 --

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura | V_{Rsd} = 2517.68 kN

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls | V_{Rcd} = 3169.11 kN

Resistenza ultima a taglio | V_{Rd} = 2517.68 kN

VERIFICA SODDISFATTA.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

15.2 MURI ANDATORI

I muri andatori presentano spessore variabile in altezza, pertanto si verificheranno due diverse sezioni, una alla base, di dimensioni 100cm x 160cm e una all'altezza di circa 4.00 m dalla base del muro, di dimensioni 100cm x 120cm.

Per quanto riguarda l'armatura verticale, la sezione è armata simmetricamente su entrambi i lati con $\varnothing 20/20$ più un'armatura aggiuntiva sul lato interno $\varnothing 26/20$ in corrispondenza alla base del muro, che si estende per l'altezza di 4.00 m, alternata a quella corrente.

L'armatura orizzontale del muro è costituita da barre $\varnothing 16/10$ nella parte bassa del muro e $\varnothing 16/20$ nella parte alta.

Si verificano pertanto tutte e due le sezioni di muro, con le relative sollecitazioni.

Il copriferro netto è pari a 50 mm.

15.2.1 Verifiche strutturali della sezione di base

15.2.1.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 1 (orizzontale)

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 160.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 $\varnothing 16$ mm posizionati a 5.8 cm da intradosso
10 $\varnothing 16$ mm posizionati a 154.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 4021.2 (mm²) a 80.0 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 33642.8 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 40.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Resistenza di progetto dell'acciaio $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale $k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 371.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 94.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.8 (cm)
Momento di Rottura M_r = 1336.1 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = 94.0 (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto M_r/M_d = 3.601

Condizione di carico 2

Momento di Progetto M_d = -371.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = 94.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 5.8 (cm)
Momento di Rottura M_r = -1336.1 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = 94.0 (KN)
Rottura nel Dominio 2
Rapporto M_r/M_d = 3.601

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.2.1.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 1 (orizzontale)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 160.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 \emptyset 16 mm posizionati a 5.8 cm da intradosso
10 \emptyset 16 mm posizionati a 154.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 4021.2 (mm²) a 80.0 cm da intrad.

Convenzioni di segno

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 275.0 (KN.m)
Sforzo normale = 69.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.18 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 109.87 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 21.4 (cm)
Braccio di leva interno = 142.6 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 256.0 (KN.m)
Sforzo normale = 66.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.09 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 102.72 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 21.3 (cm)
Braccio di leva interno = 142.3 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 249.0 (KN.m)
Sforzo normale = 66.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -1.06 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 100.33 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 21.2 (cm)
Braccio di leva interno = 142.2 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto $M = 256.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 66.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16562.97$ (cm²) ; $W_{omog} = 465410.80$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.04$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1183.36$ (KN.m) > 256.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto $M = 249.00$ (KN.m)
Sforzo assiale di progetto $N = 66.00$ (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16562.97$ (cm²) ; $W_{omog} = 465410.80$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = 0.04$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1183.36$ (KN.m) > 249.00

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.2.1.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 1 (orizzontale)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	73.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1542	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	10	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2010	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0013	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.36	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.32	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min}$	=	493.28	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	493.28	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

15.2.1.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 2 (verticale)

Ai fini della verifica, l'armatura complessiva 5 Ø 20 + 5 Ø 26 si sostituisce con l'armatura equivalente fittizia 10 Ø 23.

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unita` di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 160.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 Ø23 mm posizionati a 7.6 cm da intradosso
5 Ø20 mm posizionati a 152.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 5725.6 (mm²) a 47.3 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 33642.8 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 40.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $kf_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Momento di Progetto M_d = 1872.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d = -215.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 11.0 (cm)
Momento di Rottura M_r = 2838.1 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r = -215.0 (KN)
Rottura nel Dominio = 3
Rapporto M_r/M_d = 1.516

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.2.1.5 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 2 (verticale)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 160.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

10 ϕ 23 mm posizionati a 7.6 cm da intradosso
5 ϕ 20 mm posizionati a 152.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 5725.6 (mm²) a 47.3 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 1386.0 (KN.m)
Sforzo normale = -166.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.04 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 219.13 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 39.1 (cm)
Braccio di leva interno = 140.1 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 1282.0 (KN.m)
Sforzo normale = -171.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.67 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 200.87 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 39.4 (cm)
Braccio di leva interno = 140.0 (cm)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Condizione di carico 3

Momento = 1247.0 (KN.m)
Sforzo normale = -172.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -4.53 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 195.00 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 39.4 (cm)
Braccio di leva interno = 140.0 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_2$)

Momento di progetto M = 1282.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -171.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16801.58$ (cm²) ; $W_{omog} = 488189.80$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = -0.10$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.56$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1307.75$ (KN.m) > 1282.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, $w_{lim} = w_1$)

Momento di progetto M = 1247.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -172.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 16801.58$ (cm²) ; $W_{omog} = 488189.80$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = -0.10$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 1.56$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 1308.02$ (KN.m) > 1247.00

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.2.1.6 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 2 (verticale)

Si considera l'armatura corrente $\varnothing 20/20$ e l'armatura aggiuntiva a taglio (spilli $1\varnothing 12/20 \times 40$ cm).

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	409.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0.00	kNm

Caratteristiche geometriche della sezione:

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Altezza utile della sezione	d	=	1542	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	20	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1570	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0010	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.36	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.32	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	493.28	kN
Resistenza ultima a taglio (V_{Rd} \geq V_{Rd,min})	V_{Rd}	=	493.28	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	12	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2.5	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	200	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	283	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Controllo duttilità (SI = duttile)	0.55	<	9.41	SI
Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22.00	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	9.41	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α_c	=	1.00	--

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	1898.54	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	4534.23	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	1898.54	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

15.2.2 Verifiche strutturali della sezione corrente

Tale sezione inizia all'altezza di circa 3.20 m dalla base del muro e prosegue fino alla sommità. Si considerano le sollecitazioni massime e la sezione di altezza massima, di dimensioni 100 cm x 123 cm.

15.2.2.1 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 1 (orizzontale)

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 123.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 16 mm posizionati a 5.8 cm da intradosso
5 ϕ 16 mm posizionati a 117.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 2010.6 (mm²) a 61.5 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	= 210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	= 33642.8 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	= 40.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	= 450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	= 540.00 (N/mm ²)

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovrarresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo = 18.81 (N/mm²)
Acciaio normale $f_{yd} = 391.30$ (N/mm²) - $k_f f_{yd} = 469.57$ (N/mm²)

Convenzioni di segno

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d = 39.0 (KN.m)

Sforzo di Progetto N_d = 7.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 4.4 (cm)

Momento di Rottura M_r = 538.3 (KN.m)

Sforzo di Rottura N_r = 7.0 (KN)

Rottura nel Dominio = 2

Rapporto M_r/M_d = 13.804

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.2.2.2 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 1 (orizzontale)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -

Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0

h2 123.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 ϕ 16 mm posizionati a 5.8 cm da intradosso

5 ϕ 16 mm posizionati a 117.2 cm da intradosso

Area armatura normale = 2010.6 (mm²) a 61.5 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 28.0 (KN.m)

Sforzo normale = 5.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -0.27 (N/mm²)

Trazione massima nell'acciaio = 27.34 (N/mm²)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 15.0 (cm)

Braccio di leva interno = 110.9 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 25.0 (KN.m)

Sforzo normale = 5.0 (KN)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

Compressione massima nel calcestruzzo	=	-0.24 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	=	24.67 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	=	14.8 (cm)
Braccio di leva interno	=	110.7 (cm)

