

**Nuova S.S.195 "Sulcitana" Tratto Cagliari - Pula
Collegamento con la S.S.130 e aeroporto di Cagliari Elmas
Opera Connessa Nord**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTAZIONE: RTI GPI-IRD-SAIM-HYPRO

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Marco Leonardi</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1541</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICHE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 settore a-b-c</p> <p><i>Ing. Paolo Orsini</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 13817</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p> <p><i>Ing. Vincenzo Secreti</i> Ordine Ingegneri Provincia di Crotone n. 412</p>	<p>GRUPPO DI PROGETTAZIONE (Mandatario)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>IRD ENGINEERING (Mandante)</p> <p>SAIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna (Mandante)</p> <p>HYpro srl</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE (DPR207/10 ART 15 COMMA 12): <i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Michele Coghe</i></p>	

OPERE D'ARTE MAGGIORI

**SOTTOPASSO SCATOLARE STRADA DI ACCESSO ALLA DORSALE CASIC ALLA PROG. 9+205,00
RELAZIONE DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO: DPCA0150 LIV. D ANNO 23	P00ST01STRRE01_A		
	CODICE ELAB. P 0 0 S T 0 1 S T R R E 0 1	A	-
D			
C			
B			
A	Emissione	Giugno '23	A.Oliveti
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATTO
			VERIFICATO
			APPROVATO

INDICE

1.	<u>INTRODUZIONE.....</u>	<u>3</u>
2.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u>	<u>5</u>
3.	<u>MATERIALI.....</u>	<u>6</u>
3.1.	CALCESTRUZZI	6
3.1.1.	<i>Fondazioni</i>	6
3.1.2.	<i>Elevazioni</i>	6
3.2.	ACCIAIO	6
3.2.1.	<i>Acciaio in barre b450c</i>	6
4.	<u>INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....</u>	<u>7</u>
5.	<u>CRITERI DI VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA</u>	<u>9</u>
5.1.	VERIFICHE ALLO SLU	9
5.2.	VERIFICHE ALLO SLE.....	11
5.2.1.	<i>Verifica a fessurazione</i>	11
5.2.2.	<i>Verifica delle tensioni in esercizio</i>	11
6.	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>12</u>
6.1.	CARICHI PERMANENTI	12
6.2.	CARICHI VARIABILI	15
6.3.	AZIONE SISMICA	16
7.	<u>SOFTWARE IMPIEGATI E MODELLO DI CALCOLO</u>	<u>18</u>
7.1.	SOFTWARE IMPIEGATI	18
7.2.	MODELLAZIONE	18
8.	<u>COMBINAZIONI DI CARICO.....</u>	<u>21</u>
8.1.	DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO	22
9.	<u>RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL SOTTOVIA.....</u>	<u>27</u>
9.1.	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	27
9.2.	VERIFICHE SLU ED SLE	35
9.2.1.	<i>Verifica di resistenza SLU/SLV - Solettone superiore</i>	36
9.2.1.1.	<i>Verifica a flessione</i>	36
9.2.1.2.	<i>Verifica a taglio</i>	37
9.2.2.	<i>Verifica di resistenza SLU/SLV - Piedritti</i>	39
9.2.2.1.	<i>Verifica a flessione</i>	39
9.2.2.1.	<i>Verifica a taglio</i>	41
9.2.3.	<i>Verifica di resistenza SLU/SLV - Solettone inferiore</i>	43

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.3.1.	Verifica a flessione	43
9.2.3.2.	Verifica a taglio.....	44
9.2.4.	Verifiche in esercizio.....	46
9.2.4.1.	Solettone superiore	46
9.2.4.2.	Solettone inferiore	46
9.2.4.1.	Piedritti	47
9.2.5.	Verifiche geotecniche	48
9.2.5.1.	Verifica al carico limite	48
9.2.5.2.	Calcolo dei cedimenti.....	48
10.	MURI D'ALA SCATOLARE.....	63
10.1.	CRITERI DI VERIFICA.....	63
10.2.	METODI DI ANALISI E VERIFICHE.....	65
10.2.1.	Metodo di calcolo.....	65
10.2.2.	Condizioni di carico.....	65
10.2.2.1.	Carichi permanenti	65
10.2.2.2.	Carichi accidentali	65
10.2.2.3.	Carichi sismici	65
10.2.2.4.	Carichi dovuti all'urto dei veicoli in svio.....	66
10.2.3.	Risultati delle analisi	67
10.2.3.1.	Sezione tipo 1	67
10.2.4.	Verifiche strutturali e geotecniche.....	73
10.2.4.1.	Verifiche strutturali	73
10.2.4.2.	Verifiche geotecniche.....	81
11.	ALLEGATI DI CALCOLO MURI D'ALA.....	88
11.1.1.	Sezione tipo 1	88
12.	ALLEGATI DI CALCOLO SCATOLARE	100

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è parte integrante della documentazione per il progetto definitivo della SS 195 "Sulcitana", in particolare dell'Opera connessa Nord. Nello specifico di seguito sono riportate elaborazioni di calcolo e verifiche delle strutture dello scatolare alla progressiva km XXX

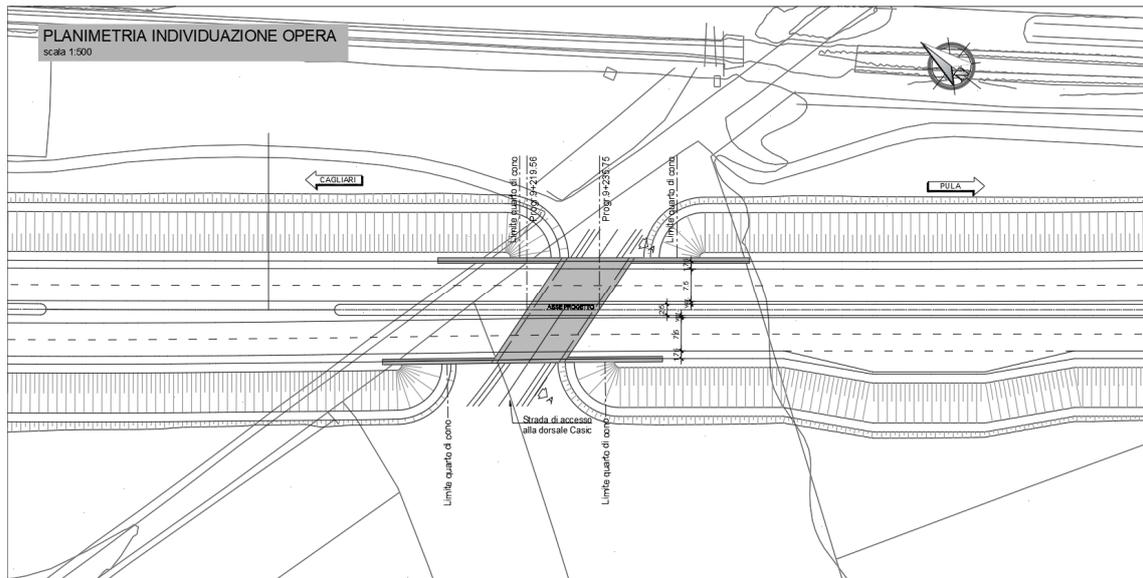


Figura 1.1 inquadramento planimetrico

Il sottovia prevede un'unica struttura scatolare sghemba, di larghezza compresa tra i (16.20-16.33m), lunghezza di (28.50-28.75m) ed un'altezza complessiva pari a 8.50 m. Sia internamente che superiormente la struttura è soggetta all'azione del traffico veicolare.

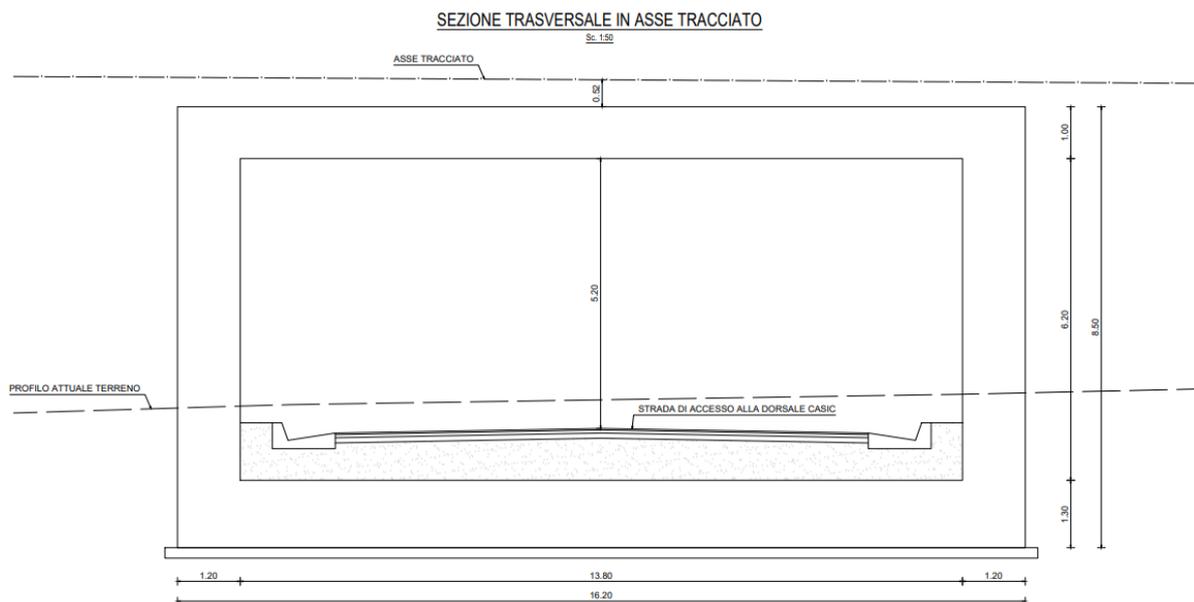


Figura 1.2 Sezione tipo scatolare

PROGETTAZIONE ATI:

Nei paragrafi successivi si riportano il quadro geologico – geotecnico in cui è inserita l'opera, i metodi di calcoli adottati per il dimensionamento, i risultati delle analisi svolte e le verifiche strutturali e geotecniche.

PROGETTAZIONE ATI:

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative italiane vigenti:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 (G.U. 21 dicembre 1971, n. 321) “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2 febbraio 1974, n. 64 (G.U. 21 marzo 1974 n. 76) “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- Raccomandazioni A.I.C.A.P. (1993) “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”;
- D.M. Infrastrutture e trasporti 17/01/2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare del 21/01/2019, n. 617 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.

PROGETTAZIONE ATI:

3. MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZI

3.1.1. FONDAZIONI

- C35/45
- Classe di esposizione XC2 - XS2
- Classe di consistenza slump: S4
- Rapporto max A/C: 0.45
- Diametro massimo inerti: 32mm
- Contenuto minimo di cemento: 360 kg/mc
- Copriferro minimo: 45+10(tolleranza)=55mm (70mm per i pali)

3.1.2. ELEVAZIONI

- C35/45;
- Classe di esposizione XC4 - XS1
- Classe di consistenza slump: S4
- Rapporto max A/C: 0.5
- Diametro massimo inerti: 32mm
- Contenuto minimo di cemento: 340 kg/mc
- Copriferro minimo: 45mm

3.2. ACCIAIO

3.2.1. ACCIAIO IN BARRE B450C

- Laminato a caldo ad aderenza migliorata, controllato in stabilimento, con marchiatura CE ovvero conforme a DM 17/01/18 cap.11
- Tensione caratteristica a rottura F_{tk} : 540MPa;
- Tensione caratteristica allo snervamento F_{yk} : 450MPa;
- Tensione di calcolo di snervamento (s.f. 1.15): $f_{yd} = 391$ Mpa

4. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Le indagini geognostiche hanno consentito di ricostruire con sufficiente approssimazione i rapporti stratigrafici tra i terreni interessati dalle opere in progetto. Schematicamente la sezione stratigrafica può essere rappresentata da due orizzonti. Il primo, prossimo alla superficie, è costituito da materiale a prevalente componente ghiaiosa in matrice sabbiosa limosa. Il secondo, tipicamente più profondo, è costituito da materiale a prevalente componente sabbiosa in matrice limosa argillosa. In entrambi gli orizzontamenti è possibile rintracciare lenti di materiale fortemente coesivo.

Con riferimento alla caratterizzazione dei litotipi contenuta nella relazione geologica (codice elaborato T00GE00GEORE01) e nella relazione geotecnica (codice elaborato T00GE00GETRE01), le proprietà geotecniche delle formazioni su cui si impostano le fondazioni delle singole opere e di interesse ai fini delle verifiche contenute nella presente relazione sono di seguito riportate.

Formazione	Spessore (m)	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	E (MPa)
UG1a	7	20÷22	0÷5	34÷38	40÷100
UG1b	2	19÷20	5÷15	32÷36	20÷80
UG1a	3	20÷22	0÷5	34÷38	40÷100
UG1b	4	19÷20	5÷15	32÷36	20÷80

Di seguito si riporta la stratigrafia di calcolo:

Stratigrafia	Formazione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Ritombamento	R	19	0	35
Rinfianco	R	19	0	35
Fondazione	UG1a	21	0	35

Si riporta nel seguito in sintesi il calcolo della parametrizzazione geotecnica utilizzata per la definizione del quadro geomeccanico che caratterizza le analisi condotte oggetto della presente relazione.

Per le fondazioni superficiali, sia nel caso di terreni incoerenti che per terreni coesivi, il valore di k_w viene determinato facendo riferimento alle prove di carico su piastra standard di base quadrata o circolare di raggio o diametro b pari a 30 cm, da cui si ricava il valore del parametro k_1 che viene opportunamente convertito utilizzando formule che tengano conto della dimensione reale della fondazione. Avendo fissato forma e dimensioni della piastra, k_1 dipende solo dalle caratteristiche del terreno.

I valori di k_w da utilizzare per l'analisi di una fondazione, di forma e dimensioni diverse da quelle di una piastra, sono quindi definiti a partire da k_1 assimilando il terreno ad un mezzo elastico.

Per terreni incoerenti, risulta:

$$k_w = k_1 \left[\frac{(B+b)}{2b} \right]^2$$

dove b è la dimensione della piastra standard utilizzata e B è la larghezza in pianta della fondazione.

DATI DI INPUT

Profondità del piano di posa

D = 2,00 m

PROGETTAZIONE ATI:

Larghezza della fondazione senza il magrone	$B = 16,20 \text{ m}$
Densità relativa del terreno (UG1a)	$D_R = 60\%$

RISULTATI (TERRENO NON SATURO)

Coefficiente k_1 (interpolazione)	$k_1 = 87 \text{ N/cm}^3$
Valore di k_w	$k_w = 2,25 \text{ kg/cm}^3$

Per il ritombamento e il rinfianco, il valore di k_w utilizzato è pari a $k_w = 1,00 \text{ kg/cm}^3$.

La falda è presente come da profilo geotecnico a 5 metri dal piano campagna.

PROGETTAZIONE ATI:

5. CRITERI DI VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA

5.1. VERIFICHE ALLO SLU

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (5.1)$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

ovvero

$$E_d = \gamma_E E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

con $\gamma_E = \gamma_F$ e dove R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto $\gamma_F \cdot F_k$, dei parametri di progetto X_k/γ_M e della geometria di progetto a_d . L'effetto delle azioni può anche essere valutato direttamente come $E_d = E_k \cdot \gamma_E$. Nella formulazione della resistenza R_d , compare esplicitamente un coefficiente γ_R che opera direttamente sulla resistenza del sistema.

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

Azioni

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I delle NTC-2018. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1 delle NTC-2018. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Nella valutazione della combinazione delle azioni i coefficienti di combinazione ψ_{ij} devono essere assunti come specificato nel Cap. 2 delle NTC-2018.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Resistenze

Il valore di progetto della resistenza R_d può essere determinato:

- in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella successiva Tab. 6.2.II delle NTC-2018 e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

5.2. VERIFICHE ALLO SLE

5.2.1. VERIFICA A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione degli elementi strutturali è stata eseguita tramite l'approccio dello Stato Limite di Apertura delle Fessure, adottando il seguente valore:

- Combinazione quasi permanente: $W_{lim} = 0.2 \text{ mm}$;
- Combinazione frequente: $W_{lim} = 0.3 \text{ mm}$.

Il dato è stato dedotto dalla tabella seguente, considerando condizioni ambientali aggressive (XC4-XS1) e armature poco sensibili.

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

5.2.2. VERIFICA DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio devono essere limitate per le combinazioni rara e quasi permanente; in particolare:

Lato compresso del calcestruzzo:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara);}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Acciaio teso (per la combinazione rara):

$$\sigma_s < 0.8 f_{yk}$$

6. ANALISI DEI CARICHI

Poiché il modello di calcolo utilizzato schematizza una striscia di opera profonda 1.0 m (sviluppo in direzione longitudinale) nel seguito i carichi e le sollecitazioni si intendono riferiti a detta striscia unitaria.

6.1. CARICHI PERMANENTI

Pressione Geostatica

In questo caso la pressione in calotta viene calcolata come prodotto tra il peso di volume del terreno per l'altezza del ricoprimento (Spessore dello strato di terreno superiore). Quindi la pressione in calotta è fornita dalla seguente relazione:

$$P_v = \gamma H = 19.00\text{kN/m}^3 \cdot 0.50\text{m} = 9.50 \text{ kN/m}^2$$

Se sul profilo del piano campagna sono presenti dei sovraccarichi, concentrati e/o distribuiti, la diffusione di questi nel terreno avviene secondo un angolo, rispetto alla verticale, pari a 28.00°.

Spinta attiva - Metodo di Coulomb

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte della parete che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno. In particolare Coulomb ammette, al contrario della teoria di Rankine, l'esistenza di attrito fra il terreno e la parete, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale alla parete stesso di un angolo di attrito terra-parete.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente)

$$S = 1/2\gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva di Coulomb nella versione riveduta da Muller-Breslau, espresso come

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2} = 0.48$$

dove ϕ è l'angolo d'attrito del terreno, α rappresenta l'angolo che la parete forma con l'orizzontale ($\alpha = 90^\circ$ per parete verticale), δ è l'angolo d'attrito terreno-parete, β è l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale.

La spinta risulta inclinata dell'angolo d'attrito terreno-parete δ rispetto alla normale alla parete.

Il diagramma delle pressioni del terreno sulla parete risulta triangolare con il vertice in alto. Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni

PROGETTAZIONE ATI:

($1/3 H$ rispetto alla base della parete). L'espressione di K_a perde di significato per $\beta > \phi$. Questo coincide con quanto si intuisce fisicamente: la pendenza del terreno a monte della parete non può superare l'angolo di natural declivio del terreno stesso.

Nel caso di terreno dotato di attrito e coesione c l'espressione della pressione del terreno alla base della parete vale:

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2 c \sqrt{K_a}$$

Nel caso in esame si ha:

$$\sigma_a = \gamma H K_a - 2 c \sqrt{K_a} = 19.00 \text{ kN/m}^3 \cdot 8.50 \text{ m} \cdot 0.48 - 2 \cdot 0.00 \text{ kN/m}^2 \cdot \text{radq}(0.48) = 78.16 \text{ kN/m}^2$$

Spinta in presenza di falda

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento

$$\gamma_a = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua. Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Spinta a Riposo

Si assume che sui piedritti agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo. Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin(35^\circ) = 0.43$$

dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfiacco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

$$\sigma = \gamma z K_0 + p_v K_0$$

$$S = 1/2 \gamma H^2 K_0 + p_v K_0 H = 1/2 \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 \cdot (8.50 \text{ m})^2 \cdot 0.43 + 12.35 \text{ kPa} \cdot 0.43 \cdot 8.50 \text{ m} = 297.95 \text{ kN/m}$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della calotta amplificata del coefficiente di sicurezza 1.30.

PROGETTAZIONE ATI:

Spinta in presenza di sisma - Formula di Wood

Spinta del terreno nel caso di strutture rigide.

Nel caso di strutture rigide completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, nonché nel caso di muri verticali con terrapieno a superficie orizzontale, l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere calcolato come:

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2$$

$$\alpha = a_g/g \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_t$$

H è l'altezza sulla quale agisce la spinta. Il punto di applicazione va preso a metà altezza.

Per l'analisi allo SLV si hanno i seguenti valori:

$$\alpha = a_g/g \cdot S_s \cdot \beta_m \cdot S_t = 0.06 \cdot 1.20 \cdot 1.00 \cdot 1.00 = 0.072$$

$$\Delta P_d = \alpha \gamma H^2 = 0.072 \cdot 19.00 \text{ kN/m}^3 \cdot (8.50 \text{ m})^2 = 98.84 \text{ kN/m}$$

Verifica al carico limite

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

$$Q_u / R \geq h_q$$

Terzaghi ha proposto la seguente espressione per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale.

$$q_u = cN_c s_c + qN_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma$$

La simbologia adottata è la seguente:

- c coesione del terreno in fondazione;
- f angolo di attrito del terreno in fondazione;
- γ peso di volume del terreno in fondazione;
- B larghezza della fondazione;
- D profondità del piano di posa;
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa.