Condizione di carico 3

Momento	=	24.0 (KN.m)
Sforzo normale	=	5.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo	=	-0.23 (N/mm ²)
Trazione massima nell'acciaio	=	23.78 (N/mm ²)
Distanza asse neutro da lembo compresso	=	14.8 (cm)
Braccio di leva interno	=	110.6 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	3.10 (N/mm ²)
tensione di formazione della fessura	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 =$	2.58 (N/mm ²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto	M =	25.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	N =	5.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} =$	12581.49 (cm ²)	;	$W_{omog} =$	266350.10 (cm ³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} =$	3.974E-03 (N/mm ²)			
	$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} =$	0.00 cm)			
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} =$	686.78 (KN.m) > 25.00			

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto	M =	24.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto	N =	5.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} =$	12581.49 (cm ²)	;	$W_{omog} =$	266350.10 (cm ³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} =$	3.974E-03 (N/mm ²)			
	$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} =$	0.00 cm)			
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} =$	686.78 (KN.m) > 24.00			

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.2.2.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 1 (orizzontale)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	40	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	33	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	18.81	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391.30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	43.00	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N (V_{Ed})$	=	0.00	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M (V_{Ed})$	=	0.00	kNm

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	1172	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	1000	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	5	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	1005	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0.0009	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1.41	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0.34	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0.00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	397.03	kN
Resistenza ultima a taglio (V_{Rd} \geq V_{Rd,min})	V_{Rd}	=	397.03	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.2.2.4 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione – direzione 2 (verticale)

VERIFICHE A ROTTURA - RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 123.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 $\varnothing 20$ mm posizionati a 7.6 cm da intradosso
5 $\varnothing 20$ mm posizionati a 115.4 cm da intradosso

Area armatura normale = 3141.6 (mm²) a 61.5 cm da intrad.

Caratteristiche Fisico-Elastiche dei materiali

Modulo Elastico acciaio normale	=	210000.0 (N/mm ²)
Modulo Elastico calcestruzzo	=	33642.8 (N/mm ²)
Resistenza cubica caratteristica calcestruzzo	=	40.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a snervamento acciaio normale	=	450.00 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a rottura acciaio normale	=	540.00 (N/mm ²)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Ipotesi di calcolo

Legge costitutiva del calcestruzzo :	Parabola Rettangolo
Accorciamento ultimo calcestruzzo a flessione	$\epsilon_{cu} = 0.3500 \%$
Accorciamento ultimo calcestruzzo a compressione	$\epsilon_{cm} = 0.2000 \%$
Legge costitutiva dell'acciaio normale :	Elasto-plastica con incrudimento finita
Allungamento ultimo acciaio normale	$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk} = 6.750 \%$
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	$\gamma_c = 1.500$
Coefficiente di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.150$
Termine di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.850$
Rapporto resistenza cilindrica/cubica	$f_{ck}/R_{ck} = 0.830$
Resistenza di progetto calcestruzzo	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0.47 R_{ck}$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 0.87 f_{yk}$
Rapporto di sovraresistenza acciaio normale	$k_n = f_{tk}/f_{yk} = 1.200$

Resistenze di progetto

Calcestruzzo	= 18.81 (N/mm ²)
Acciaio normale	$f_{yd} = 391.30$ (N/mm ²) - $k f_{yd} = 469.57$ (N/mm ²)

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni
Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Condizione di carico 1

Momento di Progetto M_d	= 519.0 (KN.m)
Sforzo di Progetto N_d	= -177.0 (KN)

Distanza asse neutro da lembo compresso	= 6.8 (cm)
Momento di Rottura M_r	= 906.0 (KN.m)
Sforzo di Rottura N_r	= -177.1 (KN)
Rottura nel Dominio	3
Rapporto M_r/M_d	= 1.746

La verifica è pertanto soddisfatta.

15.2.2.5 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio – direzione 2 (verticale)

VERIFICA IN SEZIONE PARZIALIZZATA - VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -
Unità di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso

b1 100.0
h2 123.0 b3 100.0

Descrizione dell'armatura normale

5 $\phi 20$ mm posizionati a 7.6 cm da intradosso
5 $\phi 20$ mm posizionati a 115.4 cm da intradosso

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Area armatura normale = 3141.6 (mm²) a 61.5 cm da intrad.

Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni

Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Condizione di carico 1

Momento = 379.0 (KN.m)
Sforzo normale = -136.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -3.13 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 181.19 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 23.7 (cm)
Braccio di leva interno = 105.9 (cm)

Condizione di carico 2

Momento = 339.0 (KN.m)
Sforzo normale = -136.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.80 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 157.77 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 24.3 (cm)
Braccio di leva interno = 105.2 (cm)

Condizione di carico 3

Momento = 326.0 (KN.m)
Sforzo normale = -136.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -2.69 (N/mm²)
Trazione massima nell'acciaio = 150.37 (N/mm²)
Distanza asse neutro da lembo compresso = 24.4 (cm)
Braccio di leva interno = 105.1 (cm)

VERIFICA A FESSURAZIONE SECONDO PAR. 4.1.2.2.4 TESTO UNICO

resistenza media a trazione $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ (N/mm²)
tensione di formazione della fessura $\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.58$ (N/mm²)

condizione di carico n. 2 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w2)

Momento di progetto M = 339.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -136.00 (KN)

verifica su sezione di prima fase $A_{omog} = 12739.82$ (cm²) ; $W_{omog} = 272926.90$ (cm³)
tensione ad intradosso da sforzo assiale $\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = -0.11$ (N/mm²)
($e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00$ cm)
momento di formazione della fessura $M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 733.96$ (KN.m) > 339.00

condizione di carico n. 3 (S.L. di apertura delle fessure, wlim = w1)

Momento di progetto M = 326.00 (KN.m)
Sforzo assiale di progetto N = -136.00 (KN)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Progetto Esecutivo

verifica su sezione di prima fase	$A_{omog} = 12739.82 \text{ (cm}^2\text{)}$;	$W_{omog} = 272926.90 \text{ (cm}^3\text{)}$
tensione ad intradosso da sforzo assiale	$\sigma_{intr} = N / A_{omog} - N \cdot e / W_{omog} = -0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)}$	
	$(e = Y_{bar,cls} - Y_{bar,omog} = 0.00 \text{ cm})$	
momento di formazione della fessura	$M_{fess} = (\sigma_t - \sigma_{intr}) \cdot W_{omog} = 733.96 \text{ (KN.m)}$	> 326.00

Le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

15.2.2.6 Verifiche allo Stato Limite Ultimo per taglio – direzione 2 (verticale)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	$f_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione del cls	$f_{cd} = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	$f_{yd} = 391.30 \text{ N/mm}^2$

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	$V_{Ed} = 241.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kN}$
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed}) = 0.00 \text{ kNm}$

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	$d = 1154 \text{ mm}$
Larghezza minima della sezione	$b_w = 1000 \text{ mm}$

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	$\varnothing = 20 \text{ mm}$
Numero tondini longitudinali utilizzati	$n = 5 \text{ --}$
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	$A_{sl} = 1570 \text{ mm}^2$
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	$\rho_l = 0.0014 \text{ --}$

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	$k = 1.42 \text{ --}$
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	$v_{min} = 0.34 \text{ N/mm}^2$
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \cdot f_{cd}$)	$\sigma_{cp} = 0.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza ultima a taglio minima	$V_{Rd,min} = 392.26 \text{ kN}$
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	$V_{Rd} = 392.26 \text{ kN}$

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

La verifica è pertanto soddisfatta.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

16 FONDAZIONI SU PALI

Le verifiche relative alle opere di fondazione sono state condotte considerando le azioni all'intradosso della fondazione e determinando le azioni assiali, trasversali, i momenti e gli spostamenti lungo il fusto dei pali attraverso una modellazione della fondazione mediante il software Group (Ensoft). Sulla base di queste azioni sono state condotte le verifiche dei pali.

16.1 AZIONI

16.1.1 Azioni nel baricentro della fondazione

Nella tabella sottostante si riportano le reazioni risultanti nel baricentro all'intradosso della platea di fondazione ottenute dal modello di calcolo SAP2000 ampiamente descritto nei paragrafi precedenti.

TABLE: Joint Reactions						
OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
SLU_01	0	0	22682	0	0	0
SLU_02	0	-628	22682	2381	0	0
SLU_03	0	628	22682	-2381	0	0
SLU_04	0	0	22682	0	0	0
SLU_05	0	0	24417	0	0	0
SLU_06	0	-628	24417	2381	0	0
SLU_07	0	628	24417	-2381	0	0
SLU_08	0	0	24417	0	0	0
SISMA_01 X+0.3Y+0.3Z	-247	131	17613	-690	-1073	0
SISMA_02 X-0.3Y+0.3Z	-247	-131	17613	690	-1073	0
SISMA_03 -X+0.3Y+0.3Z	247	131	17613	-690	1073	0
SISMA_04 -X-0.3Y+0.3Z	247	-131	17613	690	1073	0
SISMA_05 0.3X+Y+0.3Z	-74	436	17613	-2299	-325	0
SISMA_06 0.3X-Y+0.3Z	-74	-436	17613	2299	-325	0
SISMA_07 -0.3X+Y+0.3Z	74	436	17613	-2299	325	0
SISMA_08 -0.3X-Y+0.3Z	74	-436	17613	2299	325	0
SISMA_09 0.3X+0.3Y+Z	-74	131	17998	-690	-325	0
SISMA_10 0.3X-0.3Y+Z	-74	-131	17998	690	-325	0
SISMA_11 -0.3X+0.3Y+Z	74	131	17998	-690	325	0
SISMA_12 -0.3X-0.3Y+Z	74	-131	17998	690	325	0
ECCEZIONALE	0	-100	17448	1087	0	220
SLE_CAR	0	0	17448	0	0	0
SLE_FREQ	0	0	17448	0	0	0
SLE_QPERM	0	0	17448	0	0	0

Tabella 2: Reazioni a intradosso e baricentro zattera di fondazione muri andatori

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

16.1.2 Sollecitazioni nei pali

Note le azioni agenti a intradosso plinto di fondazione sono state calcolate le sollecitazioni agenti in testa a ciascun palo mediante il software Group.

Per la sola verifica della palificata si considera il sistema di riferimento indicato dal programma di calcolo in cui l'asse Z è diretto lungo l'asse dell'impalcato, l'asse Y perpendicolarmente ad esso e l'asse X positivo verso il basso.

Da cui rispetto quanto riportato nella Tabella 2:

- $F_1 = - F_z$
- $F_2 = - F_y$
- $F_3 = F_x$
- $M_1 = - M_z$
- $M_2 = - M_y$
- $M_3 = M_x$

In Figura 11 è riportato il modello 3D della palificata.

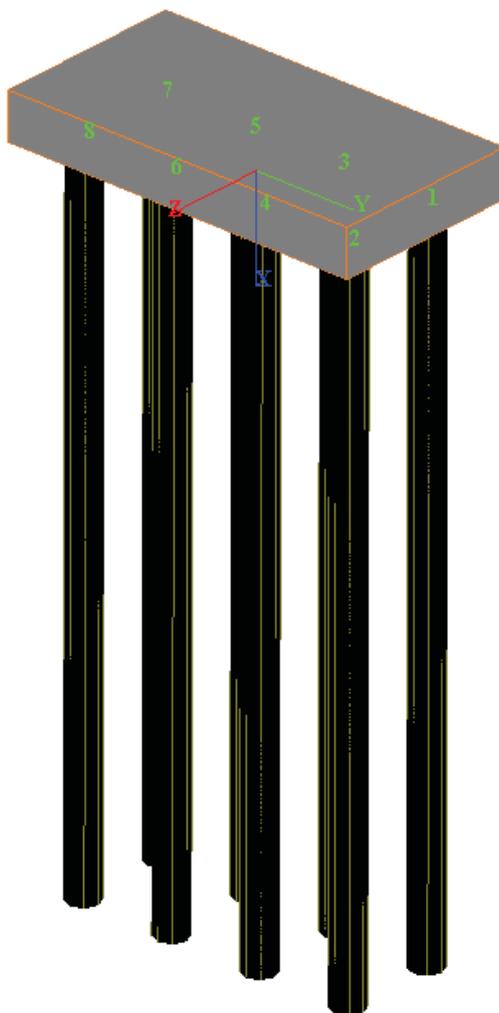


Figura 11 – Modello 3D palificata - Group (Ensoft)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Il terreno è stato simulato attraverso delle molle elastoplastiche le cui caratteristiche sono riportate al Par.10.

Per tenere conto di una possibile interazione con i pali della spalla (che di trovano ad una distanza inferiore a 3D), le caratteristiche delle molle orizzontali e verticali dei pali 2, 4, 6 e 8 sono state cautelativamente ridotte.

Di seguito si riassumono le sollecitazioni dimensionanti agenti sui pali, ovvero il valore del carico assiale massimo in testa al palo (in compressione e in trazione se presente), del momento flettente e del taglio massimo nelle condizioni più gravose.

SLU/SLV:

- N max= 3258 kN (comb SLU_06 o SLU_07)
- N min= 1997kN (comb SISMA_07_-0.3X+Y+0.3Z o SISMA_08_-0.3X-Y+0.3Z)
- M max= 224 kNm (comb SLU_06)
- T max= 96 kNm (comb SLU_06)

SLE:

- N max = 2217kN (comb SLE_CAR, _FREQ, _QPERM)
- N min = 2145 kN (comb SLE_CAR, _FREQ, _QPERM)
- M max= 56 kNm (comb SLE_CAR, _FREQ, _QPERM)
- T max= 11 kN (comb SLE_CAR, _FREQ, _QPERM)

Di seguito si riportano i grafici delle sollecitazioni massime per le combinazioni SLU/SLV.

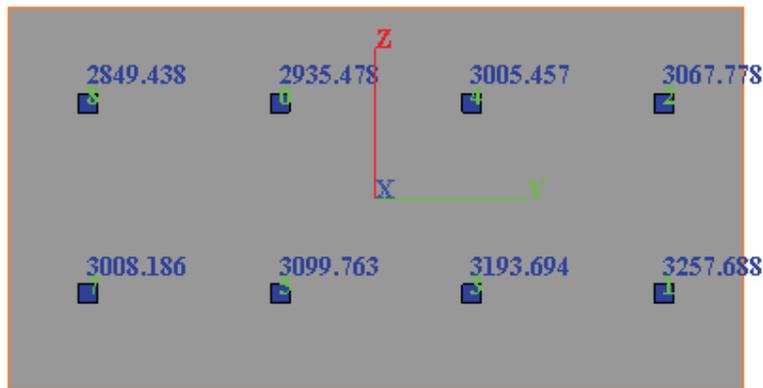


Figura 12 – N max in testa ai pali (comb SLU_06)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