I fattori di capacità portante sono espressi dalle seguenti relazioni:

$$N_q = \frac{e^{2(0.75p-f/2)\text{tg}(f)}}{2\cos^2(45 + f/2)} = \text{_____}$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctgf}$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$N_g = \frac{tgf}{2 \cos^2 f} \left(\frac{K_{pg}}{1} \right)$$

I fattori di forma s_c e s_g che compaiono nella espressione di q_u dipendono dalla forma della fondazione. In particolare valgono 1 per fondazioni nastriformi o rettangolari allungate e valgono rispettivamente 1.3 e 0.8 per fondazioni quadrate.

termine K_{pg} che compare nell'espressione di N_g non ha un'espressione analitica. Pertanto si assume per N_g l'espressione proposta da Meyerof

$$N_g = (N_q - 1)tg(1.4 \cdot f)$$

6.2. CARICHI VARIABILI

Carichi variabili da traffico

Sul piano campagna, oltre lo sviluppo dello scatolare, è stato considerato un carico variabile pari a 20 kN/m² uniformemente distribuito. Lo stesso valore del carico è applicato all'interno dello scatolare.

Per il dimensionamento strutturale e le verifiche riportate nella presente relazione, si è fatto riferimento allo schema di carico 1 dei carichi mobili agenti definiti al § 5.1.3.3 del D.M. 17/01/18, posizionati sul solettone su corsie convenzionali in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della verifica degli elementi strutturali.

Considerando per la modellazione una sezione di profondità unitaria, nell'analisi dei carichi è stata valutata solo la prima corsia con carico distribuito di 9 kN/mq e due tandem con carico concentrato di 300 kN ciascuno, per una corsia larga 3 m. Risultano quindi, a metro lineare, un carico di 9 kN distribuito su tutta la superficie e due forze concentrate di 100kN a 1.2m di distanza.

A vantaggio di sicurezza non è stata considerata alcuna diffusione dei carichi da traffico.

	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]	[kN/m.l.]
Corsia	9	27	-	9
Tandem	-	-	300	100
Carico interno	-	20	-	-

Tabella 6.1 Azioni variabili da traffico

6.3. AZIONE SISMICA

La determinazione dei parametri spettrali per la definizione dell'azione sismica di progetto è effettuata per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento riportato nell'Allegato B delle Norme Tecniche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

Il periodo di riferimento V_R è dato per ciascun tipo di costruzione dalla seguente relazione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

dove:

V_N vita nominale della costruzione (vedi tab. 2.4.I del DM 17/01/2018);
 C_U coefficiente d'uso, definito al variare della classe d'uso.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Vita nominale V_N per diversi tipi di opere (tab. 2.4.I del DM 17/01/2018).

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 6.2 Valore del coefficiente d'uso C_U (tab. 2.4.II del DM 17/01/2018).

Per l'opera in oggetto, si considera:

Vita nominale 50
Classe d'uso IV
Periodo di riferimento 100

L'accelerazione di picco a_{max} , è espressa dalla relazione:

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

con

S_s coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;
 S_T coefficiente di amplificazione topografica;
 a_g accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento.

Come riportato negli elaborati di progetto esecutivo, per l'opera in progetto si considera una **categoria di suolo B**, una **categoria topografica T1** e si fa riferimento allo stato limite di Salvaguardia della Vita.

In sintesi si ha:

SLV

a_g/g	a_g/g	0.06
F_0	F_0	2.976
T_c^*	T_c^*	0.371
S_s	S_s	1.2000
C_c	C_c	1.3413
T_B	T_B	0.1659
T_C	T_C	0.4976
T_D	T_D	1.8400
S	S	1.2000

Tabella 6.3 Parametri di pericolosità sismica

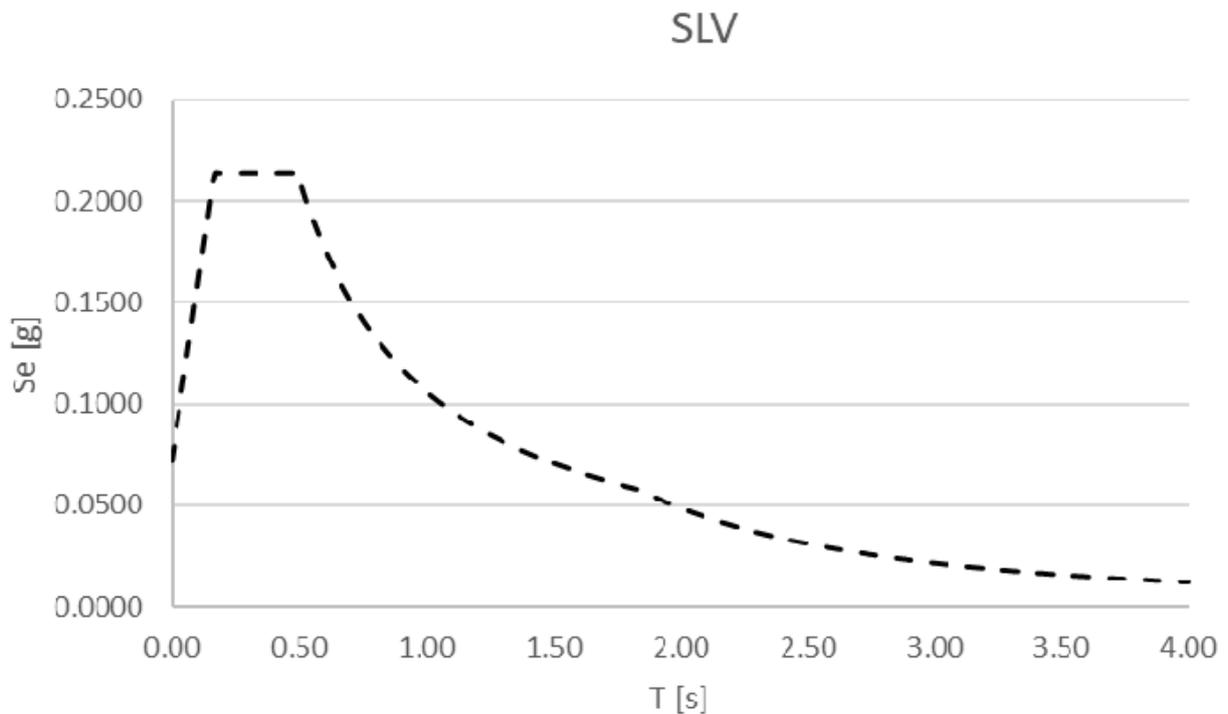


Figura 6.1 Spettro di risposta in termini di accelerazione elastica - Componente orizzontale

7. SOFTWARE IMPIEGATI E MODELLO DI CALCOLO

7.1. SOFTWARE IMPIEGATI

Sono stati impiegati i seguenti software:

- Aztec Informatica SCAT 14.0 per eseguire il modello di calcolo dello scatolare
- Concrete Presfle+ 5.36.0 per effettuare le verifiche di resistenza SLU/SLV e verifiche SLE (verifiche tensionali e alla fessurazione)

7.2. MODELLAZIONE

Si riportano di seguito estratti grafici del modello di calcolo relativi alla modellazione geometrica, delle azioni e delle caratteristiche di sottosuolo.

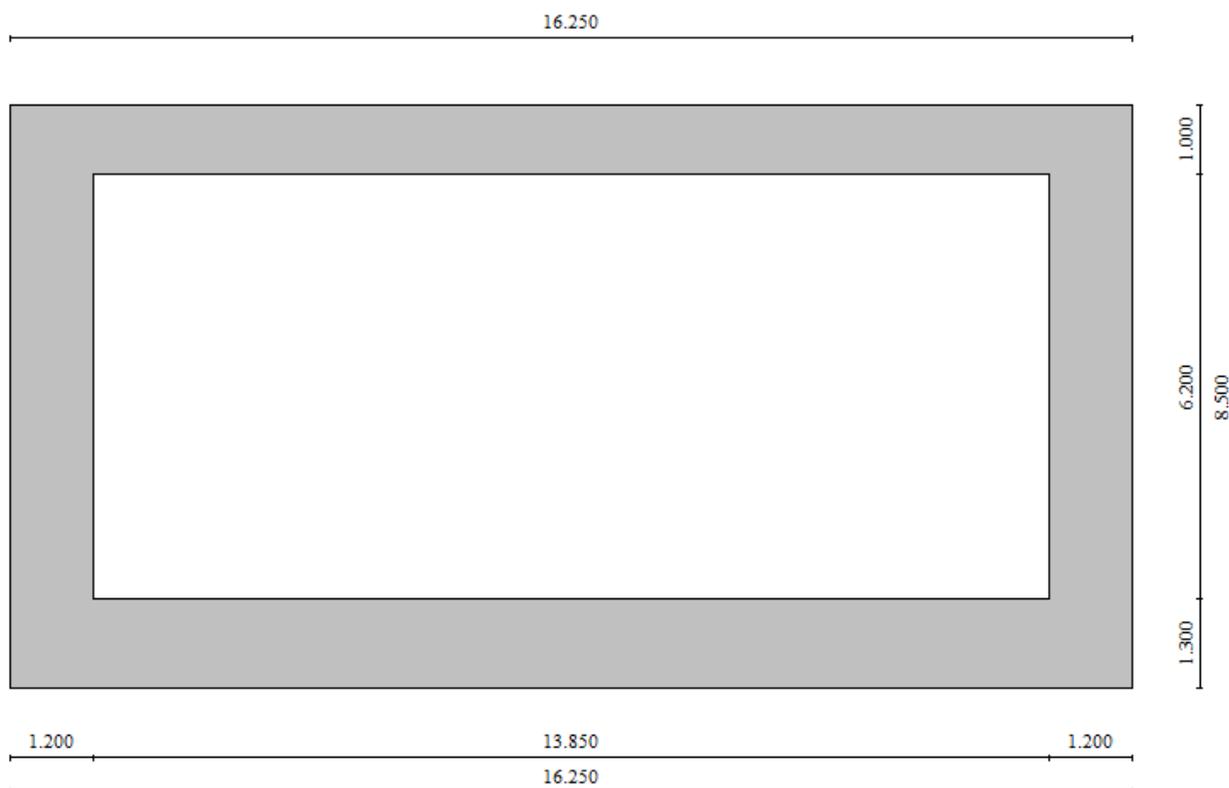


Figura 7.1 Modellazione geometrica della struttura

PROGETTAZIONE ATI:

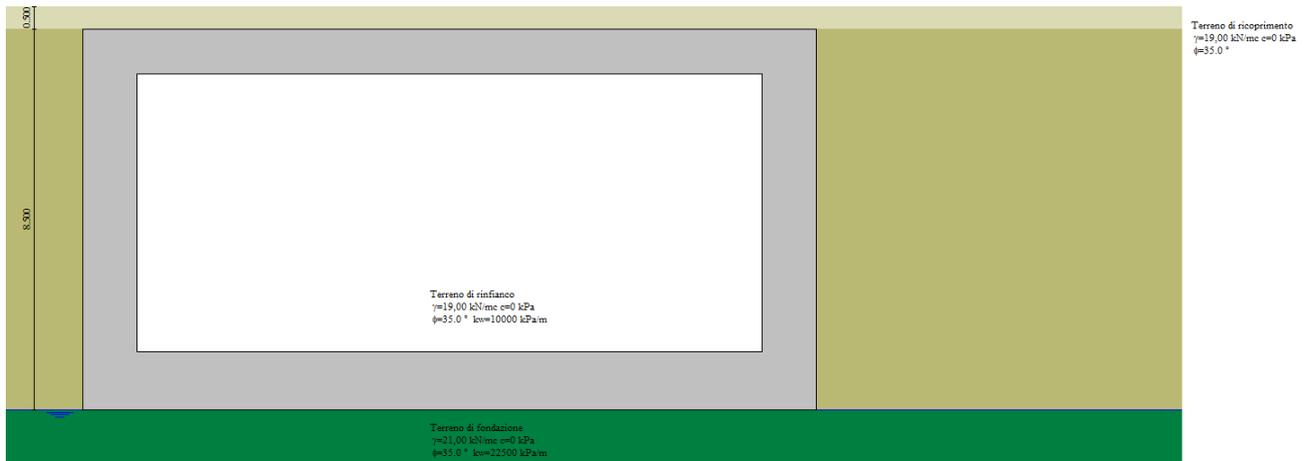


Figura 7.2 Modellazione della stratigrafia del terreno

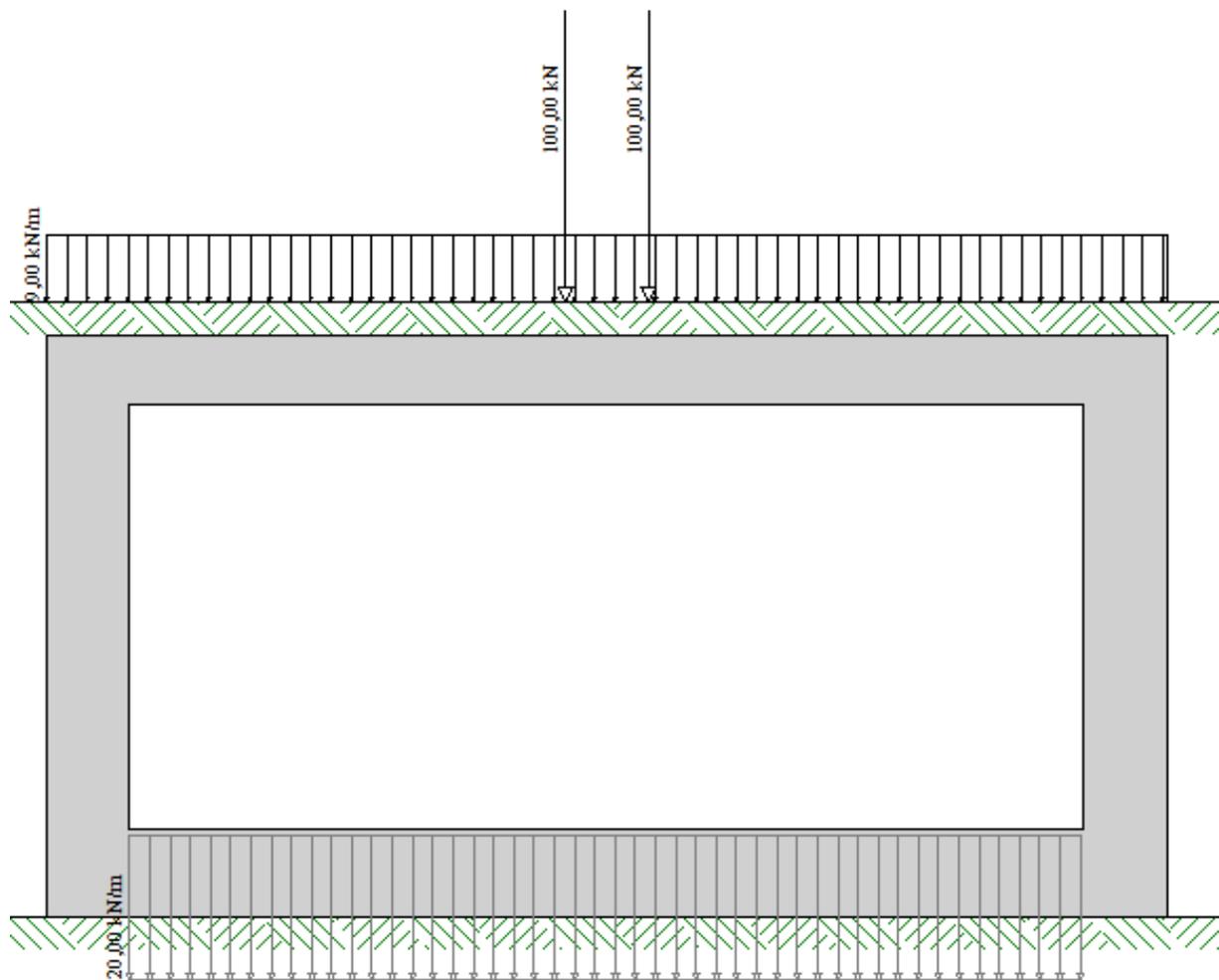


Figura 7.3 Carichi variabili da traffico

PROGETTAZIONE ATI:

Impostazione dei parametri di analisi sismica

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.06 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 0.73$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.37$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo $a_g =$	0.03 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.20
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	1.00
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*Ss) = 0.38$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.19$
Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare

Spinta sismica Wood

PROGETTAZIONE ATI:

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, secondo NTC 2018, par. 2.5.3:

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

- Combinazione sismica, secondo NTC 2018, par. 2.5.3:

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

- Combinazioni quasi permanente, frequente e rara, secondo NTC 2018, par. 2.5.3:

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

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

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

Per i carichi permanenti si è considerato $\gamma_G = 1.35$.

Per i carichi variabili sono stati considerati i seguenti coefficienti:

$$\gamma_Q = 1.35$$

$$\psi_0 = \psi_1 = 0.75 \text{ per i carichi tandem, } \psi_0 = \psi_1 = 0.75 \text{ per i carichi distribuiti}$$

$$\psi_2 = 0.$$

Le combinazioni adottate nel modello di calcolo sono riportate di seguito negli allegati.

8.1. DESCRIZIONE COMBINAZIONI DI CARICO

Simbologia adottata

γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
ψ	Coefficiente di combinazione della condizione
C	Coefficiente totale di partecipazione della condizione

Simbologia adottata

γ_{G1sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{G1fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{G2sfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_{G2fav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti non strutturali
γ_Q	Coefficiente parziale sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2fav}	0,80	0,80
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,50	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,50	1,30
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{G1fav}	1,00	1,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G1sfav}	1,00	1,00
Permanenti	Favorevole	γ_{G2fav}	0,00	0,00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{G2sfav}	1,00	1,00
Variabili	Favorevole	γ_{Qifav}	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qisfav}	1,00	1,00
Variabili da traffico	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00
Variabili da traffico	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_r	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione n° 1 SLU (A1+M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 SLU (A2+M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 SLU (A1+M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Variabile	1.35	0.40	0.54

Combinazione n° 4 SLU (A2+M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.15	0.40	0.46

Combinazione n° 5 SLU (A1+M1)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno sinistra	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno destra	1.30	1.00	1.30
Spinta falda	1.30	1.00	1.30
Variabile	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 6 SLU (A2+M2)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 7 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 8 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione n° 9 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da sinistra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione n° 17 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 SLU (A1+M1) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. positivo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 22 SLU (A2+M2) - Sisma Vert. negativo

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Sisma da destra	1.00	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 SLE (Frequente)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.00	0.40	0.40
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 27 SLE (Rara)

	γ	Ψ	C
Peso Proprio	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno sinistra	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno destra	1.00	1.00	1.00
Variabile	1.00	1.00	1.00
Spinta falda	1.00	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

9. RISULTATI DELLE ANALISI E VERIFICHE DEL SOTTOVIA

9.1. DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano nel seguito di diagrammi delle sollecitazioni relativi alle diverse condizioni di carico e alle combinazioni SLU/SLV e SLE.