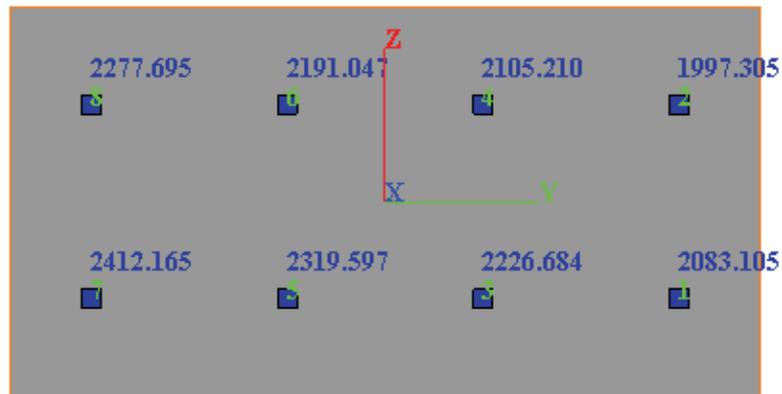
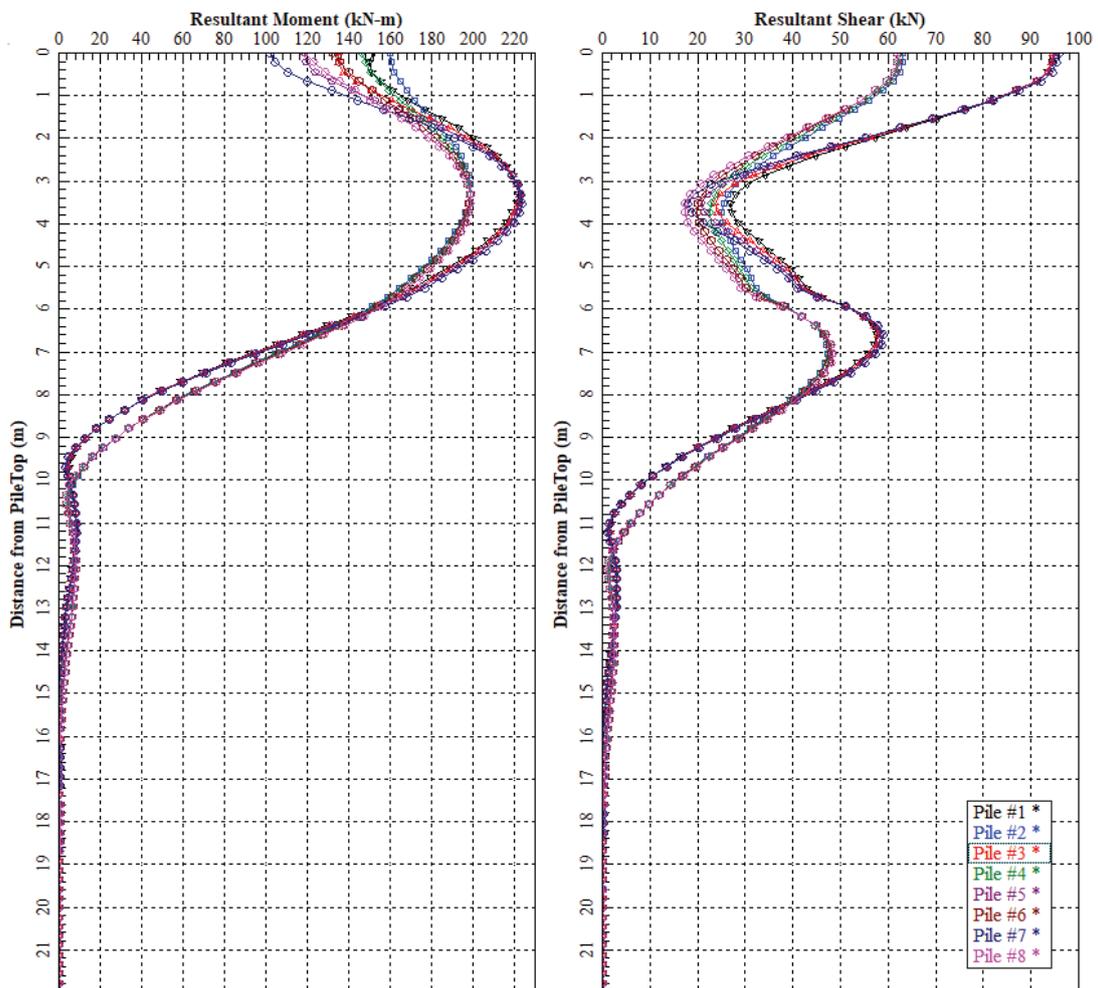


Figura 13 – N min in testa ai pali (comb SISMA_07_-0.3X+Y+0.3Z)



Load Case 6

Figura 14 – Andamento dei momenti M_y e tagli T_z (comb SLU_06)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

16.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

16.2.1 Capacità portante Verticale

Cautelativamente la verifica di capacità portate verticali dei pali in compressione è stata condotta considerando la curva SLU (parametri minimi) in quanto risultava la peggiore tra quelle presentate al Par.10 e la sollecitazione di compressione massima tra tutte le combinazioni e tutti i pali (come riportato al Par. 16.1.2). Non si riporta la verifica a trazione del palo in quanto nessuna combinazione di carico porta trazione nei pali.

La Figura 15 mostra che la verifica di capacità portante a compressione è soddisfatta per la lunghezza dei pali in progetto in quanto la $R_{c,d} = 3339 \text{ kN} > N_{Ed,c} = 3258$ per $L=22\text{m}$.