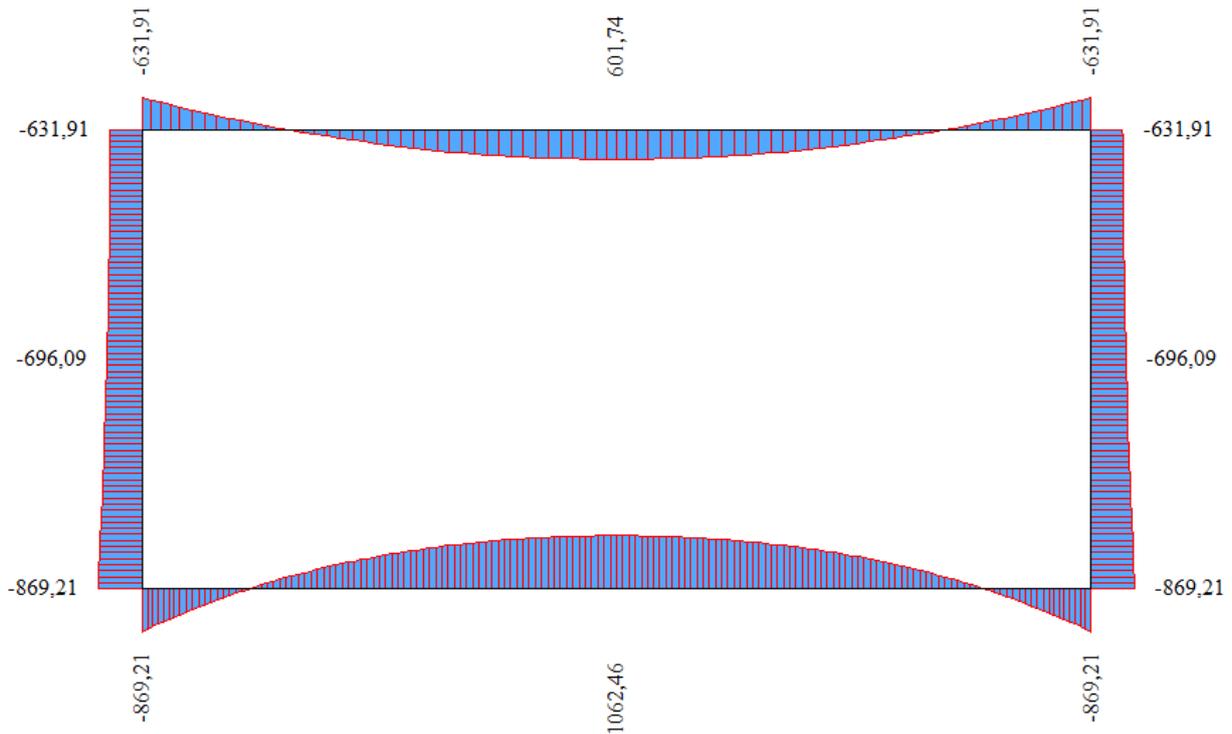


Figura 9.1 Diagramma Momento flettente G1+G2

PROGETTAZIONE ATI:

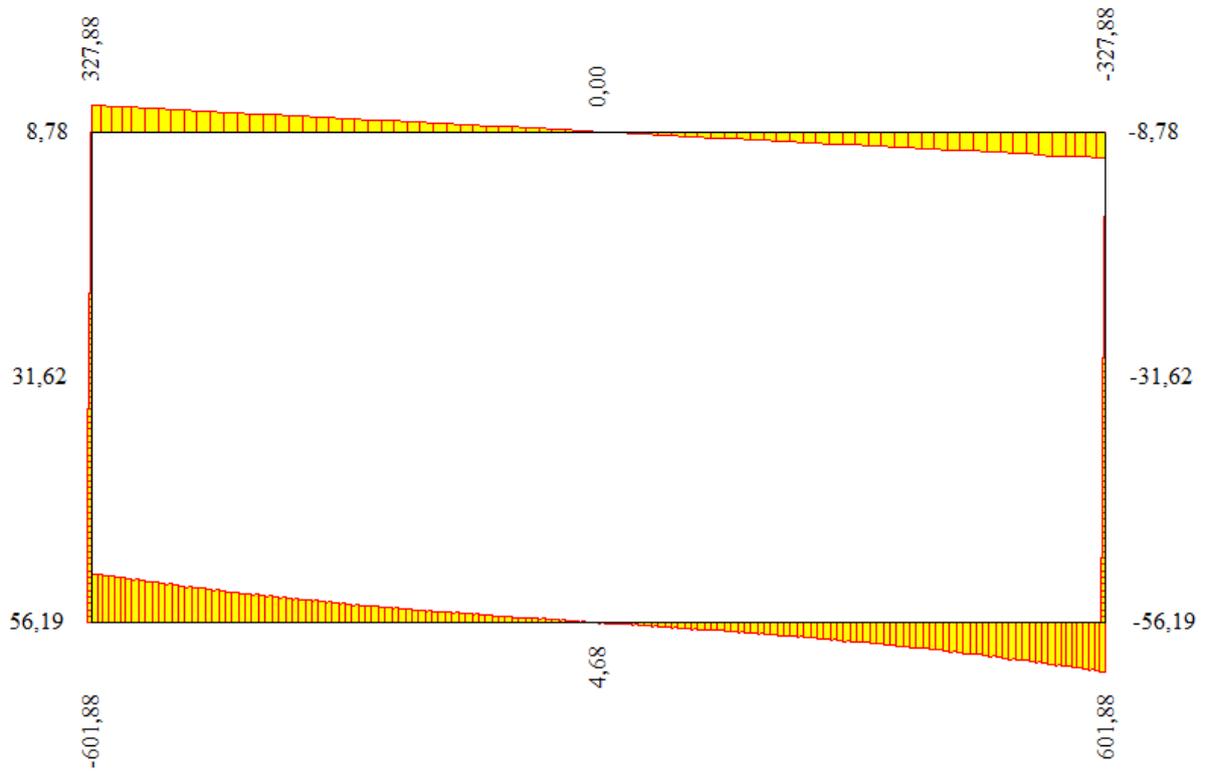


Figura 9.2 Diagramma Taglio G1+G2



Figura 9.3 Diagramma Sforzo normale G1+G2

PROGETTAZIONE ATI:

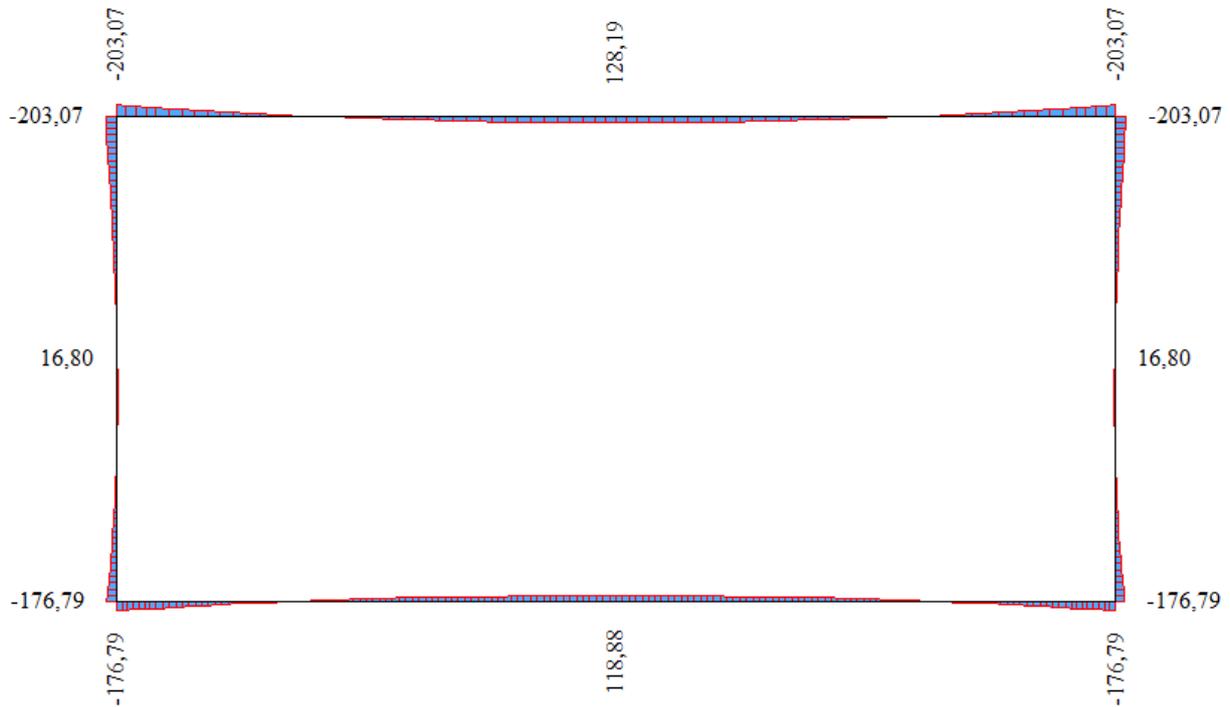


Figura 9.4 Diagramma Momento flettente Spinta statica

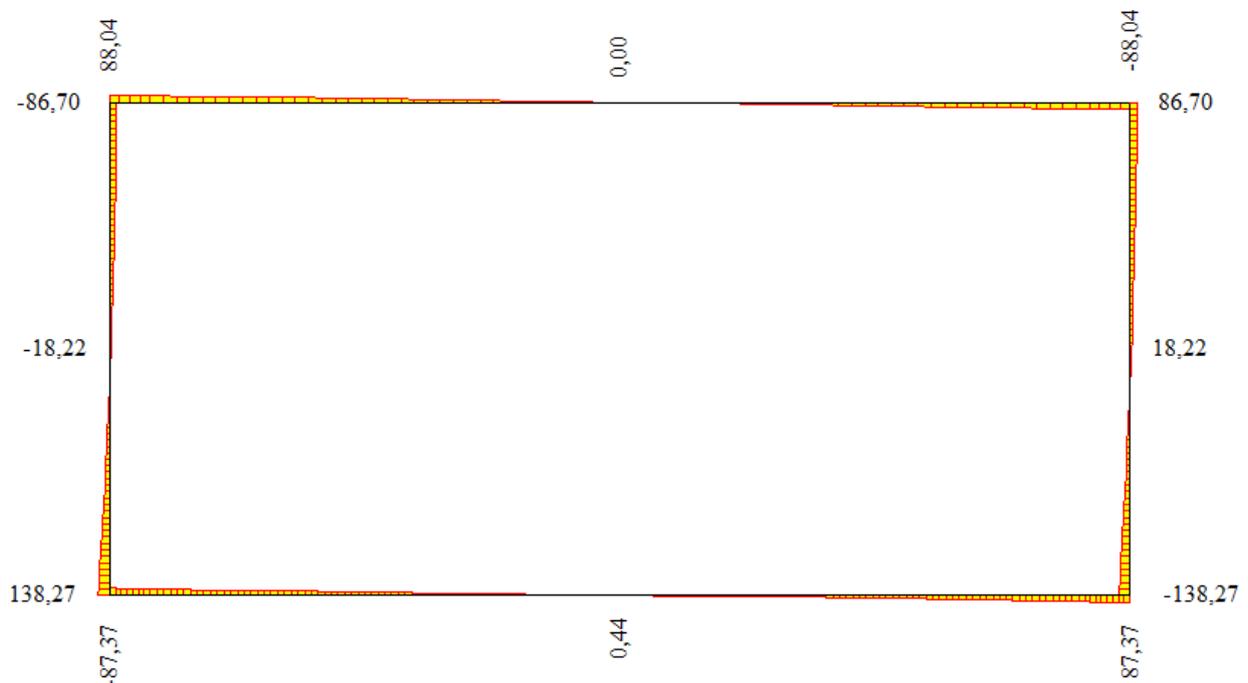


Figura 9.5 Diagramma Taglio Spinta statica

PROGETTAZIONE ATI:



Figura 9.6 Diagramma Sforzo normale Spinta statica

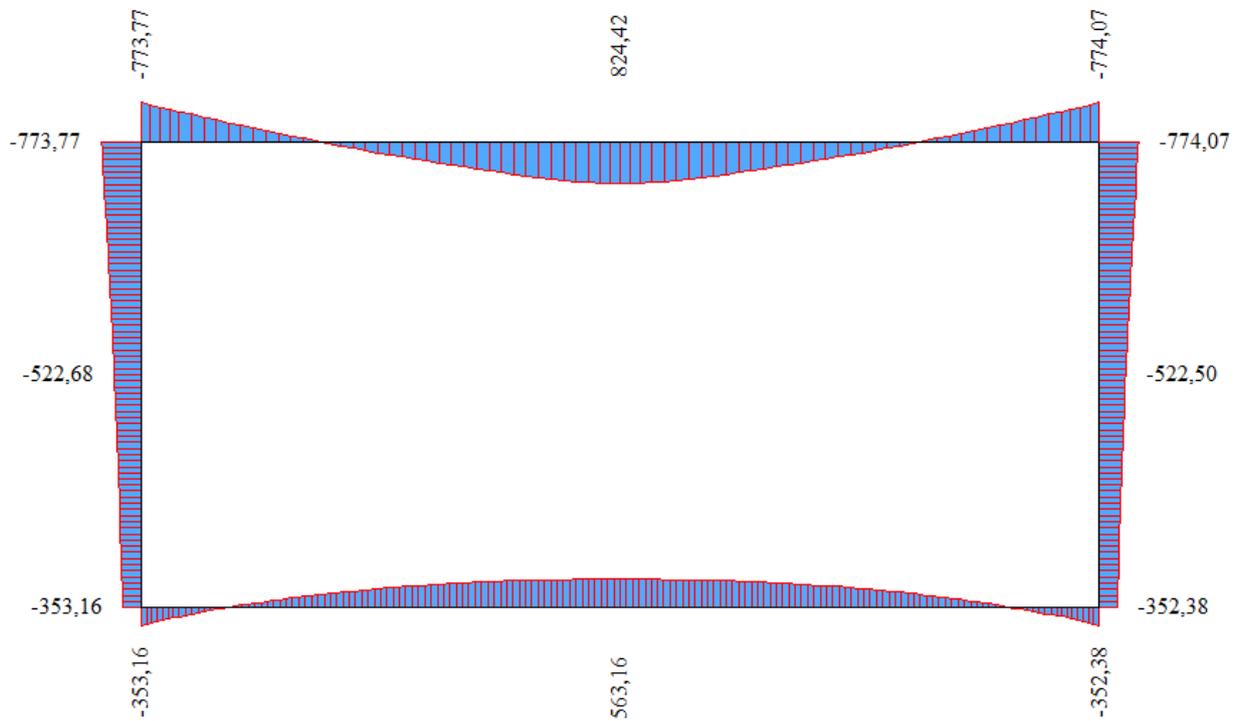


Figura 9.7 Diagramma Momento flettente Carichi variabili

PROGETTAZIONE ATI:

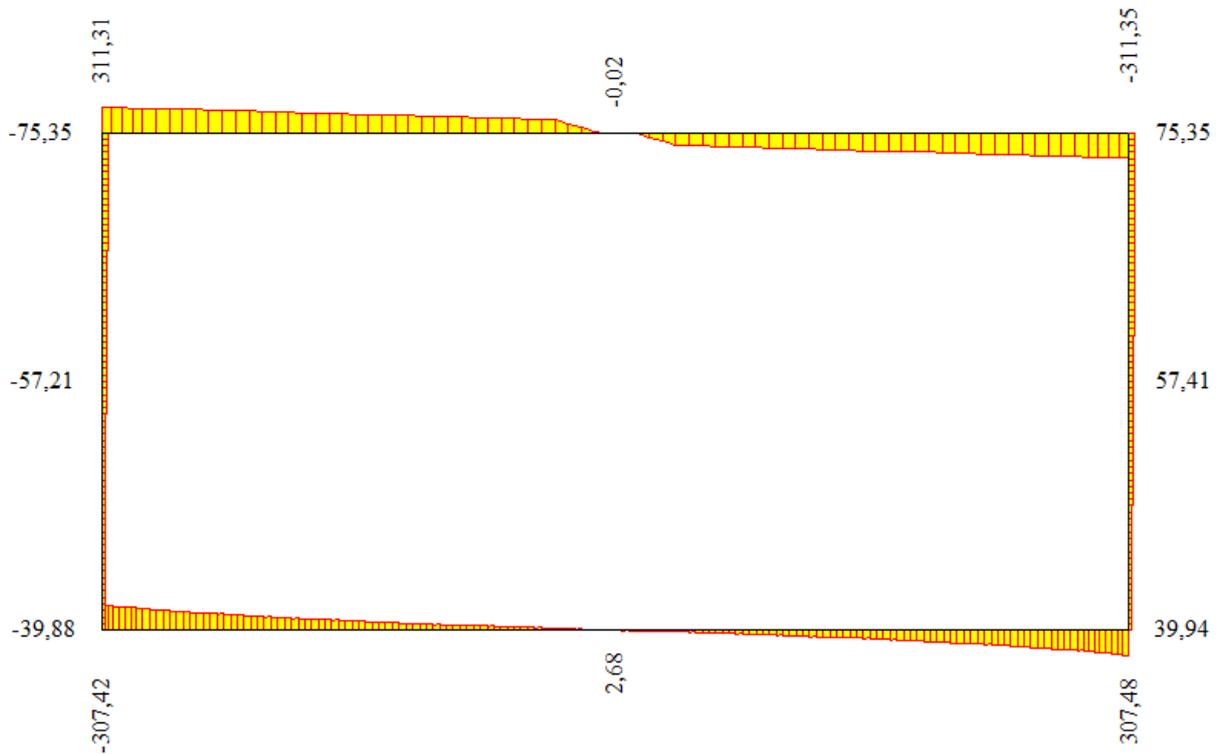


Figura 9.8 Diagramma Taglio Carichi variabili

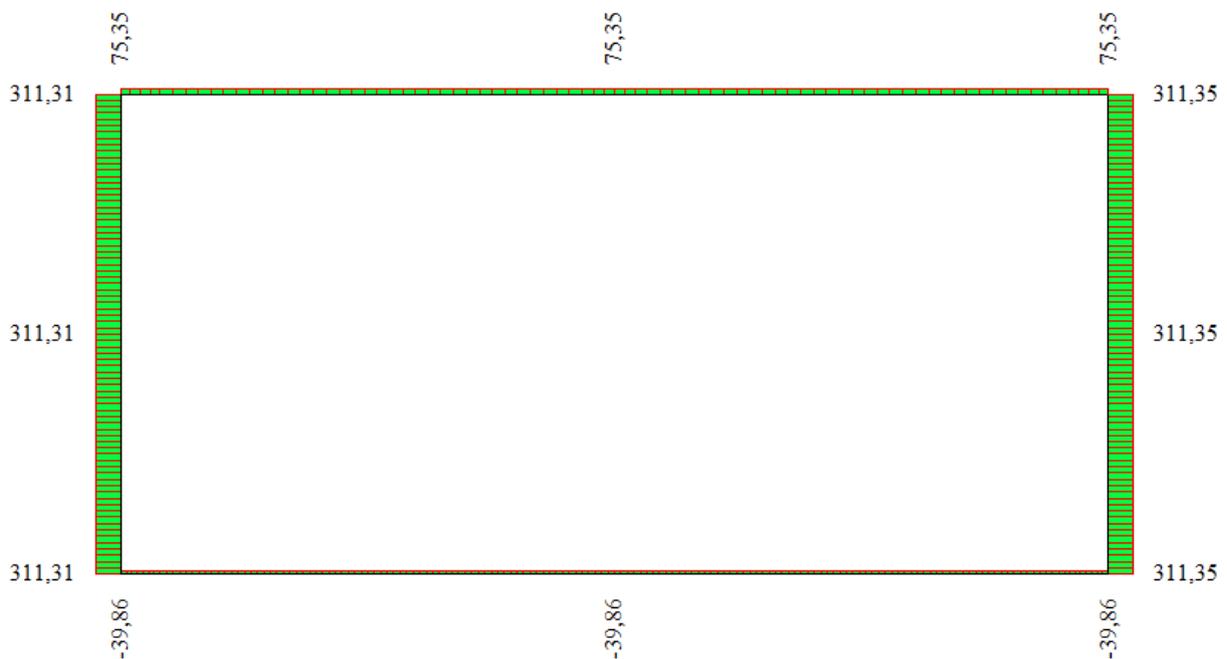


Figura 9.9 Diagramma Sforzo normale Carichi variabili

PROGETTAZIONE ATI:

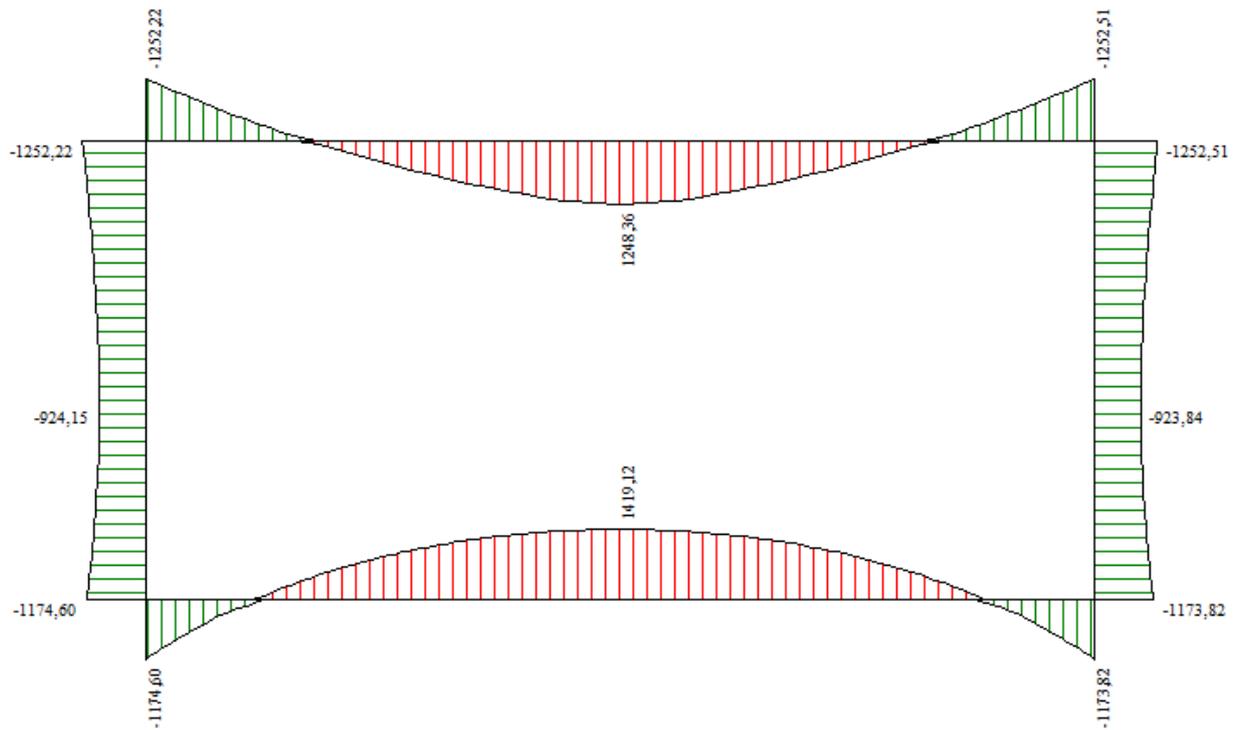


Figura 9.10 Diagramma di involucro del Momento flettente allo SLU/SLV

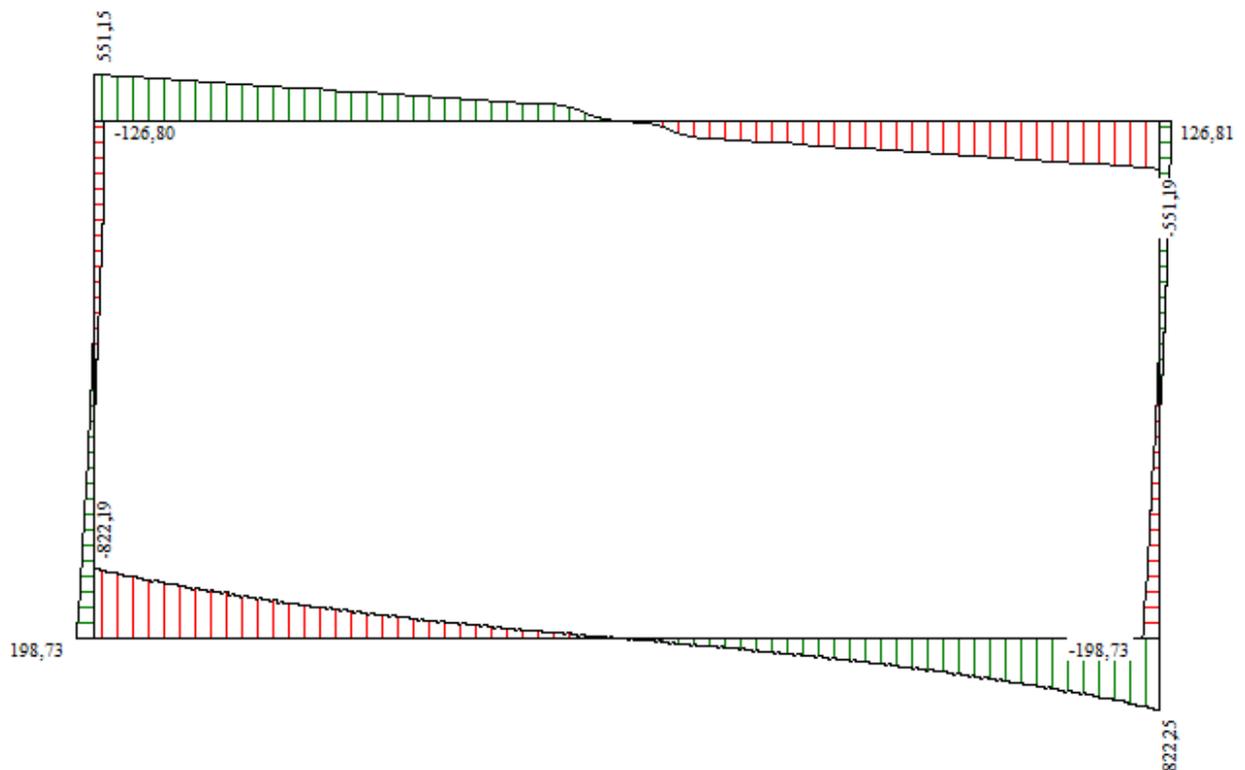


Figura 9.11 Diagramma di involucro del Taglio allo SLU/SLV

PROGETTAZIONE ATI:

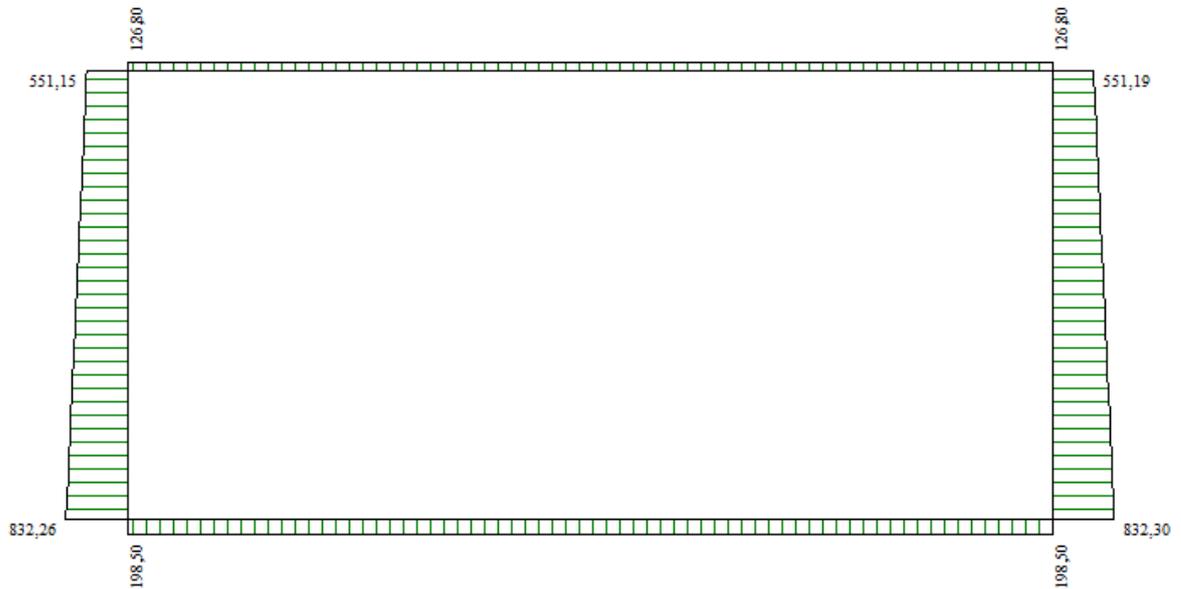


Figura 9.12 Diagramma di involuppo dello Sforzo Normale allo SLU/SLV

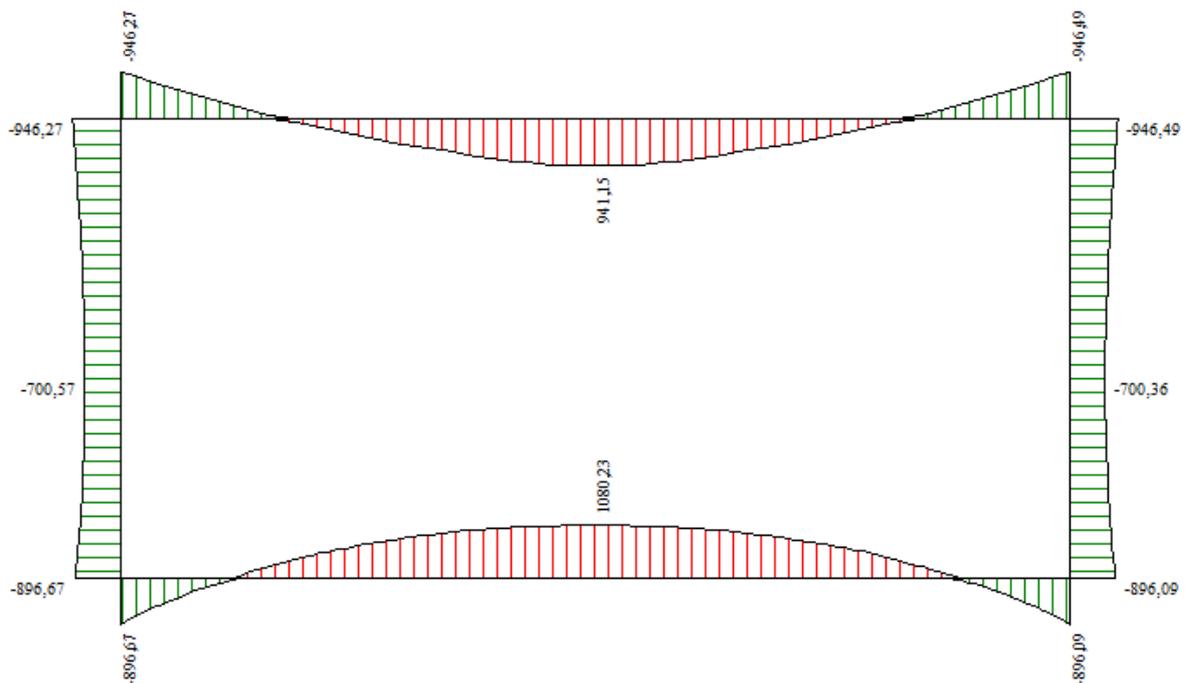


Figura 9.13 Diagramma del Momento flettente allo SLE

PROGETTAZIONE ATI:

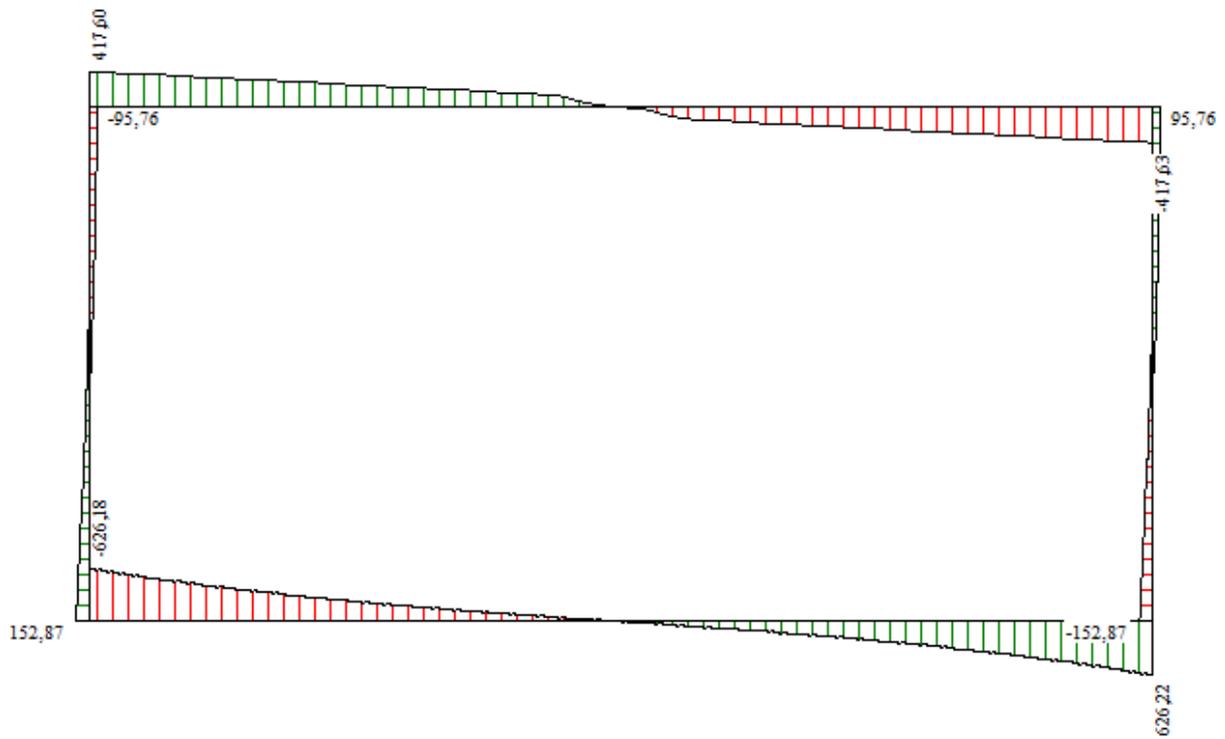


Figura 9.14 Diagramma del Taglio allo SLE

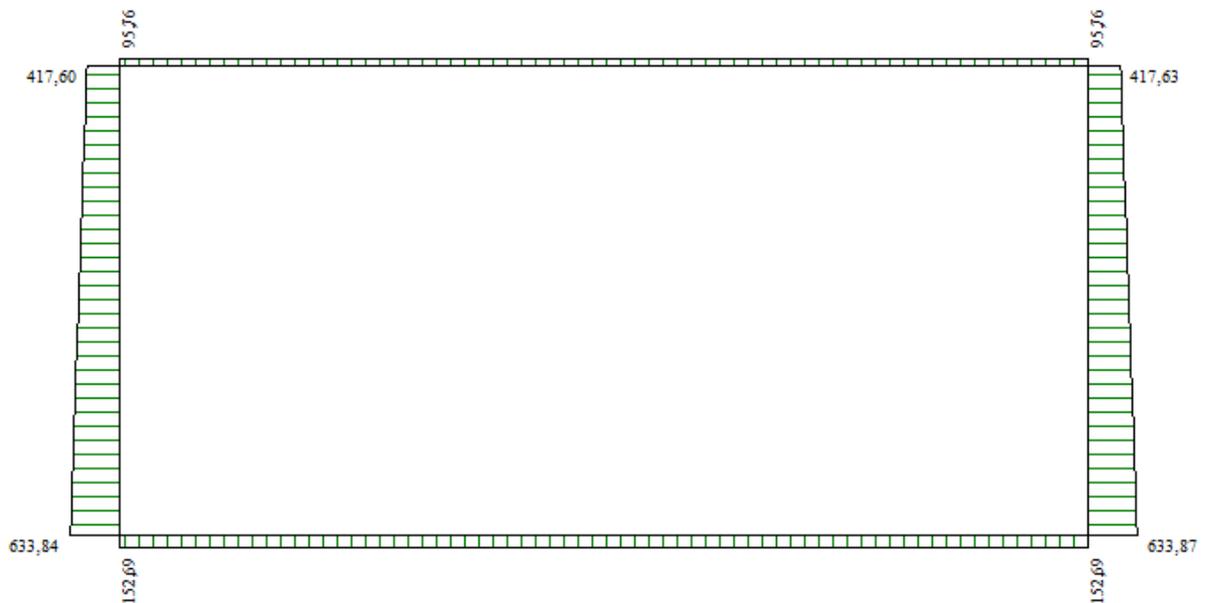


Figura 9.15 Diagramma dello Sforzo Normale allo SLE

PROGETTAZIONE ATI:

9.2. VERIFICHE SLU ED SLE

Le sezioni analizzate sono le seguenti:

- Sezione in appoggio e in mezzeria del solettone superiore;
- Sezione in testata, in mezzeria e alla base del piedritto;
- Sezione in appoggio e in mezzeria del solettone inferiore.

Sono state considerate le sollecitazioni più gravose per le sezioni in esame, provenienti dalle seguenti combinazioni:

- combinazione n° 5 SLU (A1+M1)
- combinazione n° 23 SLE (Quasi Permanente)
- combinazione n° 25 SLE (Frequente)
- combinazione n° 27 SLE (Rara).

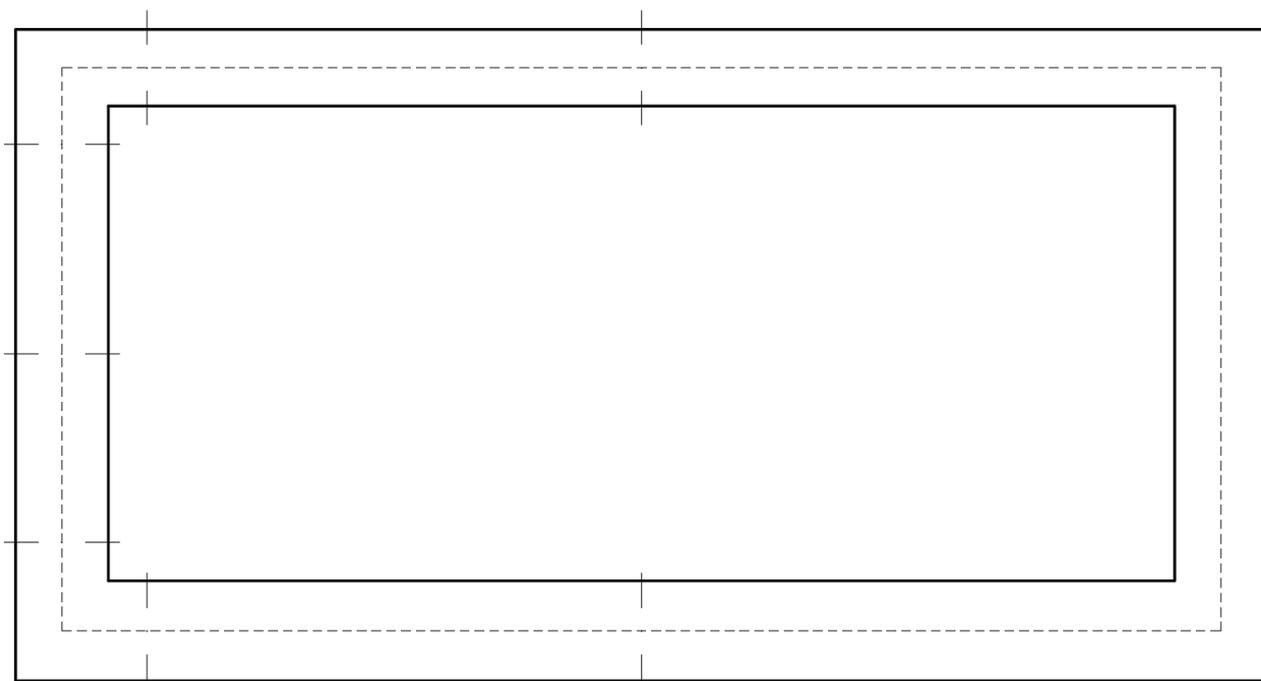


Figura 9.16 Individuazione delle sezioni di verifica

Le verifiche sono svolte mediante ausilio del software Concrete Presfle+ 5.36.0.

La resistenza a taglio è valutata in accordo alle formule riportate al §4.1.2.3.5.1 delle NTC2018.

9.2.1. VERIFICA DI RESISTENZA SLU/SLV - SOLETTONE SUPERIORE

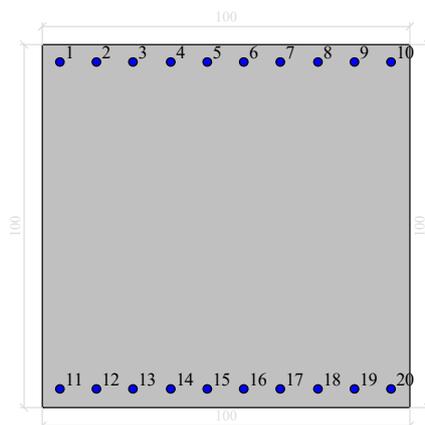
9.2.1.1. Verifica a flessione

Il solettone è armato con i seguenti quantitativi di armatura.

Asup: $\phi 26/10\text{cm}$

Ainf: $\phi 26/10\text{cm}$

Le armature longitudinali, sono in barre $\phi 16/20\text{cm}$



Materiali:

Cls	Par.Rett.	C35/45 SLU	$f_{cd}=-211.7$ $ec1=-0.002$ $ec2=-0.0035$
Acciaio	Lin.Rett.	B450C (SLU)	$E_s=2100000$ $f_{yd}=3913.04$

Conglomerati di cls:

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-50.
2	-50.	50.
3	50.	50.
4	50.	-50.