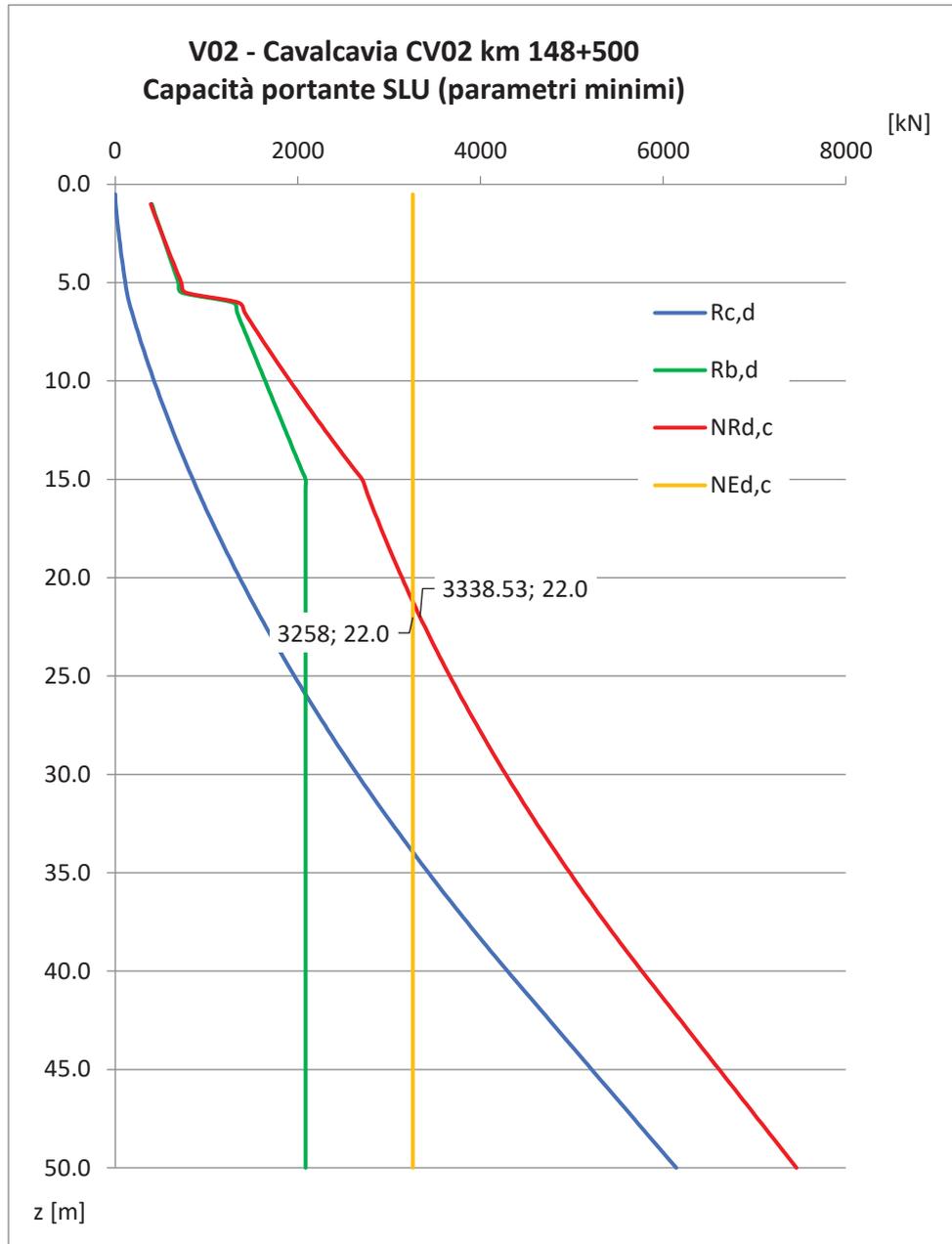


Figura 15 – Verifica di capacità portante verticale -compressione

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

16.2.2 Capacità portante orizzontale

Affinché la verifica allo Stato Limite Ultimo di tipo geotecnico nei riguardi di carichi orizzontali sia soddisfatta deve risultare che la sommatoria delle pressioni esercitate dal terreno a contatto con il palo ($p_{sollecitante}$), sia inferiore alla resistenza trasversale di progetto H_{lim} .

$$H_{lim} \geq \sum p_{sollecitante}$$

Si evidenzia che le pressioni dovute alla reazione del terreno possono svilupparsi, in funzione del comportamento del palo alle azioni orizzontali, o lungo tutto il fusto del palo (comportamento di palo corto) o interessando principalmente una sola porzione dello stesso (comportamento di palo lungo). In quest'ultimo caso l'altezza \bar{H} da considerare per il calcolo sia delle azioni resistenti che delle azioni sollecitanti, risulta minore dell'altezza H totale del palo.

Nota l'andamento delle curve $p-y$ e quindi anche della resistenza ultima del terreno p_u con la profondità (si veda Par. 10), H_{lim} risulta uguale alla sommatoria delle p_u , per un'altezza \bar{H} minore o uguale all'altezza totale del palo H , divisa per i coefficienti ξ_i e γ_T forniti dalla normativa.

$$H_{lim} = \frac{\sum p_u}{\xi_i \cdot \gamma_T}$$

L'altezza \bar{H} ($\leq H$) da considerare sia per il calcolo dell'azione sollecitante ($\sum p_{sollecitante}$) che per la definizione della resistenza di progetto H_{lim} può essere ricavata dall'osservazione dell'andamento delle pressioni che si sviluppano nel terreno a contatto con il palo.

In Figura 16 si riporta il grafico dell'involuppo delle pressioni massime espresse in kN per metro di profondità:

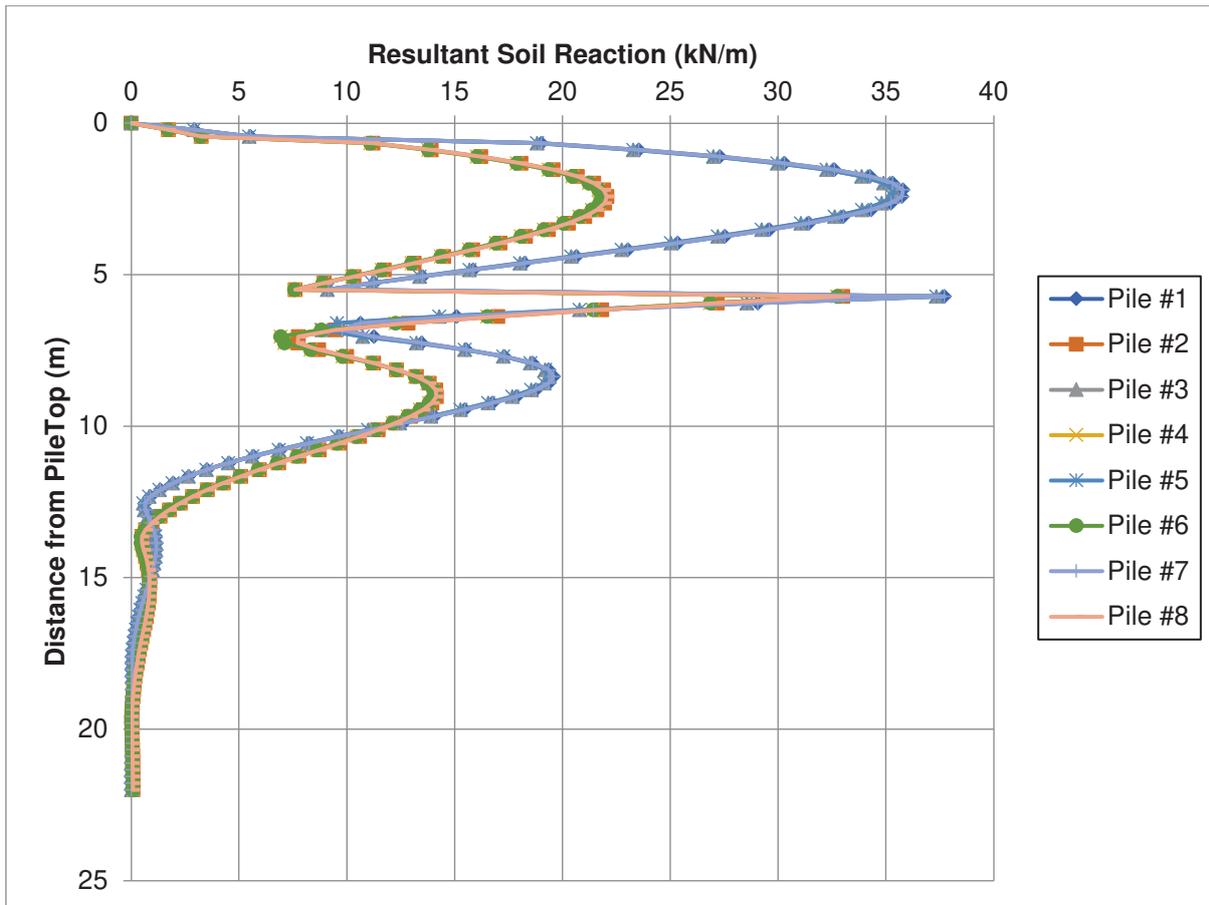


Figura 16: Andamento delle pressioni nel terreno a contatto con il palo

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

Il grafico di Figura 16 mostra che il terreno a contatto con il palo si mobilita in modo significativo non lungo tutta l'altezza del palo, bensì solo per i primi circa 15 m di profondità, pertanto il valore di \bar{H} , cioè il valore di altezza da utilizzare per definire H_{lim} , può essere assunto pari a 15 m.

Di conseguenza, la verifica di capacità portante trasversale è soddisfatta se vale la seguente disequazione:

$$H_{lim} = \frac{1}{\xi_i \cdot \gamma_T} \sum_0^{\bar{H}=15\text{ m}} p_u \geq \sum_0^{\bar{H}=15\text{ m}} p_{sollecitanti} = H_{soll}$$

Ancora con riferimento alla Figura 16, la sollecitazione H_{soll} da considerare per la verifica geotecnica di capacità portante trasversale vale 1033 kN.

In Figura 17 si riporta la curva di capacità portante orizzontale che fornisce il valore di H_{lim} al variare dell'altezza \bar{H} ; è stata considerata la curva con i parametri minimi in quanto risultava la peggiore tra quelle presentate al Par. 2010.