Sollecitazione massima agente in mezzeria:

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
12483600.0	0.0	0.0	18567536.5	0.0	0.0	1.48

PROGETTAZIONE ATI:

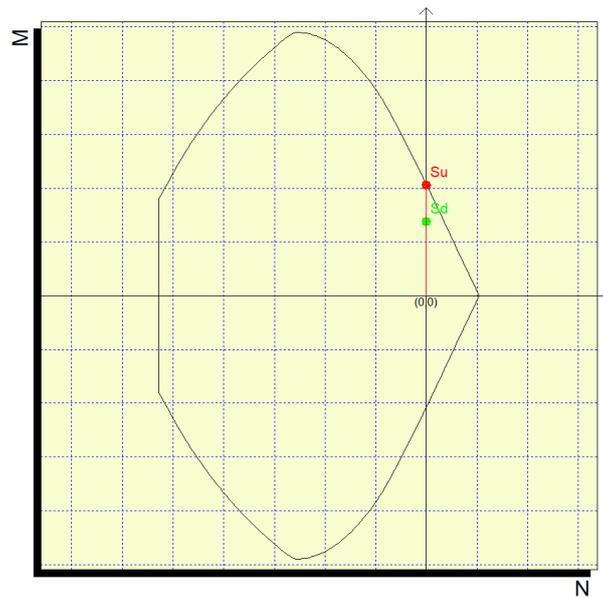


Figura 9.17 Dominio di resistenza e sollecitazioni agenti

Sollecitazione massima agente in appoggio:

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-12526100.0	0.0	0.0	-18567536.5	0.0	0.0	1.48

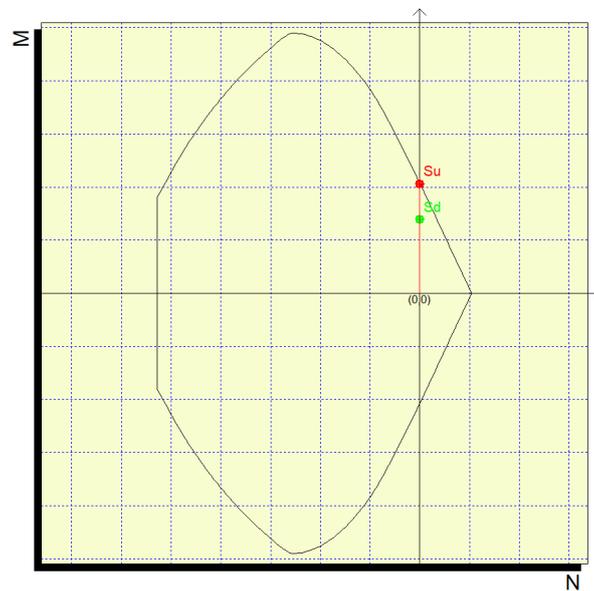


Figura 9.18 Dominio di resistenza e sollecitazioni agenti

9.2.1.2. Verifica a taglio

Il valore del taglio resistente è determinante sulla base dei quantitativi di armatura a taglio presenti, rappresentati da piegati a 45° di diametro $\Phi 26$ con passo 50cm.

PROGETTAZIONE ATI:

È stato trascurato il contributo dei cavallotti $\phi 20$ disposti al metro quadro a partire dal filo interno del piedritto.

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm
	Altezza sezione	$H =$	1000	mm
	Copriferro netto	$c =$	58	mm
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	71	mm
	Altezza utile sezione	$d =$	929	mm
	Area cls	$A_c =$	10000	cm ²
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	53.09	cm ²
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	5.309	cm ²
	n° bracci staffe	$n_b =$	2	
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	10.62	cm ²
	Passo arm. trasv.	$s =$	50	cm
	Ang. incl. arm. trasv. Resp. asse trave	$\alpha =$	45	°
		$\cotg \alpha =$	1.00	
		$\cotg \vartheta =$	2.50	
		$\sin \alpha =$	0.71	

Resistenza di calcolo a "taglio trazione" $V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) * \sin \alpha$
 $V_{Rsd} = 1719.6 \text{ kN}$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione" $V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * \alpha_c f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) / (1 + \cotg^2 \vartheta)$
 $V_{Rcd} = 3322.2 \text{ kN}$

Resistenza a Taglio $V_{Rd} = 1719.6 \text{ kN} > 551.2 = V_{Ed}$

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$ Verifica soddisfatta $V_{Rd}/V_{Ed} = 3.12$

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.2. VERIFICA DI RESISTENZA SLU/SLV - PIEDRITTI

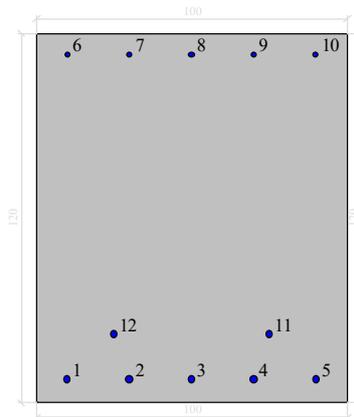
9.2.2.1. Verifica a flessione

Il solettone è armato con i seguenti quantitativi di armatura.

Aest: $\phi 26/20$ cm + $\phi 26/50$ cm

Aint: $\phi 20/20$ cm

Le armature longitudinali, sono in barre $\phi 16/20$ cm



Materiali:

Cls	Par.Rett.	C35/45 SLU	$f_{cd}=-211.7$ $ec1=-0.002$ $ec2=-0.0035$
Acciaio	Lin.Rett.	B450C (SLU)	$E_s=2100000$ $f_{yd}=3913.04$

Conglomerati di cls:

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-60.
2	-50.	60.
3	50.	60.
4	50.	-60.

Sollecitazioni massime agenti in testata:

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-12512200.0	0.0	-55115.0	-19519824.0	0.0	-85982.9	1.56

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-12512200.0	0.0	-55115.0	-17957429.9	0.0	-55115.0	1.43

PROGETTAZIONE ATI:

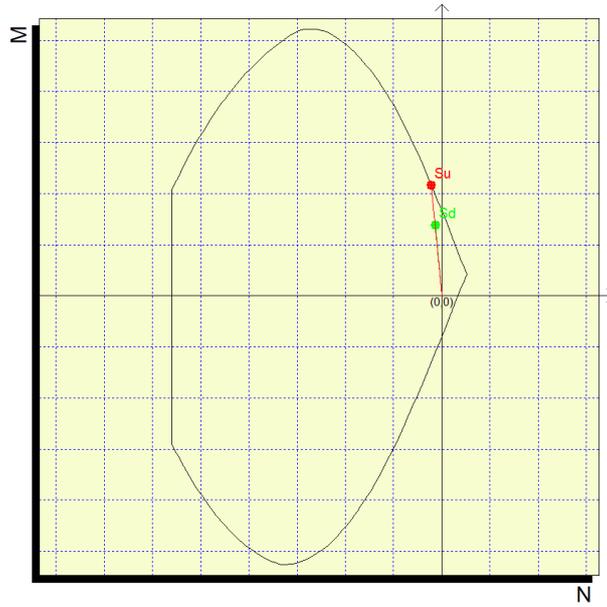


Figura 9.19 Dominio di resistenza e sollecitazioni agenti

Sollecitazioni massime agenti in mezzzeria:

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-9311100.0	0.0	-69171.0	-24136432.7	0.0	-179306.5	2.59

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-9311100.0	0.0	-69171.0	-18679938.2	0.0	-69171.0	2.00

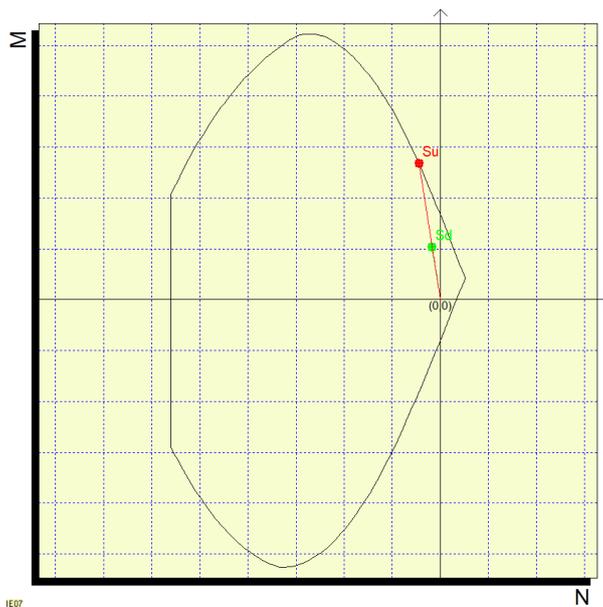


Figura 9.20 Dominio di resistenza e sollecitazioni agenti

PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazioni massime agenti alla base:

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-11746000.0	0.0	-83226.0	-23541628.5	0.0	-166803.6	2.00

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
-11746000.0	0.0	-83226.0	-19382149.1	0.0	-83226.0	1.65

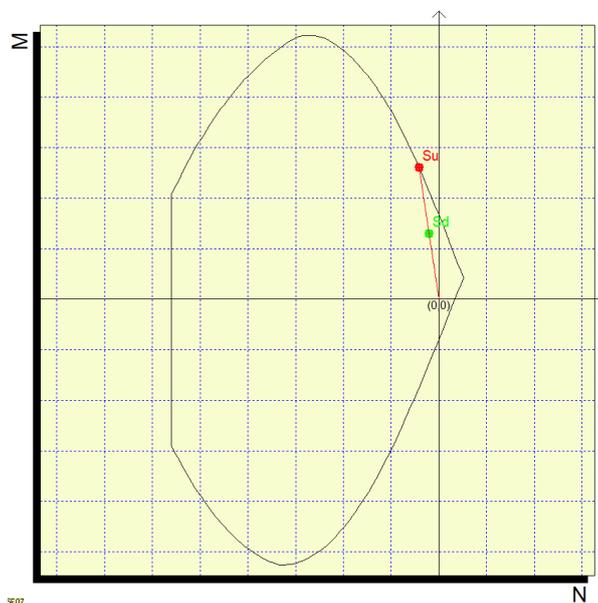


Figura 9.21 Dominio di resistenza e sollecitazioni agenti

9.2.2.1. Verifica a taglio

La resistenza a taglio è stata valutata in assenza di armatura trasversale, considerando solo il contributo delle armature tese e trascurando il contributo degli spilli 12φ12 disposti al metro quadro

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm
	Altezza sezione	$H =$	1200	mm
	Copriferro netto	$c =$	74	mm
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	87	mm
	Altezza utile sezione	$d =$	1113	mm
	Area cls	$A_c =$	12000	cm ²
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	32.83	cm ²
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	1.131	cm ²

PROGETTAZIONE ATI:

n° bracci staffe	$n_b =$	2.5	
Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	2.83	cm ²
Passo arm. trasv.	$s =$	40	cm
Ang. incl. arm. trasv. Risp. asse trave	$\alpha =$	90	°
	$\cotg \alpha =$	0.00	
	$\cotg \vartheta =$	2.50	
	$\sin \alpha =$	1.00	

Resistenza a taglio $V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

$K = 1 + (200/d)^{1/2}$	$k =$	1.424	≤ 2
$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot x_d)$	$\rho_l =$	0.0029	≤ 0.02
Tens. media compr. sez. $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$	$\sigma_{cp} =$	0.000	MPa $\leq 0,2 f_{cd} = 3.29$ MPa
$v_{min} = 0,035 \times K^{1,5} \times f_{ck}^{0,5}$	$v_{min} =$	0.321	MPa
V_{Rd}	$V_{Rd} =$	389.1	kN
$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$	$V_{Rd,min} =$	356.7	kN

Resistenza a Taglio $V_{Rd} = 389.1$ kN $> 198.8 = V_{Ed}$

Esito Verifica

$V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Verifica soddisfatta

$V_{Rd}/V_{Ed} = 1.96$

9.2.3. VERIFICA DI RESISTENZA SLU/SLV - SOLETTONE INFERIORE

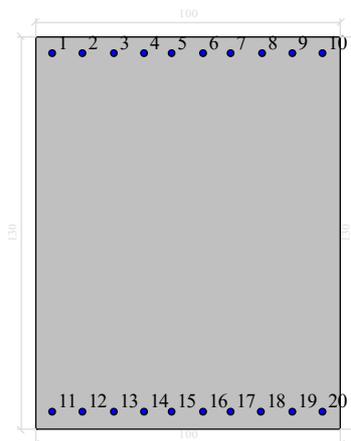
9.2.3.1. Verifica a flessione

Il solettone è armato con i seguenti quantitativi di armatura.

Asup: $\phi 26/10\text{cm}$

Ainf: $\phi 26/10\text{cm}$

Le armature longitudinali, sono in barre $\phi 16/20\text{cm}$



Materiali:

Cls	Par.Rett.	C35/45 SLU	$f_{cd}=-211.7$ $ec1=-0.002$ $ec2=-0.0035$
Acciaio	Lin.Rett.	B450C (SLU)	$E_s=2100000$ $f_{yd}=3913.04$

Conglomerati di cls:

n°	X(cm)	Y(cm)
1	-50.	-65.
2	-50.	65.
3	50.	65.
4	50.	-65.

Sollecitazione massima agente in appoggio:

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
14191200.0	0.0	0.0	24729940.0	0.0	0.0	1.74

PROGETTAZIONE ATI:

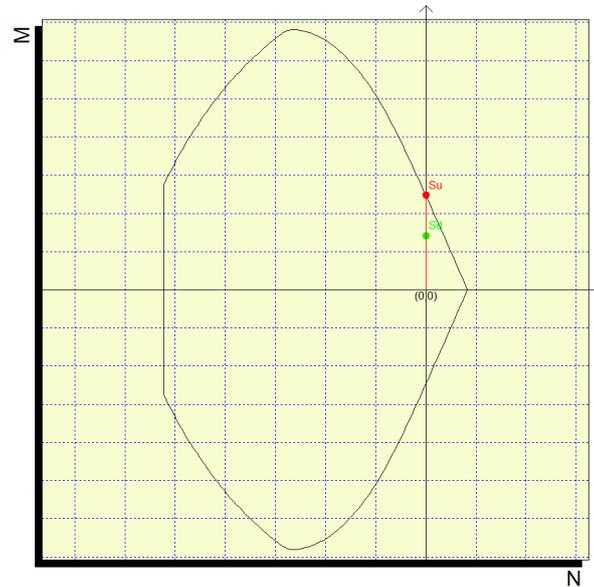


Figura 9.22 Dominio di resistenza e sollecitazioni agenti

Sollecitazione massima agente in mezzeria:

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
-11746000.0	0.0	0.0	-24730224.5	0.0	0.0	2.10

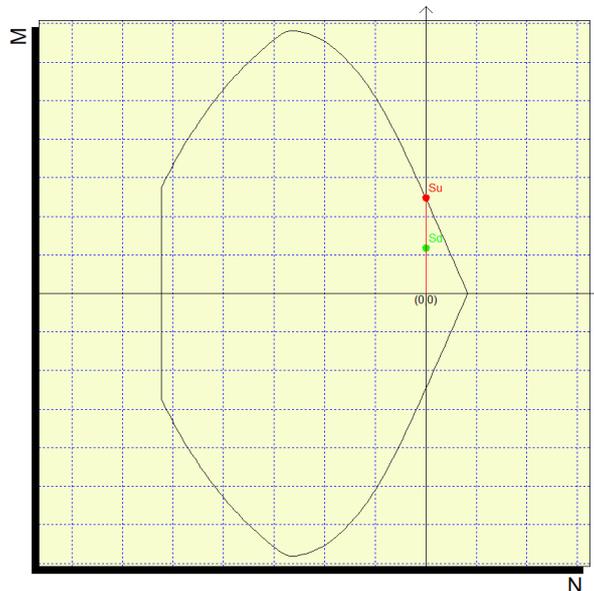


Figura 9.23 Dominio di resistenza e sollecitazioni agenti

9.2.3.2. Verifica a taglio

Il valore del taglio resistente è determinante sulla base dei quantitativi di armatura a taglio presenti, rappresentati da piegati a 45° di diametro $\Phi 26$ con passo 50cm.

È stato trascurato il contributo degli spilli $\Phi 12/40$ e dei cavallotti $\phi 20$ disposti al metro quadro a partire dal filo interno del piedritto.

PROGETTAZIONE ATI:

Geometria

<u>Sezione</u>	Larghezza minima sezione	$b_w =$	1000	mm
	Altezza sezione	$H =$	1300	mm
	Copriferro netto	$c =$	58	mm
	Dist. asse armatura long.	$c' =$	71	mm
	Altezza utile sezione	$d =$	1229	mm
	Area cls	$A_c =$	13000	cm ²
<u>Arm.Long.</u>	Armatura longitudinale tesa	$A_{sl} =$	53.09	cm ²
<u>Arm.Trasv.</u>	Area ferro staffe	$A_{fst} =$	5.309	cm ²
	n° bracci staffe	$n_b =$	2	
	Area arm. trasv.	$A_{sw} =$	10.62	cm ²
	Passo arm. trasv.	$s =$	50	cm
	Ang. incl. arm. trasv. Risp. asse trave	$\alpha =$	45	°
		$\cotg \alpha =$	1.00	
		$\cotg \vartheta =$	2.50	
		$\sin \alpha =$	0.71	

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,90 * d * A_{sw} / s * f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) * \sin \alpha$$

$$V_{Rsd} = 2274.9 \quad \text{kN}$$

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

$$V_{Rcd} = 0,90 * d * b_w * \alpha_c f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \vartheta) / (1 + \cotg^2 \vartheta)$$

$$V_{Rcd} = 4395.1 \quad \text{kN}$$

Resistenza a Taglio

$$V_{Rd} = 2274.9 \quad \text{kN} > 822.1 = V_{Ed}$$

Esito Verifica

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad \text{Verifica soddisfatta} \quad V_{Rd}/V_{Ed} = 2.77$$

9.2.4. VERIFICHE IN ESERCIZIO

Simbologia adottata ed unità di misura

N°	Indice sezione
X_i	Ascissa/Ordinata sezione, espresso in m
M_p	Momento, espresse in kNm
M_n	Momento, espresse in kNm
W_k	Ampiezza fessure, espresse in mm
W_{lim}	Apertura limite fessure, espresse in mm
s	Distanza media tra le fessure, espresse in mm
ε_{sm}	Deformazione nelle fessure, espresse in [%]

9.2.4.1. Solettone superiore

Fessurazione

Combinazione Quasi Permanente

X [m]	Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon
8.10	4438800	0	0	15	0.0889	0.0889	318	2.7956E-04
0.60	-5050800	0	0	15	0.1091	0.1091	318	3.4324E-04

Combinazione Frequente

X [m]	Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon
8.10	6427900	0	0	15	0.1547	0.1547	318	4.8652E-04
0.60	-6816500	0	0	15	0.1675	0.1675	318	5.2695E-04

Tensioni cls e acciaio

Combinazione Quasi Permanente

X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
0,60	-505,08	49,44	0,004021	0,005429	100274	39582	2936
4,32	200,68	49,44	0,004021	0,003217	18320	50187	1367
8,13	443,88	49,44	0,004021	0,003217	39447	117421	2964
11,93	200,68	49,44	0,004021	0,003217	18320	50187	1367
15,65	-505,08	49,44	0,004021	0,005429	100274	39582	2936

Combinazione Rara

X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ_{fs}	σ_{fi}	σ_c
0,60	-946,27	95,76	0,004021	0,005429	187618	74212	5505
4,32	313,99	95,76	0,004021	0,003217	28974	76583	2156
8,13	941,15	95,76	0,004021	0,003217	83469	249946	6274
11,93	313,88	95,76	0,004021	0,003217	28964	76552	2155
15,65	-946,49	95,76	0,004021	0,005429	187663	74229	5506

9.2.4.2. Solettone inferiore

Fessurazione

Combinazione Quasi Permanente

X [m]	Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon
0.60	-7180600	0	0	15	0.1203	0.1203	318	3.7831E-04
8.10	7837100	0	0	15	0.1367	0.1367	318	4.2939E-04

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione Frequente

X [m]	Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon
0.60	-7891000	0	0	15	0.1379	0.1379	318	4.3378E-04
8.10	9023200	0	0	15	0.1661	0.1661	318	5.2203E-04

Tensioni cls e acciaio

Combinazione Quasi Permanente

X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
0,60	896,67	127,06	0,004423	0,003820	51552	158487	3776
4,37	-663,62	127,06	0,002614	0,003820	132360	42743	3132
8,13	-1080,23	127,06	0,002614	0,003820	224437	68465	5037
11,86	-669,49	127,06	0,002614	0,003820	133655	43106	3159
15,65	896,09	127,06	0,004423	0,003820	51520	158377	3773

Combinazione Rara

X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
0,60	718,06	152,69	0,004423	0,003820	41965	121975	3062
4,37	-463,18	152,69	0,002614	0,003820	85297	30626	2229
8,13	-783,71	152,69	0,002614	0,003820	156016	50513	3701
11,86	-468,07	152,69	0,002614	0,003820	86375	30931	2251
15,65	718,06	152,69	0,004423	0,003820	41966	121975	3062

9.2.4.1. Piedritti

Fessurazione

Combinazione Quasi Permanente

X [m]	Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon
1.00	-4819100	0	-26644	15	0.172	0.172	586	2.9364E-04
4.25	-4188100	0	-36034	15	0	0	0	0.0000E00
7.20	-6240600	0	-44854	15	0.1985	0.1985	576	3.4481E-04

Combinazione Frequente

X [m]	Mx	My	N	Es/Ec	Wm(mm)	Wk(mm)	Sm(mm)	Epsilon
1.00	-6494500	0	-32260	15	0.2406	0.2406	589	4.0849E-04
4.25	-5333800	0	-42649	15	0.1599	0.1599	570	2.8031E-04
7.20	-7025000	0	-51469	15	0.2212	0.2212	575	3.8486E-04

Tensioni cls e acciaio

Combinazione Quasi Permanente

M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
0,65	-718,06	468,46	0,003820	0,003820	119575	52754
4,33	-418,81	360,34	0,003820	0,003820	60889	31465
8,00	-505,08	252,22	0,003820	0,003820	92312	36336