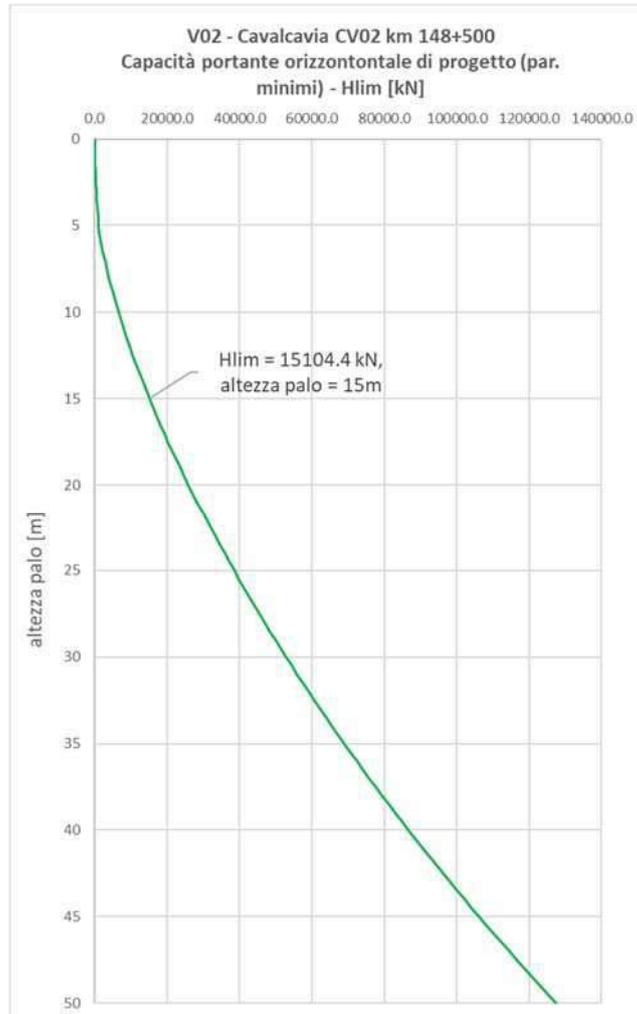


Figura 17: Andamento della H_{lim} con la profondità

Dalla curva di capacità portante orizzontale in Figura 17 il valore di H_{lim} , per un'altezza utile del palo \bar{H} di 15 m, risulta pari a 15104 kN.

Pertanto, nell'esempio studiato, la verifica di capacità portante orizzontale del palo risulta soddisfatta in quanto:

$$H_{lim} = 15104\text{ kN} \geq H_{soll} = 1033\text{ kN}$$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

16.2.3 Cedimenti e spostamenti orizzontali

I cedimenti e gli spostamenti orizzontali massimi sono calcolati automaticamente dal programma e riportati rispettivamente in Figura 18 e Figura 19.

Il cedimento e lo spostamento orizzontale massimi stimati tra le combinazioni SLE sopra riportate sono millimetrici. Tali valori si ritengono accettabili anche perché risultano essere una stima per eccesso dei valori reali in quanto il programma Group non tiene conto della reazione fornita dal terreno sotto la platea di fondazione ma solo lungo i pali.

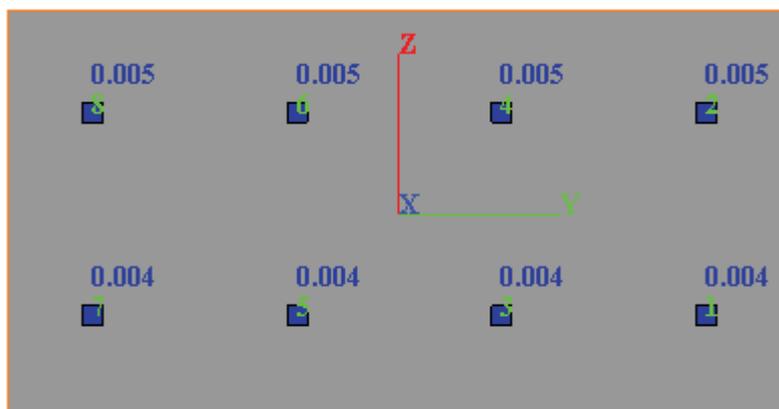


Figura 18 – Cedimenti massimi (comb SLE_05)

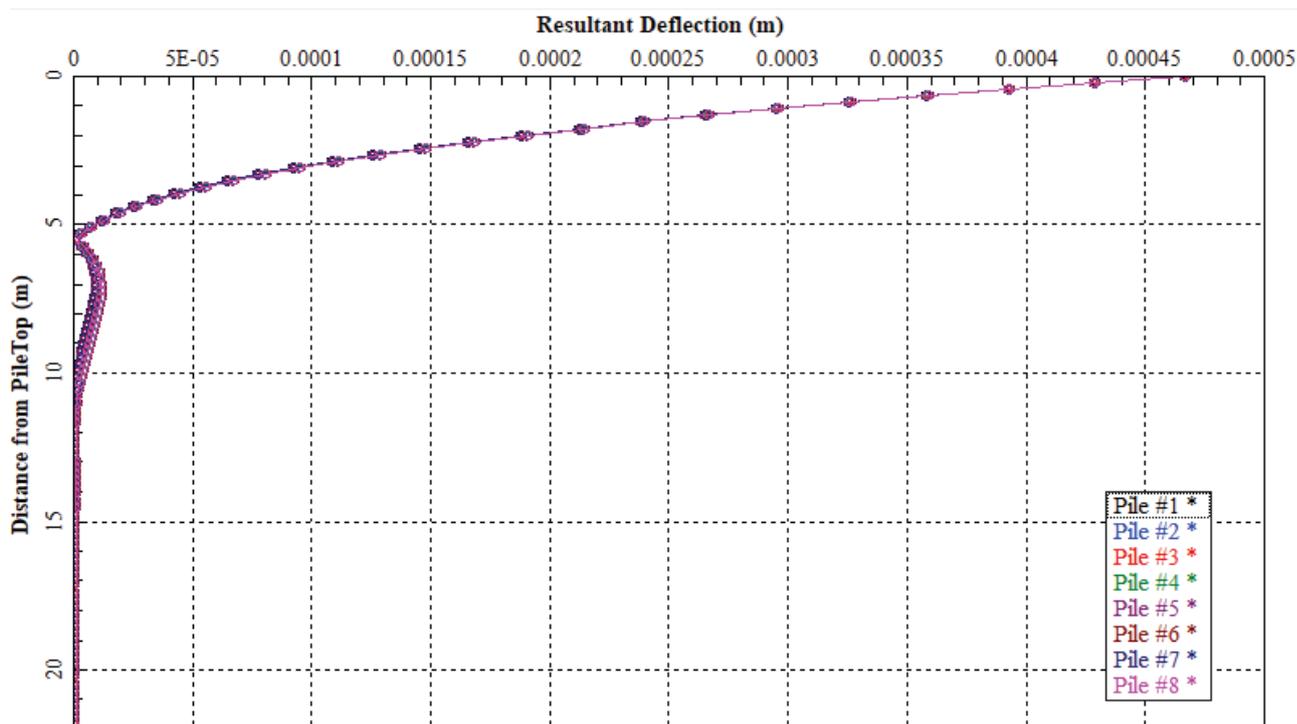


Figura 19 – Spostamenti orizzontali massimi (comb SLE_05)

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

16.3 VERIFICHE STRUTTURALI

Nella Tabella 3 è riassunta l'armatura prevista nei pali dove si distinguono il tratto 1 e 2 che coprono rispettivamente la parte alta e la parte inferiore del palo.

	Armatura longitudinale	Armatura trasversale
Tratto 1	20 Φ 16 – L=12m	Φ 10/10
Tratto 2	20 Φ 16 – L=12m	Φ 10/10

Tabella 3: Armatura pali

16.3.1 Verifiche strutturali agli Stati limite Ultimi

Nelle figure seguenti si riporta il calcolo del momento resistente considerando le armature riportate in Tabella 3, un copriferro di 7.5cm e le sollecitazioni massime riportate nel Par. 16.1.2. A favore di sicurezza si considera il momento flettente massimo e un'azione assiale nulla.

Titolo: Pali CV02 - Muro - SLU - SLV

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 20
- Diametro barre: 1,6 [cm]
- Copriferro [baric.]: 9,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

- Rettan.re
- Trapezi
- a T
- Circolare
- Rettangoli
- Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN

M_{xEd}: 224 kNm

M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

- Centro
- Baricentro cls
- Coord.[cm]

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

- Retta
- Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ϵ_{su} : 67,5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰

f_{yd} : 391,3 N/mm² ϵ_{cu} : 3,5 ‰

E_s : 200.000 N/mm² f_{cd} : 14,17

E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8

ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6

τ_{c1} : 1,829

M_{xRd}: 622 kNm

σ_c : -14,17 N/mm²

σ_s : 391,3 N/mm²

ϵ_c : 3,5 ‰

ϵ_s : 14,39 ‰

d: 90,5 cm

x: 17,71 x/d: 0,1957

δ : 0,7

Figura 20 – Calcolo Mrd – SLU e SLV

La Figura 21 mostra l'involuppo (di tutte le combinazioni di carico di Tabella 2) dei momenti flettenti e il valore del momento resistente lungo il fusto dei pali. Il momento resistente calcolato in Figura 20 risulta sempre maggiore di quello sollecitante: la verifica è dunque soddisfatta.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
 20125 - Milano
 Tel. 02 6787911
 email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
 92100 Agrigento
 Tel. 0922 421007
 email: deltaingegneria@pec.it

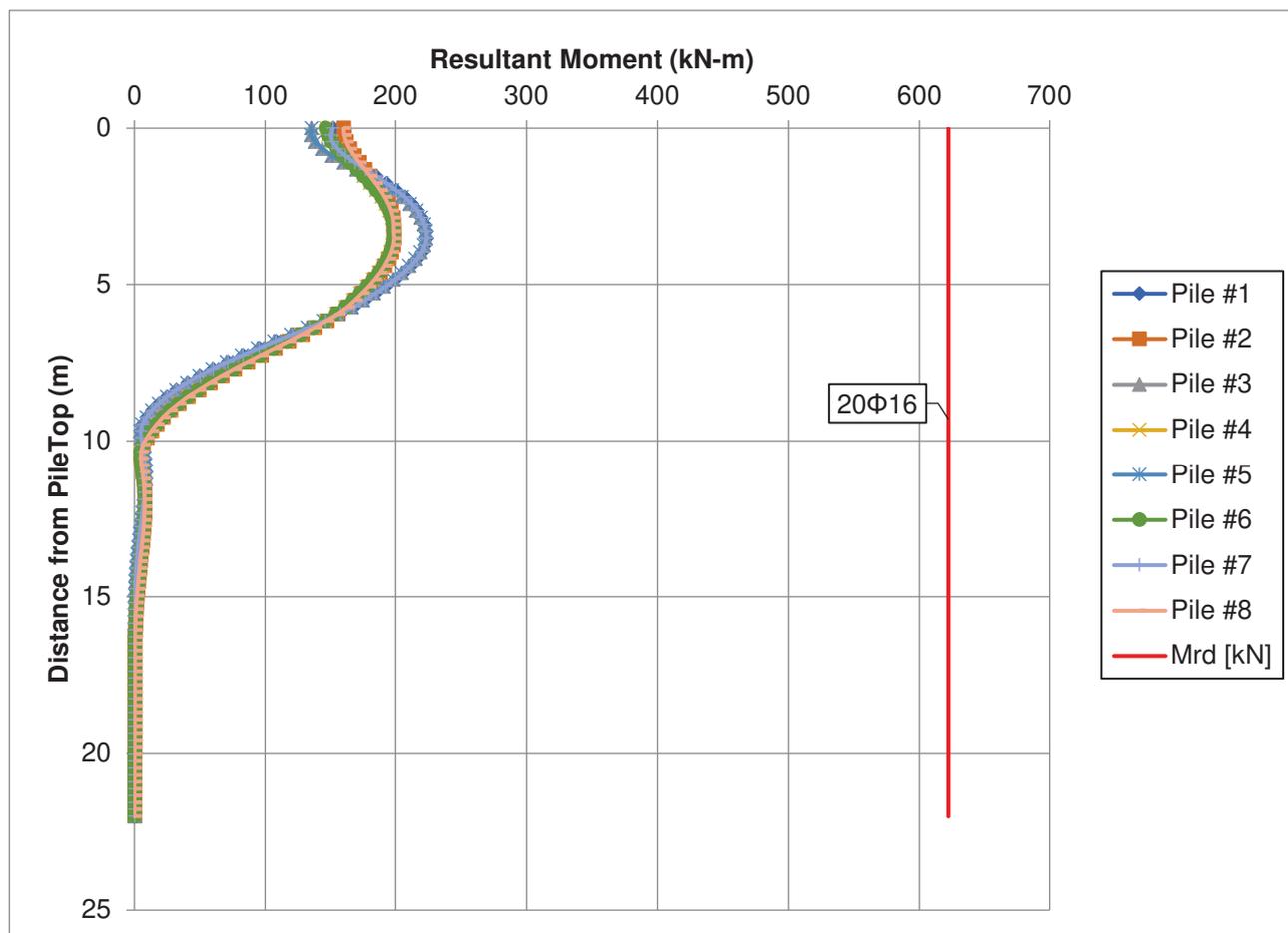


Figura 21 – Verifica a presso/tenso-flessione – SLU e SLV – involucri

Nella tabella sottostante si riporta il calcolo del taglio resistente del palo.

VERIFICHE A TAGLIO SECONDO D.M. 14/01/2008 (§ 4.1.2.1.3)

Caratteristiche dei materiali:

Resistenza caratteristica a compressione cubica cls	R_{ck}	=	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica cls	f_{ck}	=	25	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione del cls	f_{cd}	=	14,11	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione dell'acciaio	f_{yd}	=	391,30	N/mm ²

Sollecitazioni di verifica (S.L.U.):

Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{Ed}	=	96	kN
Valore di calcolo della forza assiale associata a V_{Ed}	$N(V_{Ed})$	=	0,0	kN
Valore di calcolo del momento flettente associato a V_{Ed}	$M(V_{Ed})$	=	0,0	kNm

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Caratteristiche geometriche della sezione:

Altezza utile della sezione	d	=	710	mm
Larghezza minima della sezione	b_w	=	900	mm

Armatura della sezione in zona tesa:

Diametro ferri longitudinali	\varnothing	=	16	mm
Numero tondini longitudinali utilizzati	n	=	10	--
Area totale di armatura longitudinale in zona tesa	A_{sl}	=	2010	mm ²
Rapporto geometrico dell'armatura longitudinale (≤ 0.02)	ρ_l	=	0,0031	--

VERIFICA SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.1)

Fattore dipendente dall'altezza utile della sezione (≤ 2)	k	=	1,53	--
Tensione dipendente dal fattore k e dalla resistenza del cls	v_{min}	=	0,33	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 \times f_{cd}$)	σ_{cp}	=	0,00	N/mm ²
Resistenza ultima a taglio minima	V_{Rd,min}	=	211,47	kN
Resistenza ultima a taglio ($V_{Rd} \geq V_{Rd,min}$)	V_{Rd}	=	233,18	kN