Combinazione Rara

X	M	N	A _{fi}	A _{fs}	σ _{fs}	σ _{fi}	σ _c
0,65	-896,67	633,84	0,003820	0,003820	144254	66307	4790
4,33	-705,22	525,72	0,003820	0,003820	110667	52376	3778
8,00	-946,27	417,60	0,003820	0,003820	178903	67460	4930

PROGETTAZIONE ATI:

9.2.5. VERIFICHE GEOTECNICHE

9.2.5.1. Verifica al carico limite

Simbologia adottata

IC	Indice della combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante corretti per effetto forma, inclinazione del carico, affondamento, etc.
qu	Portanza ultima del terreno, espressa in [kPa]
QU	Portanza ultima del terreno, espressa in [kN]/m
QY	Carico verticale al piano di posa, espressa in [kN]/m
FS	Fattore di sicurezza a carico limite

IC	Nc	Nq	Ny	N'c	N'q	N'y	qu	QU	QY	FS
1	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19787	321532,81	1841,56	174,60
2	39,15	24,18	21,52	39,15	24,18	21,52	8031	130505,36	1416,59	92,13
3	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14910	242294,85	2169,24	111,70
4	39,15	24,18	21,52	39,15	24,18	21,52	6315	102625,56	1695,72	60,52
5	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14908	242247,83	2660,75	91,05
6	39,15	24,18	21,52	39,15	24,18	21,52	6314	102604,55	2114,41	48,53
7	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,20	1411,89	227,72
8	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,34	1421,29	226,22
9	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,34	1421,29	226,22
10	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,20	1411,89	227,72
11	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,63	1411,89	171,64
12	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,73	1421,29	170,50
13	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,73	1421,29	170,50
14	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,63	1411,89	171,64
15	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,31	1421,29	226,22
16	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,17	1411,89	227,72
17	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,31	1421,29	226,22
18	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19786	321520,17	1411,89	227,72
19	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,71	1421,29	170,50
20	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,61	1411,89	171,64
21	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,71	1421,29	170,50
22	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242330,61	1411,89	171,64
28	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19787	321532,81	1841,56	174,60
29	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	14913	242340,14	176,09	1376,27
30	66,69	50,35	61,16	66,69	50,35	61,16	19766	321205,42	995,27	322,73

9.2.5.2. Calcolo dei cedimenti

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 1)

X [m]	ux [m]	uy [m]
0,60	0,00003	0,00750
4,37	0,00001	0,00526
8,13	0,00000	0,00418
11,86	-0,00001	0,00524
15,65	-0,00003	0,00750

Spostamenti traverso (Combinazione n° 1)

X [m]	ux [m]	uy [m]
0,60	0,00001	0,00759
4,28	0,00001	0,00998
8,13	0,00000	0,01137
11,97	-0,00001	0,00998
15,65	-0,00001	0,00759

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 1)

Y [m]	ux [m]	uy [m]
0,65	0,00003	0,00750
4,33	-0,00081	0,00755
8,00	0,00001	0,00759

PROGETTAZIONE ATI:

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 1)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00003	0,00750
4,33	0,00081	0,00755
8,00	-0,00001	0,00759

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00003	0,00574
4,37	0,00001	0,00405
8,13	0,00000	0,00323
11,86	-0,00001	0,00404
15,65	-0,00003	0,00574

Spostamenti traverso (Combinazione n° 2)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00001	0,00581
4,28	0,00001	0,00762
8,13	0,00000	0,00867
11,97	-0,00001	0,00762
15,65	-0,00001	0,00581

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00003	0,00574
4,33	-0,00059	0,00578
8,00	0,00001	0,00581

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 2)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00003	0,00574
4,33	0,00059	0,00578
8,00	-0,00001	0,00581

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00003	0,00882
4,37	0,00002	0,00619
8,13	0,00000	0,00495
11,86	-0,00001	0,00617
15,65	-0,00003	0,00881

Spostamenti traverso (Combinazione n° 3)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00892
4,28	0,00001	0,01214
8,13	0,00000	0,01409
11,97	-0,00001	0,01213
15,65	-0,00002	0,00891

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00003	0,00882
4,33	-0,00103	0,00887
8,00	0,00002	0,00892

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 3)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00003	0,00881
4,33	0,00102	0,00887
8,00	-0,00002	0,00891

PROGETTAZIONE ATI:

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00003	0,00686
4,37	0,00001	0,00484
8,13	0,00000	0,00388
11,86	-0,00001	0,00482
15,65	-0,00002	0,00686

Spostamenti traverso (Combinazione n° 4)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00694
4,28	0,00001	0,00945
8,13	0,00000	0,01099
11,97	-0,00001	0,00945
15,65	-0,00002	0,00694

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00003	0,00686
4,33	-0,00077	0,00691
8,00	0,00002	0,00694

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 4)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00686
4,33	0,00077	0,00690
8,00	-0,00002	0,00694

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00003	0,01079
4,37	0,00002	0,00758
8,13	0,00000	0,00609
11,86	-0,00001	0,00755
15,65	-0,00002	0,01077

Spostamenti traverso (Combinazione n° 5)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,01091
4,28	0,00001	0,01536
8,13	0,00000	0,01817
11,97	-0,00002	0,01535
15,65	-0,00003	0,01089

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00003	0,01079
4,33	-0,00134	0,01086
8,00	0,00002	0,01091

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 5)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,01077
4,33	0,00134	0,01084
8,00	-0,00003	0,01089

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00003	0,00854
4,37	0,00001	0,00603

PROGETTAZIONE ATI:

8,13	0,00000	0,00485
11,86	-0,00001	0,00600
15,65	-0,00002	0,00853

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 6)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00864
4,28	0,00001	0,01220
8,13	0,00000	0,01447
11,97	-0,00002	0,01219
15,65	-0,00003	0,00863

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00003	0,00854
4,33	-0,00104	0,00860
8,00	0,00002	0,00864

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 6)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00853
4,33	0,00104	0,00858
8,00	-0,00003	0,00863

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00575
4,37	0,00013	0,00403
8,13	0,00011	0,00321
11,86	0,00010	0,00402
15,65	0,00009	0,00575

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 7)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00581
4,28	0,00012	0,00765
8,13	0,00012	0,00871
11,97	0,00011	0,00765
15,65	0,00011	0,00582

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00575
4,33	-0,00051	0,00579
8,00	0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 7)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00575
4,33	0,00073	0,00579
8,00	0,00011	0,00582

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 8)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00579
4,37	0,00013	0,00406
8,13	0,00011	0,00323
11,86	0,00010	0,00405
15,65	0,00009	0,00579

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 8)

PROGETTAZIONE ATI:

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00585
4,28	0,00012	0,00770
8,13	0,00012	0,00876
11,97	0,00011	0,00770
15,65	0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00579
4,33	-0,00051	0,00583
8,00	0,00013	0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 8)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00579
4,33	0,00074	0,00583
8,00	0,00011	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00579
4,37	0,00013	0,00406
8,13	0,00011	0,00323
11,86	0,00010	0,00405
15,65	0,00009	0,00579

Spostamenti traverso (Combinazione n° 9)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00585
4,28	0,00012	0,00770
8,13	0,00012	0,00876
11,97	0,00011	0,00770
15,65	0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00579
4,33	-0,00051	0,00583
8,00	0,00013	0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 9)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00579
4,33	0,00074	0,00583
8,00	0,00011	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00575
4,37	0,00013	0,00403
8,13	0,00011	0,00321
11,86	0,00010	0,00402
15,65	0,00009	0,00575

Spostamenti traverso (Combinazione n° 10)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00581
4,28	0,00012	0,00765
8,13	0,00012	0,00871
11,97	0,00011	0,00765
15,65	0,00011	0,00582

PROGETTAZIONE ATI:

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00575
4,33	-0,00051	0,00579
8,00	0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 10)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00575
4,33	0,00073	0,00579
8,00	0,00011	0,00582

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00575
4,37	0,00013	0,00403
8,13	0,00011	0,00321
11,86	0,00010	0,00402
15,65	0,00009	0,00575

Spostamenti traverso (Combinazione n° 11)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00581
4,28	0,00012	0,00765
8,13	0,00012	0,00871
11,97	0,00011	0,00765
15,65	0,00011	0,00582

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00575
4,33	-0,00051	0,00579
8,00	0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 11)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00575
4,33	0,00073	0,00579
8,00	0,00011	0,00582

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00579
4,37	0,00013	0,00406
8,13	0,00011	0,00323
11,86	0,00010	0,00405
15,65	0,00009	0,00579

Spostamenti traverso (Combinazione n° 12)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00585
4,28	0,00012	0,00770
8,13	0,00012	0,00876
11,97	0,00011	0,00770
15,65	0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00579
4,33	-0,00051	0,00583

PROGETTAZIONE ATI:

8,00 0,00013 0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 12)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00579
4,33	0,00074	0,00583
8,00	0,00011	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00579
4,37	0,00013	0,00406
8,13	0,00011	0,00323
11,86	0,00010	0,00405
15,65	0,00009	0,00579

Spostamenti traverso (Combinazione n° 13)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00585
4,28	0,00012	0,00770
8,13	0,00012	0,00876
11,97	0,00011	0,00770
15,65	0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00579
4,33	-0,00051	0,00583
8,00	0,00013	0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 13)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00579
4,33	0,00074	0,00583
8,00	0,00011	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00014	0,00575
4,37	0,00013	0,00403
8,13	0,00011	0,00321
11,86	0,00010	0,00402
15,65	0,00009	0,00575

Spostamenti traverso (Combinazione n° 14)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00013	0,00581
4,28	0,00012	0,00765
8,13	0,00012	0,00871
11,97	0,00011	0,00765
15,65	0,00011	0,00582

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00014	0,00575
4,33	-0,00051	0,00579
8,00	0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 14)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00009	0,00575

PROGETTAZIONE ATI:

4,33	0,00073	0,00579
8,00	0,00011	0,00582

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00009	0,00579
4,37	-0,00010	0,00406
8,13	-0,00011	0,00323
11,86	-0,00013	0,00405
15,65	-0,00014	0,00579

Spostamenti traverso (Combinazione n° 15)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00585
4,28	-0,00011	0,00770
8,13	-0,00012	0,00876
11,97	-0,00012	0,00770
15,65	-0,00013	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00579
4,33	-0,00074	0,00583
8,00	-0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 15)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00579
4,33	0,00051	0,00583
8,00	-0,00013	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 16)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00009	0,00575
4,37	-0,00010	0,00403
8,13	-0,00011	0,00321
11,86	-0,00013	0,00402
15,65	-0,00014	0,00575

Spostamenti traverso (Combinazione n° 16)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00582
4,28	-0,00011	0,00765
8,13	-0,00012	0,00871
11,97	-0,00012	0,00765
15,65	-0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 16)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00575
4,33	-0,00073	0,00579
8,00	-0,00011	0,00582

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 16)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00575
4,33	0,00051	0,00579
8,00	-0,00013	0,00581

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 17)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
-------	--------------------	--------------------

PROGETTAZIONE ATI:

0,60	-0,00009	0,00579
4,37	-0,00010	0,00406
8,13	-0,00011	0,00323
11,86	-0,00013	0,00405
15,65	-0,00014	0,00579

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 17)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00585
4,28	-0,00011	0,00770
8,13	-0,00012	0,00876
11,97	-0,00012	0,00770
15,65	-0,00013	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 17)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00579
4,33	-0,00074	0,00583
8,00	-0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 17)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00579
4,33	0,00051	0,00583
8,00	-0,00013	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 18)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00009	0,00575
4,37	-0,00010	0,00403
8,13	-0,00011	0,00321
11,86	-0,00013	0,00402
15,65	-0,00014	0,00575

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 18)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00582
4,28	-0,00011	0,00765
8,13	-0,00012	0,00871
11,97	-0,00012	0,00765
15,65	-0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 18)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00575
4,33	-0,00073	0,00579
8,00	-0,00011	0,00582

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 18)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00575
4,33	0,00051	0,00579
8,00	-0,00013	0,00581

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 19)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00009	0,00579
4,37	-0,00010	0,00406
8,13	-0,00011	0,00323
11,86	-0,00013	0,00405
15,65	-0,00014	0,00579

PROGETTAZIONE ATI:

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 19)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00585
4,28	-0,00011	0,00770
8,13	-0,00012	0,00876
11,97	-0,00012	0,00770
15,65	-0,00013	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 19)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00579
4,33	-0,00074	0,00583
8,00	-0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 19)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00579
4,33	0,00051	0,00583
8,00	-0,00013	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 20)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00009	0,00575
4,37	-0,00010	0,00403
8,13	-0,00011	0,00321
11,86	-0,00013	0,00402
15,65	-0,00014	0,00575

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 20)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00582
4,28	-0,00011	0,00765
8,13	-0,00012	0,00871
11,97	-0,00012	0,00765
15,65	-0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 20)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00575
4,33	-0,00073	0,00579
8,00	-0,00011	0,00582

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 20)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00575
4,33	0,00051	0,00579
8,00	-0,00013	0,00581

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 21)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00009	0,00579
4,37	-0,00010	0,00406
8,13	-0,00011	0,00323
11,86	-0,00013	0,00405
15,65	-0,00014	0,00579

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 21)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00585
4,28	-0,00011	0,00770
8,13	-0,00012	0,00876

PROGETTAZIONE ATI:

11,97	-0,00012	0,00770
15,65	-0,00013	0,00585

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 21)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00579
4,33	-0,00074	0,00583
8,00	-0,00011	0,00585

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 21)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00579
4,33	0,00051	0,00583
8,00	-0,00013	0,00585

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 22)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00009	0,00575
4,37	-0,00010	0,00403
8,13	-0,00011	0,00321
11,86	-0,00013	0,00402
15,65	-0,00014	0,00575

Spostamenti traverso (Combinazione n° 22)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	-0,00011	0,00582
4,28	-0,00011	0,00765
8,13	-0,00012	0,00871
11,97	-0,00012	0,00765
15,65	-0,00013	0,00581

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 22)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00009	0,00575
4,33	-0,00073	0,00579
8,00	-0,00011	0,00582

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 22)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00014	0,00575
4,33	0,00051	0,00579
8,00	-0,00013	0,00581

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 23)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00577
4,37	0,00001	0,00404
8,13	0,00000	0,00322
11,86	-0,00001	0,00403
15,65	-0,00002	0,00577

Spostamenti traverso (Combinazione n° 23)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00001	0,00584
4,28	0,00000	0,00768
8,13	0,00000	0,00874
11,97	0,00000	0,00768
15,65	-0,00001	0,00584

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 23)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
-------	--------------------	--------------------

PROGETTAZIONE ATI:

0,65	0,00002	0,00577
4,33	-0,00063	0,00581
8,00	0,00001	0,00584

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 23)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00577
4,33	0,00063	0,00581
8,00	-0,00001	0,00584

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 24)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00577
4,37	0,00001	0,00404
8,13	0,00000	0,00322
11,86	-0,00001	0,00403
15,65	-0,00002	0,00577

Spostamenti traverso (Combinazione n° 24)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00001	0,00584
4,28	0,00000	0,00768
8,13	0,00000	0,00874
11,97	0,00000	0,00768
15,65	-0,00001	0,00584

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 24)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00002	0,00577
4,33	-0,00063	0,00581
8,00	0,00001	0,00584

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 24)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00577
4,33	0,00063	0,00581
8,00	-0,00001	0,00584

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 25)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00675
4,37	0,00001	0,00473
8,13	0,00000	0,00378
11,86	-0,00001	0,00472
15,65	-0,00002	0,00674

Spostamenti traverso (Combinazione n° 25)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00001	0,00682
4,28	0,00001	0,00927
8,13	0,00000	0,01076
11,97	-0,00001	0,00927
15,65	-0,00002	0,00682

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 25)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00002	0,00675
4,33	-0,00078	0,00679
8,00	0,00001	0,00682

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 25)

PROGETTAZIONE ATI:

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00674
4,33	0,00078	0,00678
8,00	-0,00002	0,00682

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 26)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00675
4,37	0,00001	0,00473
8,13	0,00000	0,00378
11,86	-0,00001	0,00472
15,65	-0,00002	0,00674

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 26)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00001	0,00682
4,28	0,00001	0,00927
8,13	0,00000	0,01076
11,97	-0,00001	0,00927
15,65	-0,00002	0,00682

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 26)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00002	0,00675
4,33	-0,00078	0,00679
8,00	0,00001	0,00682

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 26)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00674
4,33	0,00078	0,00678
8,00	-0,00002	0,00682

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 27)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00821
4,37	0,00001	0,00577
8,13	0,00000	0,00463
11,86	-0,00001	0,00574
15,65	-0,00002	0,00819

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 27)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00830
4,28	0,00001	0,01167
8,13	0,00000	0,01379
11,97	-0,00001	0,01166
15,65	-0,00002	0,00829

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 27)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00002	0,00821
4,33	-0,00102	0,00826
8,00	0,00002	0,00830

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 27)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00819
4,33	0,00102	0,00824
8,00	-0,00002	0,00829

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 28)

PROGETTAZIONE ATI:

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00001	0,00763
4,37	0,00000	0,00524
8,13	0,00000	0,00413
11,86	0,00000	0,00522
15,65	-0,00001	0,00763

Spostamenti traverso (Combinazione n° 28)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00000	0,00771
4,28	0,00000	0,01026
8,13	0,00000	0,01170
11,97	0,00000	0,01026
15,65	0,00000	0,00771

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 28)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00001	0,00763
4,33	-0,00097	0,00768
8,00	0,00000	0,00771

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 28)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00001	0,00763
4,33	0,00097	0,00768
8,00	0,00000	0,00771

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 29)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00078
4,37	0,00001	0,00053
8,13	0,00000	0,00039
11,86	-0,00001	0,00053
15,65	-0,00002	0,00078

Spostamenti traverso (Combinazione n° 29)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00002	0,00080
4,28	0,00001	0,00129
8,13	0,00000	0,00161
11,97	-0,00001	0,00129
15,65	-0,00002	0,00080

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 29)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00002	0,00078
4,33	-0,00004	0,00079
8,00	0,00002	0,00080

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 29)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	-0,00002	0,00078
4,33	0,00004	0,00079
8,00	-0,00002	0,00080

Spostamenti fondazione (Combinazione n° 30)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00000	0,00420
4,37	0,00000	0,00284
8,13	0,00000	0,00223
11,86	0,00001	0,00282

PROGETTAZIONE ATI:

15,65 0,00001 0,00418

Spostamenti trasverso (Combinazione n° 30)

X [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,60	0,00001	0,00425
4,28	0,00000	0,00696
8,13	0,00000	0,00876
11,97	-0,00001	0,00695
15,65	-0,00002	0,00423

Spostamenti piedritto sinistro (Combinazione n° 30)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00000	0,00420
4,33	-0,00073	0,00422
8,00	0,00001	0,00425

Spostamenti piedritto destro (Combinazione n° 30)

Y [m]	u _x [m]	u _y [m]
0,65	0,00001	0,00418
4,33	0,00073	0,00420
8,00	-0,00002	0,00423

10. MURI D'ALA SCATOLARE

Nei seguenti paragrafi si illustra il dimensionamento e le verifiche geotecniche e strutturali del muro d'ala in aderenza allo scatolare.

10.1. CRITERI DI VERIFICA

Nel presente capitolo sono descritti i metodi, le assunzioni di calcolo e i parametri di progetto adottati per le verifiche geotecniche e strutturali delle opere in oggetto. Le verifiche sono state condotte secondo il metodo degli stati limite.

Le verifiche agli stati limite prevedono un approccio di tipo semiprobabilistico in base al quale le azioni e le resistenze di progetto sono definite sulla base dei valori caratteristici applicando i coefficienti parziali di seguito definiti:

Azioni: $F_d = (F_k \times \psi) \times \gamma_F$
 Proprietà del terreno: $X_d = X_k / \gamma_M$
 Resistenza del terreno: $R_d = R_k / \gamma_R$

Dove:

- F: indica genericamente un'azione,
- ψ : indica un fattore ≤ 1.0 che è definito nell'ambito della combinazione di carico;
- X: indica genericamente un parametro di resistenza del terreno;
- R: indica genericamente la resistenza limite calcolata;
- $\gamma_F, \gamma_M, \gamma_R$: indicano i coefficienti parziali.

Una volta definiti i parametri di progetto si verifica che valga la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

- $E_d = F_k \times \psi \times \gamma_F$ [effetti delle azioni];
- $R_d = 1 / \gamma_R \times R_k (F_k \times \psi \times \gamma_F, X_k / \gamma_M)$ [resistenza del terreno].

Azioni e resistenze di progetto

Le verifiche dell'opera sono state condotte secondo l'approccio 2, considerando la combinazione:

- Combinazione 1 - (A1 + M1 + R3).

Le verifiche di stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno, sono state condotte secondo l'approccio 1, considerando la combinazione:

- Combinazione 2 - (A2 + M2 + R2).

I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno e per le azioni sono riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 10-1 Coefficienti parziali per le azioni (combinazioni statiche)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F	EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.30	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.30

Tabella 10-2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (combinazioni statiche)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k'$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c_k'	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 10-3 Coefficienti parziali per le azioni (combinazioni sismiche)

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F	EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00

Tabella 10-4 Coefficienti parziali per le resistenze (combinazioni sismiche)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\phi_k'$	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.0
Coesione efficace	c_k'	$\gamma_{c'}$	1.0	1.0
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.0
Peso dell'unità di volume	γ	γ_{γ}	1.0	1.0

Tabella 10-5 Pali trivellati - coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Parametro	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Base	1.00	1.70	1.35
Laterale compressione	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	1.00	1.60	1.30
Laterale trazione	1.00	1.60	1.25

Tabella 10-6 Pali trivellati - coefficienti parziali γ_T da applicare alle resistenze caratteristiche

Parametro	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Carichi orizzontali	1.00	1.60	1.30

10.2. METODI DI ANALISI E VERIFICHE

10.2.1. METODO DI CALCOLO

Per le analisi dell'opera si è utilizzato il codice di calcolo MAX versione 16 di AZTEC Informatica. Il muro è stato schematizzato con elementi *beam* a sei gradi di libertà (due traslazioni ed una rotazione per nodo), mentre il terreno è stato schematizzato con una serie di molle distribuite lungo l'altezza del muro. Il procedimento iterativo di risoluzione del modello considera il comportamento non lineare del terreno (non linearità meccanica), mentre agli altri elementi assegna un comportamento elastico lineare.

In allegato si riportano i criteri e i parametri di calcolo, i risultati delle analisi e le caratteristiche geometriche dei muri su pali.

Nella seguente tabella si riportano le caratteristiche delle sezioni di calcolo considerate per l'analisi.

Tabella 10.1: OS01 – Caratteristiche geometriche dei muri analizzati

Sezioni di calcolo	H _{paramento_calcolo} [m]	H _{fondazione} [m]	L _{fondazione} [m]
Tipo 1	8.50	1.20	5.50

Nei prossimi capitoli si riportano le analisi svolte per le sezioni di Tipo 1.

10.2.2. CONDIZIONI DI CARICO

10.2.2.1. Carichi permanenti

Peso proprio

Il peso proprio della struttura si ottiene moltiplicando i singoli spessori per il peso specifico del cemento armato, pari a 25kN/m³.

Spinta del terreno

La spinta del terreno è stata calcolata in condizioni di spinta a riposo.

10.2.2.2. Carichi accidentali

Come sovraccarico accidentale si è considerato il sovraccarico stradale, assunto pari a 20kPa, applicato a monte dell'opera di sostegno. In condizioni sismiche il carico accidentale è stato ridotto a 5 kPa.

10.2.2.3. Carichi sismici

Per il caso in esame si ottengono i seguenti coefficienti sismici:

$$k_h = 0.704 = (a_g/g * \beta_m * S_T * S_S)$$

$$k_v = 0.352$$

Nelle analisi è stato assunto $\beta_m = 1.0$.

PROGETTAZIONE ATI:

10.2.2.4. Carichi dovuti all'urto dei veicoli in svio

Ai fini della valutazione dei carichi derivanti dall'urto di veicoli in svio sulla barriera ancorata sulla sommità del cordolo di testa dell'opera in esame, il D.M. 17/01/2018 ai paragrafi 5.1.3.10 e 3.6.3.3.2. prevede l'applicazione di una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN agente a 1.0 m al di sopra del livello del piano di marcia.

Considerando che ogni paletto costituente la barriera può trasmettere al cordolo al massimo un momento corrispondente al suo momento di plasticizzazione M_{pl} , in fase di calcolo è stata assunta una forza orizzontale di collisione pari a $F_h = M_{pl} / 1.0$ m. In particolare:

$$M_{pl} = \alpha f_{yd} W_{pl} = 55 \text{ kNm}$$

con:

- $f_{yd} = f_{yk} / 1.05 = 275 \text{ MPa} / 1.05 = 261.9 \text{ MPa}$, tensione di snervamento di progetto;
- $W_{pl} = 132.7 \text{ cm}^3$, modulo di resistenza plastico della sezione;
- $\alpha = 1.5$, coefficiente di amplificazione, in accordo con l'Eurocodice 2.

Pertanto, la forza orizzontale di collisione impiegata in fase di calcolo risulta essere pari a:

$$F_h = 55 \text{ kN.}$$

Secondo quanto indicato nel cap. 3.6 delle NTC18, in caso di urto deve essere considerata la combinazione di carico eccezionale.

10.2.3. RISULTATI DELLE ANALISI

10.2.3.1. Sezione tipo 1

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni del paramento nella sezione in esame.

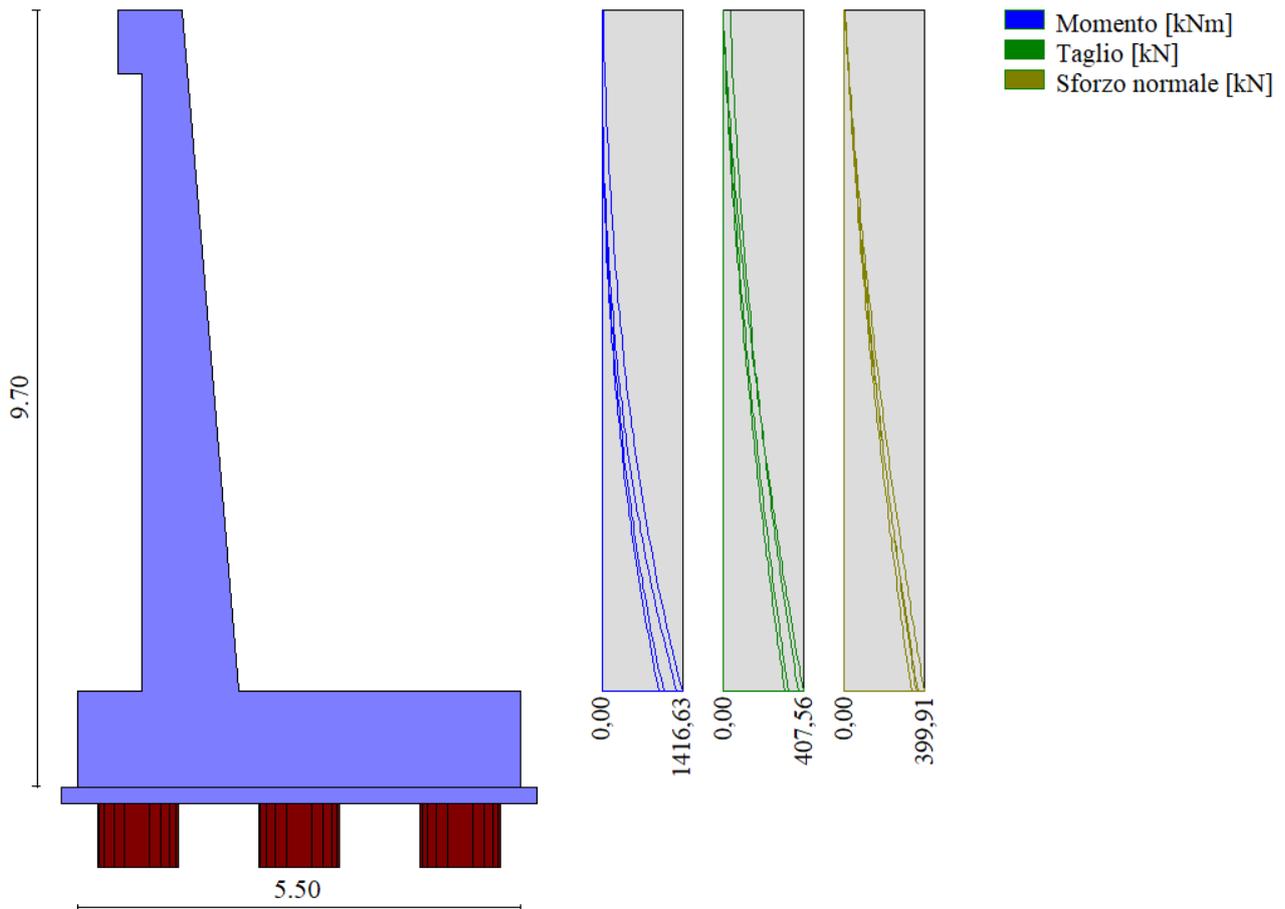


Figura 10-7: Involuppo delle sollecitazioni del paramento del muro

I contour delle sollecitazioni sulla fondazione del muro in esame, per le combinazioni di carico più sfavorevoli, sono riportati a seguire.

PROGETTAZIONE ATI:

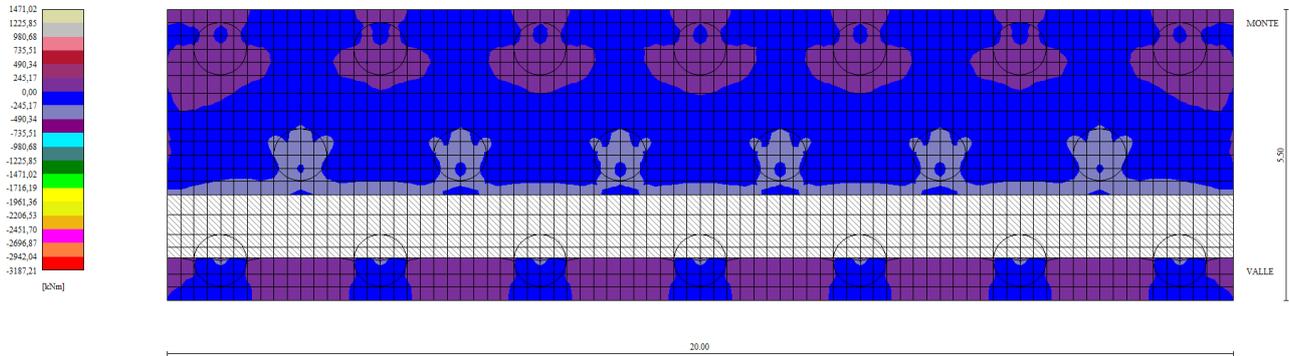


Figura 10-8: Mxx sulla fondazione dei muri – Comb. 2 – $M_{xx,max} = 368 \text{ kN}$

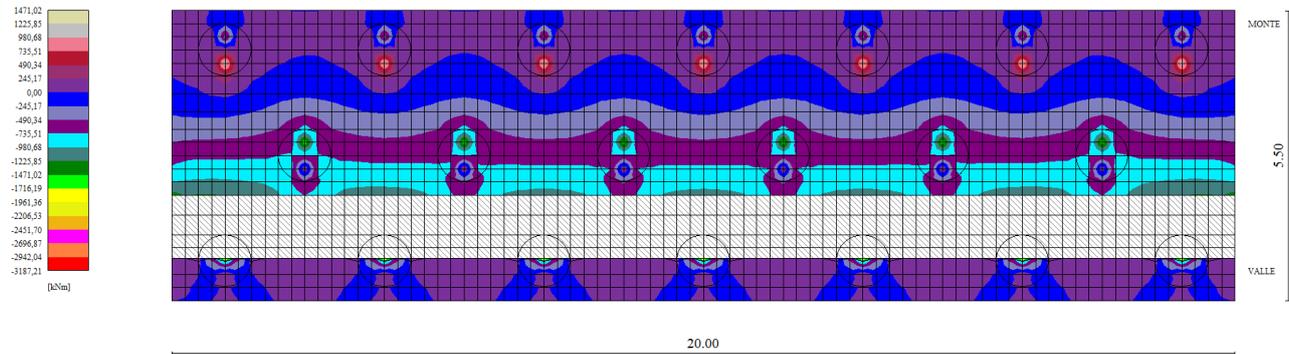


Figura 10-9: Myy sulla fondazione del muro – Comb. 2 – $M_{yy,max} = 1320 \text{ kN}$

PROGETTAZIONE ATI:

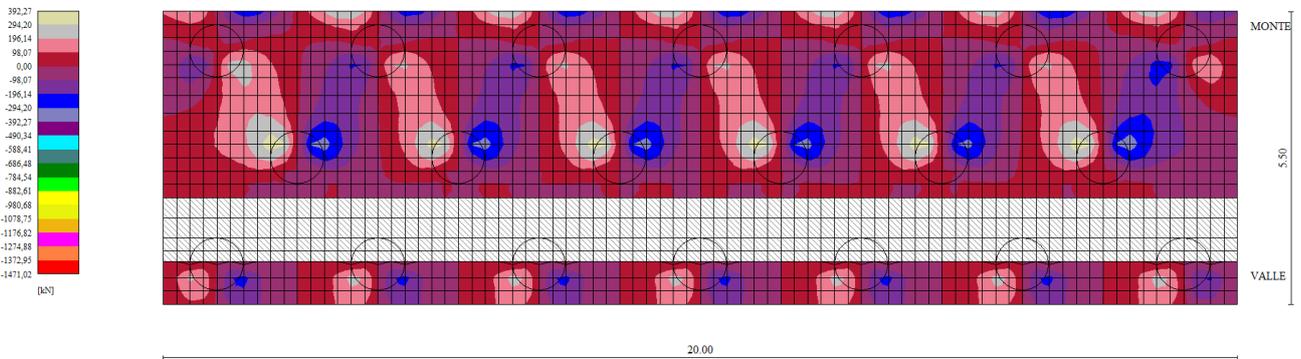


Figura 10-10:Txx sulla fondazione del muro – Comb.2 - $|T_{xx,max}|=342$ kN

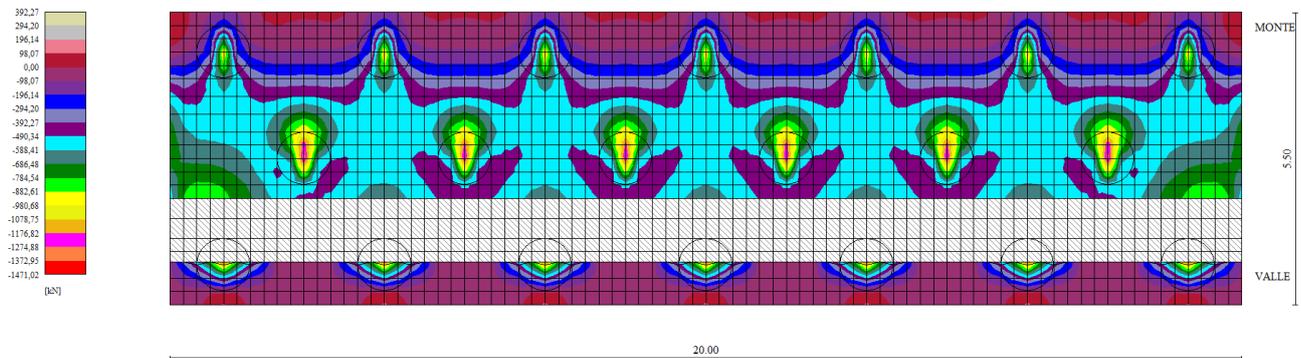


Figura 10-11:Tyy sulla fondazione del muro – Comb.2 - $|T_{yy,max}|=841$ kN

PROGETTAZIONE ATI:

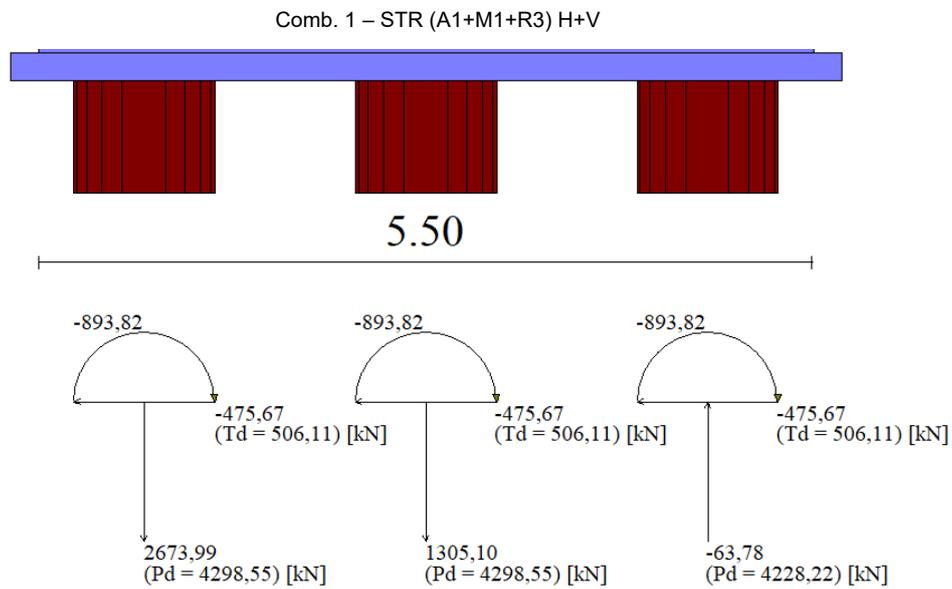


Figura 10-12: Scarichi in testa ai pali di fondazione del muro per la combinazione più sfavorevole (Comb.1)

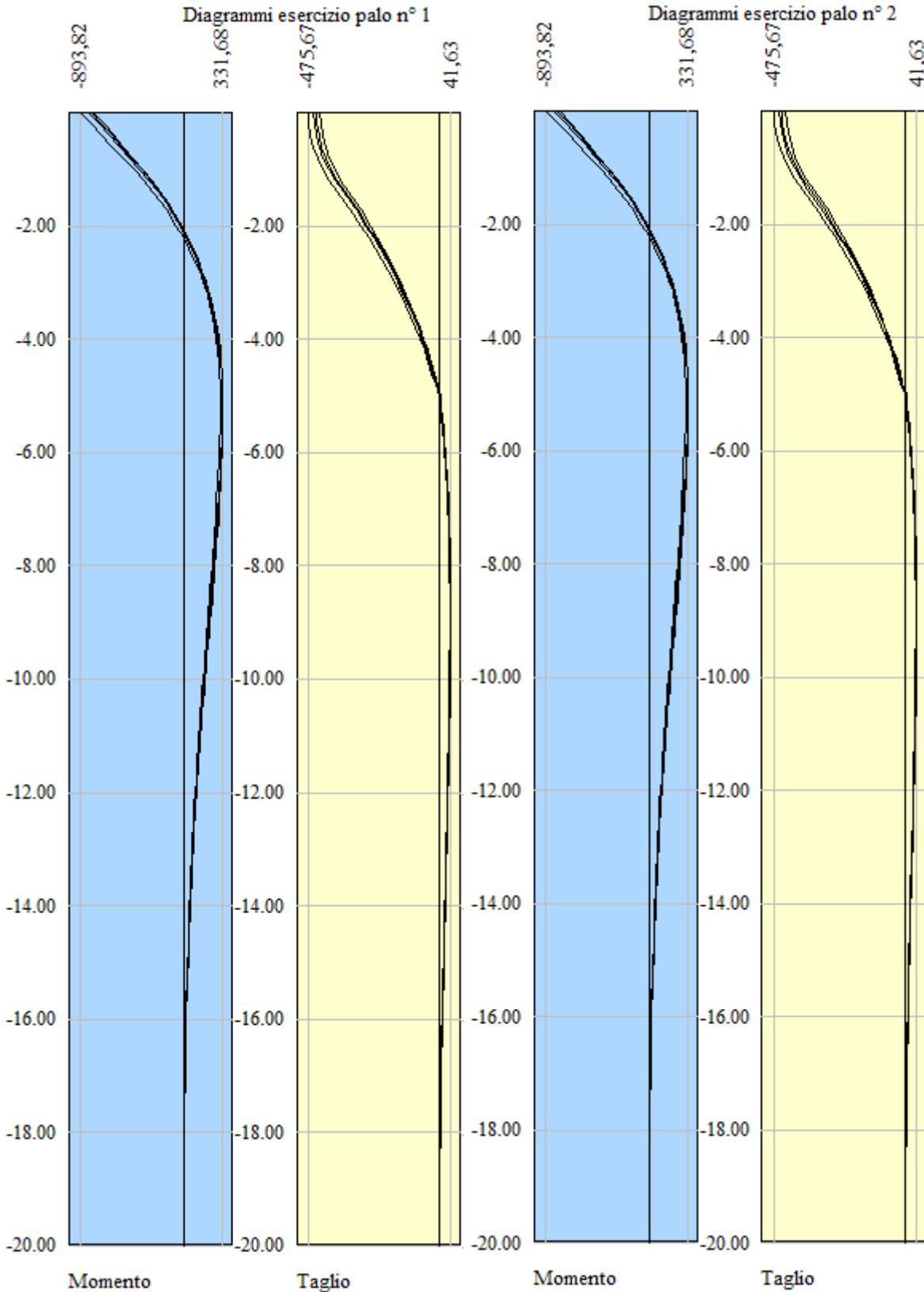


Figura 10-13: Involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti lungo i pali di fondazione (fila 1 e fila 2).