VERIFICA SODDISFATTA:

non occorre armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA CON ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO (§ 4.1.2.1.3.2)

Armatura aggiuntiva resistente a taglio:

Angolo di inclinazione armatura trasv. su asse dell'elemento	α	=	90	°
Diametro ferri a taglio	\varnothing_{sw}	=	10	mm
Numero dei bracci in sezione trasversale	n_{sw}	=	2	--
Passo in direzione asse elemento	s	=	100	mm
Area totale di armatura a taglio	A_{sw}	=	158	mm ²

Fattori di resistenza a compressione:

Angolo di inclinazione dei puntoni di cls	θ	=	22	°
Resistenza a compressione ridotta del cls d'anima	f'_{cd}	=	7,06	N/mm ²
Tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	=	0,00	N/mm ²
Coefficiente maggiorativo per membrature compresse	α_c	=	1,00	--
Resistenza di calcolo a "taglio trazione" dell'armatura	V_{Rsd}	=	978,49	kN
Resistenza di calcolo a "taglio compressione" del cls	V_{Rcd}	=	1410,18	kN
Resistenza ultima a taglio	V_{Rd}	=	978,49	kN

VERIFICA SODDISFATTA.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

La Figura 22 mostra l'involuppo (di tutte le combinazioni di carico di Tabella 2) del taglio sollecitante e il valore del taglio resistente lungo il fusto dei pali. Il taglio resistente risulta sempre maggiore di quello sollecitante: la verifica è dunque soddisfatta.

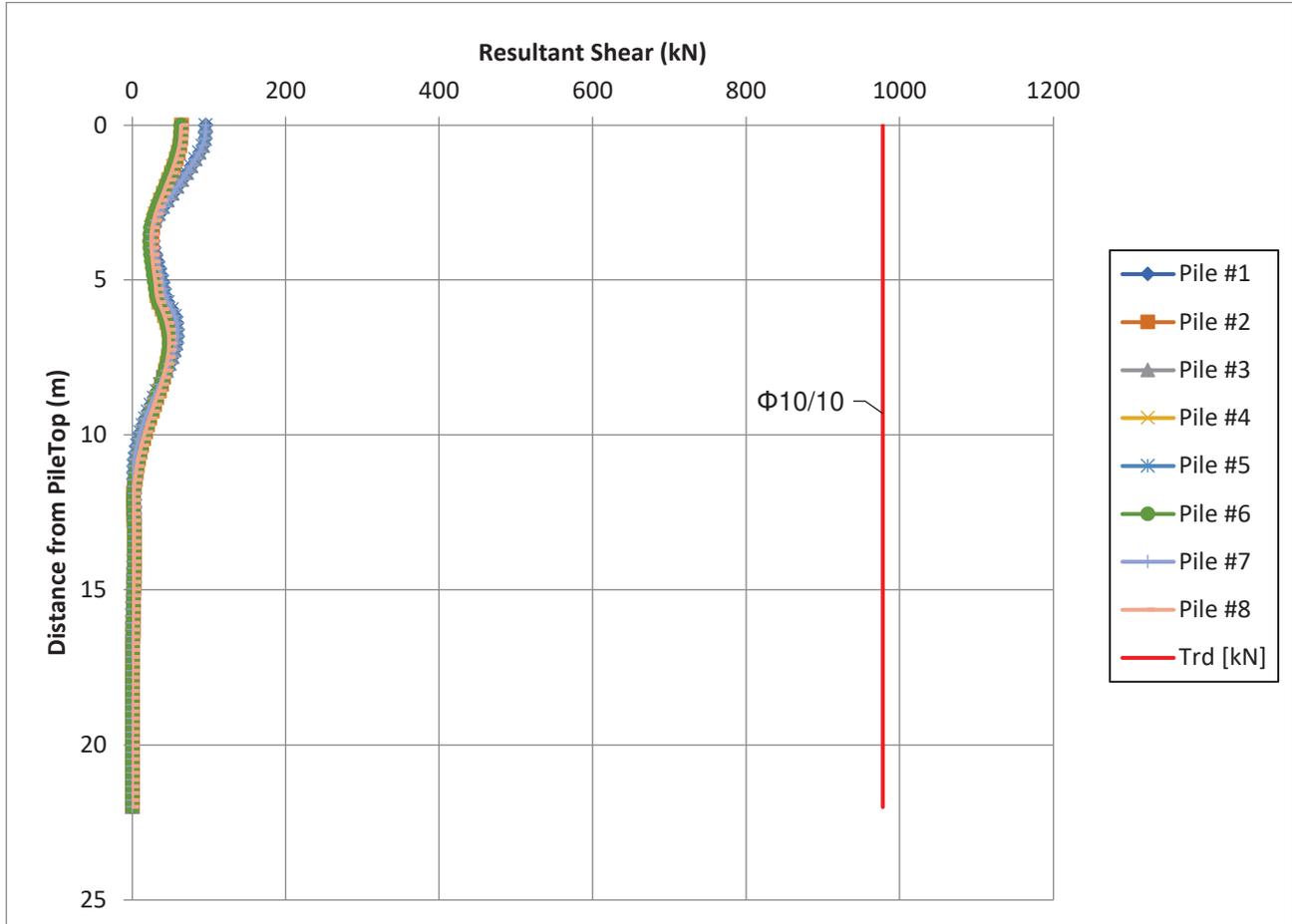


Figura 22 – Verifica a taglio – SLU e SLV - involuppi

16.3.2 Verifiche strutturali agli Stati limite di Esercizio

16.3.2.1 Verifica tensionale

Nella figura seguente si riporta il calcolo delle tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo considerando il massimo momento flettente tra tutte le combinazioni SLE come riportato nel Par. 16.1.2. e un'azione assiale nulla.

Le verifiche sono soddisfatte in quanto le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo risultano inferiori al limite da normativa:

$$\sigma_{c,max} = 1.3 \text{ Mpa} < \sigma_{c,lim} = 11.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{s,max} = 50.3 \text{ Mpa} < \sigma_{s,lim} = 360 \text{ Mpa}$$

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it

Titolo: **Pali CV02 - Muro - SLE**

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 50 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 20
Diametro barre: 1.6 [cm]
Copriferro [baric.]: 9.5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

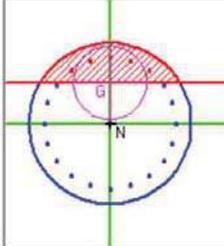
P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c : -1.262 N/mm²
 σ_s : 50.34 N/mm²
 ϵ_s : 0.2517 ‰
d: 90.5 cm
x: 24.74 x/d: 0.2733
 δ : 0.7817

Vertici: 52
Verifica
N° iterazioni: 5
 Precompresso



16.3.2.2 Fessurazione

La verifica a fessurazione è stata eseguita seguendo l'approccio *senza calcolo diretto* descritto al paragrafo C4.1.2.2.4 della Circolare del 02.02.2009 secondo cui è possibile limitare l'ampiezza delle fessure limitando il valore della tensione nell'acciaio teso nella combinazione di carico SLE considerata.

Dal confronto delle tensioni nell'acciaio con le tabelle della normativa che definiscono i diametri massimi e la spaziatura massima delle barre in funzione della tensione dell'acciaio per il controllo della fessurazione, si deduce che l'apertura delle fessure rientra nel limite di 0.3mm.

RTI di progettazione:



Mandataria

Via G.B. Sammartini n°5
20125 - Milano
Tel. 02 6787911
email: mail@proiter.it



Mandante

Via Artemide n°3
92100 Agrigento
Tel. 0922 421007
email: deltaingegneria@pec.it