PROGETTAZIONE ATI:

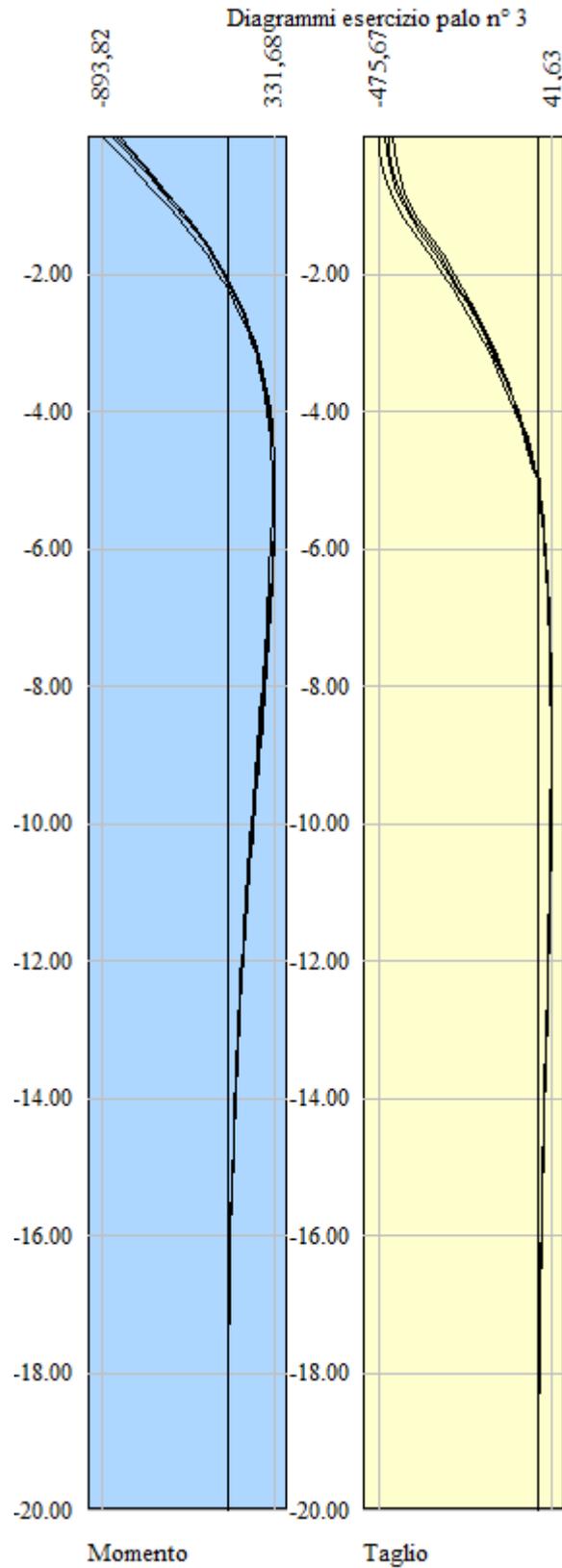


Figura 10-14: Involuppo delle sollecitazioni flettenti e taglianti lungo i pali di fondazione (fila 3).

PROGETTAZIONE ATI:

10.2.4. VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

10.2.4.1. Verifiche strutturali

Le verifiche sono state condotte, sulla base dell'involuppo delle sollecitazioni, secondo il metodo semiprobabilistico degli stati limite.

Le sollecitazioni di output del codice di calcolo per i pali di fondazione dei muri di sostegno sono riferite al singolo palo.

Sono effettuate le seguenti verifiche:

- in condizioni statiche (condizioni di normale esercizio):
 - o Verifica a S.L.U. per flessione;
 - o Verifica a S.L.U. per taglio;
- in condizioni sismiche
 - o Verifica a S.L.U. per flessione;
 - o Verifica a S.L.U. per taglio;

I valori di calcolo delle resistenze dei materiali si ricavano dividendo ciascun valore caratteristico per il fattore di sicurezza parziale γ_m specifico del materiale considerato.

Tabella 10.2: fattore di sicurezza parziale dei materiali

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
SLU	1.15	1.50

Di seguito si riportano i valori delle resistenze di calcolo, ottenute come rapporto tra la resistenza caratteristica e il coefficiente γ_m : $f_d = f_k/\gamma_m$.

Tabella 10.3: tensione di snervamento di calcolo

Acciaio	f_{yd} [MPa]	$\sigma_{s,max} (0.8*f_{yk})$ [MPa]
B450C	391	360

Tabella 10.4: resistenze di calcolo calcestruzzo

Elemento strutturale	Calcestruzzo	f_{cd}	f_{ctd}	f_{cfd}	$\sigma_{c,max} (0.45*f_{ck})$
	Classe	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
Fondazioni ed elevazioni	C35/45	23.33	2.13	2.56	10.5

dove:

- f_{cd} = resistenza a compressione cilindrica di calcolo
- $\sigma_{c,max}$ = tensione limite del calcestruzzo per lo stato limite di esercizio ($=0.45*f_{cd}$)
- f_{ctd} = resistenza a trazione di calcolo
- f_{cfd} = resistenza a trazione per flessione di calcolo ($=1.2*f_{ctd}$)

Sezione Tipo 1

Nelle tabelle seguenti si riportano le armature previste per il muro in esame.

Tabella 10.5: Armature fondazione del muro nella sezione di verifica

Elemento strutturale [-]	Altezza sezione [cm]	Armatura superiore [-]	Armatura inferiore [-]	Copriferro [cm]	Armatura a taglio (staffe) [-]
Fondazione	120	Ø 22/10	Ø 22/10	7	Ø 12/20

Tabella 10.6: Armature paramento del muro nella sezione di verifica

Elemento strutturale [-]	Altezza sezione [cm]	Armatura tesa [-]	Armatura compressa [-]	Copriferro [cm]	Armatura a taglio [-]
Paramento	850	Ø 22/10	Ø 22/10	5	Ø 12/20

Tabella 10.7: Armature dei pali nella sezione di verifica

Elemento strutturale [-]	Diametro sezione [cm]	Armatura longitudinale [-]	Copriferro [cm]	Armatura a taglio (spirale) [-]
Palo	100	24 Ø 22	8	Ø 10/10

Nei paragrafi seguenti si riportano i risultati delle verifiche per le combinazioni di carico più gravose e per le sezioni più sollecitate.

Paramento

Verifiche SLU

Verifica a flessione

Di seguito si riporta la verifica SLU a flessione del paramento nella sezione d'incastro.

Titolo : OS01- Verifica flessione SLU - Sezione Base Paramento

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

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N*	As [cm ²]	d [cm]
1	38,01	5
2	38,01	115

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

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

N _{Ed}	367	0	kN
M _{xEd}	1417	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C35/45
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 19,83
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 13,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,8
 τ_{c1} 2,257

Calcoli:
 M_{xRd} 1.861 kN m
 σ_c -19,83 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 54,67 ‰
 d 115 cm
 x 6,919 x/d 0,06017
 δ 0,7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Figura 10-15: Verifica a flessione del paramento nella sezione di base

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio

Di seguito si riporta la verifica SLU a taglio del paramento nella sezione d'incastro.

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio				
	<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} =$	408	kN
Larghezza minima della sezione		b_w	1000	mm
Altezza della sezione		h	1200	mm
Copriferro della sezione		δ	50	mm
Altezza utile della sezione		d	1150	mm
Diametro delle staffe		d_w	12	mm
Numero di braccia		n_w	1	
Area totale staffe		A_{sw}	113,04	mm ²
Passo delle staffe		s	200	mm
Inclinazione delle staffe		α	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse		θ	21,8	deg
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse		α_c	1	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"		$V_{Rsd} =$	572,3	kN
				$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compresione"		$V_{Rcd} =$	3776,9	kN
				$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione		$V_{Rd} =$	572,3	kN
				$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta			

La verifica risulta soddisfatta.

Fondazione

Verifiche SLU

Verifica a flessione

Di seguito si riporta la verifica SLU a flessione della fondazione nella sezione trasversale più sollecitata.

Titolo : OS01 - Verifica Flessione - Sezione Incastro Fondazione

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	120

N°	As [cm²]	d [cm]
1	38,01	7
2	38,01	113

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

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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

Figura 10-16: Verifica a flessione della fondazione

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio

Di seguito si riporta la verifica SLU a taglio della fondazione nella sezione più sollecitata.

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio			
	<i>Taglio agente</i>	$V_{Ed} = 841$	kN
Larghezza minima della sezione	b_w	1000	mm
Altezza della sezione	h	1500	mm
Copriferro della sezione	δ	70	mm
Altezza utile della sezione	d	1430	mm
Diametro delle staffe	d_w	12	mm
Numero di braccia	n_w	5	
Area totale staffe	A_{sw}	565,20	mm ²
Passo delle staffe	s	200	mm
Inclinazione delle staffe	α	90	deg
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21,8	deg
Coefficiente maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1	
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} =$	3558,0	kN $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} =$	3711,2	kN $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} =$	3558,0	kN $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta		

La verifica risulta soddisfatta

Pali di fondazione

Verifiche SLU

Verifica a flessione

La seguente tabella mostra i risultati della verifica SLU a flessione e a taglio dei pali di fondazione nella sezione d'incastro per la combinazione più gravosa.

Tabella 10.8: Riepilogo verifiche SLU dei pali

File [-]	Diametro sezione [cm]	N _d [kN]	V _d [kN]	M _d [kNm]	V _{Rd} [kN]	M _{Rd} [kNm]
3	100	2674	476	894	1002	1359

Di seguito si riporta la verifica a flessione per i pali.

Titolo: OS01 - Verifica a flessione SLU - Pali di fondazione

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 50 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2,2 [cm]
- Copriferro (baric.): 8 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 894 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

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

Materiali

B450C C35/45

- ε_{su}: 67,5 ‰
- f_{yd}: 391,3 N/mm²
- E_s: 200.000 N/mm²
- E_s/E_c: 15
- ε_{syd}: 1,957 ‰
- σ_{s,adm}: 255 N/mm²
- ε_{c2}: 2 ‰
- ε_{cu}: 3,5 ‰
- f_{cd}: 19,83
- f_{cc}/f_{cd}: 0,8
- σ_{c,adm}: 13,5
- τ_{co}: 0,8
- τ_{c1}: 2,257

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

M-curvatura

Precompresso

Calcolo Risultati

M_{xRd}: 1.359 kNm

σ_c: -19,83 N/mm²

σ_s: 391,3 N/mm²

ε_c: 3,5 ‰

ε_s: 11,76 ‰

d: 92 cm

x: 21,11 x/d: 0,2294

δ: 0,7268

Tabella 10.9: Verifiche a flessione dei pali di fondazione.

Verifica a taglio

Di seguito si riporta la verifica a taglio dei pali.

Taglio resistente nelle sezioni con armatura trasversale a taglio

Taglio agente	$V_{Ed} = 476 \text{ kN}$	
Larghezza minima della sezione	b_w	1000 mm
Altezza della sezione	h	800 mm
Copriferro della sezione	δ	75 mm
Altezza utile della sezione	d	725 mm
Diametro delle staffe	d_w	10 mm
Numero di braccia	n_w	2
Area totale staffe	A_{sw}	157,00 mm ²
Passo delle staffe	s	100 mm
Inclinazione delle staffe	α	90 deg
Inclinazione delle bielle compresse	θ	21,8 deg
Coeff. maggiorativo per sezioni compresse	α_c	1
Resistenza di calcolo a "taglio-trazione"	$V_{Rsd} = 1002,2 \text{ kN}$	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$
Resistenza di calcolo a "taglio-compressione"	$V_{Rcd} = 2364,6 \text{ kN}$	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$
Resistenza a taglio della sezione	$V_{Rd} = 1002,2 \text{ kN}$	$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$
Esito della verifica	soddisfatta	

Tabella 10.10: Verifiche a flessione dei pali di fondazione.

Le verifiche risultano entrambe soddisfatte.

10.2.4.2. Verifiche geotecniche

Capacità portante verticale del palo

Per quanto riguarda l'espressione del carico limite del singolo palo (Q_{lim}), questo viene convenzionalmente espresso come somma di due contributi, un contributo legato alla capacità portante limite alla base (Q_b) e una capacità portante limite di fusto (Q_l).

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

Per quanto concerne la capacità portante limite alla base (Q_b), in generale, per un mezzo dotato di coesione e attrito si pone:

$$q_b = N_q \cdot \sigma_{vL} + N_c \cdot c$$

in cui σ_{vL} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità della base del palo ed N_q e N_c sono fattori adimensionali funzioni dell'angolo d'attrito e del rapporto L/D .

Tra i due parametri sussiste la relazione:

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi$$

Per quanto riguarda invece, la capacità portante di fusto, questa assumerà espressioni diverse a seconda che venga valutata in termini di tensioni efficaci o in termini di tensioni totali, in funzione del comportamento dei terreni attraversati.

L'espressione di tale capacità portante limite, in termini di tensioni efficaci, sarà valutata con la seguente formulazione:

$$Q_l = \pi \cdot D \int \mu \cdot k \cdot \sigma'_v \cdot dz$$

dove:

- D = diametro del palo;
- μ = coefficiente di attrito palo-terreno;
- k = coefficiente adimensionale che esprime il rapporto tra la tensione normale che agisce alla profondità z sulla superficie laterale del palo e la tensione verticale alla stessa profondità;
- σ'_v = tensione verticale efficace alla profondità z .

L'integrale avrà come estremi di integrazione la profondità dal piano di campagna a cui inizia lo strato in esame (z_1) e la profondità alla quale termina lo strato (z_2).

La stratigrafia di calcolo del terreno presente in sito è a grana grossa, pertanto non si sono considerate le condizioni di breve termine.

La capacità portante di un palo di fondazione è funzione del diametro del singolo palo e dell'interasse tra i pali, e può essere valutata tramite la seguente disuguaglianza:

$$i \geq 3 \cdot D_{palo} \Rightarrow A_{friction} = \pi \cdot D_{palo}$$

Il valore interasse tra i singoli pali dell'opera in oggetto soddisfa la disuguaglianza, pertanto non è necessario valutare le possibili riduzioni della resistenza disponibile per effetto di gruppo.

In accordo con la vigente normativa (DM del 17 Gennaio 2018), le verifiche sono state effettuate considerando l'Approccio 2:

- A1+M1+R3

in cui:

- A1 sono i coefficienti parziali per le azioni, riportato nella tabella 6.2.I;
- M1 sono i coefficienti parziali per i parametri geotecnici riportati nella tabella 6.2.II;
- R3 sono i coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (resistenza di base e laterale) riportati nella tabella 6.4.II .

Per il calcolo della resistenza si applica inoltre il fattore di correlazione ζ riportato nella tabella 6.4.IV ($\zeta=1.7$). La portata totale di progetto del palo è così calcolata:

$$Q_{d,tot} = \frac{\frac{Q_L}{R3} + \frac{Q_B}{R3}}{\zeta}$$

dove il coefficiente R3 è pari a 1.15 relativamente alla resistenza laterale di compressione e 1.35 per la resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a forze di trazione, il coefficiente R3 da applicare alla portata per attrito laterale vale 1.25. La verifica risulta soddisfatta quando il carico massimo di progetto del palo, risulta inferiore alla portata totale di progetto del palo.

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte in condizioni drenate.

Sezione Tipo 1

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori dei carichi assiali massimi e delle portanze verticali dei pali di fondazione. Inoltre, si moltiplica il valore dell'azione permanente del peso del palo per il coefficiente di amplificazione $\gamma_G=1.3$.

Tabella 10.11: Azioni assiali sui pali (SLU/SLV)

File	Comb.	N _d	Peso palo	S _{idr}	γ_G	N _{d,tot}
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]
3	SLU	2674	392.7	216	1.3	2954.8

dove:

- N_{d,tot} è il carico massimo di progetto del palo allo stato limite ultimo, ottenuto sommando al carico agente in testa al palo, il peso proprio dello stesso e sottraendo l'eventuale sottospinta idraulica S_{idr}.

Tabella 10.12: Verifiche di capacità portante dei pali

File	Diametro	Lunghezza	Q _{CD}
[-]	[cm]	[m]	[kN]
3	100	20	3533.1

dove:

- Q_{CD} è il valore di progetto della capacità portante del palo in condizioni drenate;

Di seguito è riportato il procedimento di calcolo del carico limite verticale per i pali.

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

CANTIERE: OCN - OS01

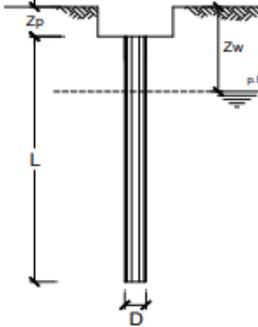
OPERA:

Muro di sostegno tipologico

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D): 1,00 (m) Area del Palo (Ap): 0,785 (m²)
 Quota testa Palo dal p.c. (z_p): 1,50 (m) Quota falda dal p.c. (z_w): 7,00 (m)
 Carico Assiale Permanente (G): 2955 (kN) Carico Assiale variabile (Q): (kN)
 Numero di strati 2 Lpalo = 20,00 (m)

coefficienti parziali	azioni		resistenza laterale e di base		
	permanenti	variabili	γ _s	γ _r	γ _{res}
Metodo di calcolo					
A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DMSB	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista	1,00	1,00	1,30	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ ₁	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ ₂	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	C _{u,med} (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	36,0	
2	15,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	34,0	

Coefficienti di Calcolo				
k	β	α	α	α
0,41	0,73			
0,44	0,67			

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del pilastro)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	C _{min} (kPa)	φ _{min} (°)	C _{u,min} (kPa)
1	5,00	Deposito ghiaioso	20,00	0,0	34,0	
2	15,00	Deposito sabbioso	19,00	0,0	32,0	

Coefficienti di Calcolo				
k	β	α	α	α
0,44	0,67			
0,47	0,62			

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q _{s1} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)	Q _{s1} (kN)	N _q (-)	N _c (-)	q _b (kPa)	Q _{bm} (kN)
1	5,00	Deposito ghiaioso	376,4					373,6				
2	15,00	Deposito sabbioso	2836,1	25,21	0,00	6807,9	5346,9	2801,9	19,89	0,00	5371,0	4218,4

CARICO ASSIALE AGENTE

$N_d = N_{G,d} + N_{Q,d}$
 $N_d = 2955,0$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MEDIA

base $R_{ccal,med} = 5346,9$ (kN)
 laterale $R_{ccal,med} = 3212,5$ (kN)
 totale $R_{ccal,med} = 8559,3$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE MINIMA

base $R_{ccal,min} = 4218,4$ (kN)
 laterale $R_{ccal,min} = 3175,5$ (kN)
 totale $R_{ccal,min} = 7393,9$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal,med}/\xi_1; R_{b,cal,min}/\xi_2) = 2481,4$ (kN)
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal,med}/\xi_1; R_{s,cal,min}/\xi_2) = 1867,9$ (kN)
 $R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 4349,3$ (kN)

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$R_{c,d} = R_{b,d}/\gamma_b + R_{s,d}/\gamma_s$
 $R_{c,d} = 3533,1$ (kN)
 $F_s = R_{c,d} / N_d$
 $F_s = 1,20$

Figura 10-17: Verifica a carico limite verticale del singolo palo– Condizioni drenate

Capacità portante orizzontale del palo

Per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni riportate al paragrafo 6.4.3.1.1 del DM del 17/01/2018.

Per la determinazione del valore di progetto della resistenza è stato applicato il coefficiente parziale della Tab. 6.4.VI.

La presenza della struttura di fondazione in testa ai pali garantisce il collegamento tra i singoli pali e permette di effettuare la verifica tenendo conto delle condizioni di vincolo in testa.

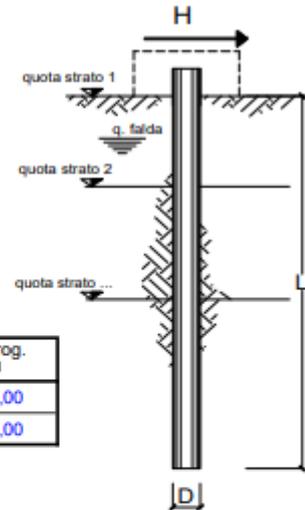
Essendo la distanza tra i singoli pali sufficiente a garantire la massima resistenza del singolo, non è necessario tenere conto delle possibili riduzioni della resistenza per effetto di gruppo.

Di seguito è riportato il procedimento di calcolo del carico limite orizzontale per i pali.

Sezione Tipo 1

opera **Muro di sostegno tipologico OCN - OS01**

coefficienti parziali Metodo di calcolo			A		M		R
			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_{ef}	γ_{cu}	γ_r
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		<input checked="" type="radio"/>	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	Parametri medi			Parametri minimi		
					ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)	ϕ (°)	k_p	c_u (kPa)
p.c.=strato 1	Deposito ghiaioso	100,00	20	10	36	3,85		34	3,54	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Deposito sabbioso	95,00	19	9	34	3,54		32	3,25	
<input type="checkbox"/> strato 3						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda **93** (m)
 Diametro del palo D **1,00** (m)
 Lunghezza del palo L **20,00** (m)
 Momento di plasticizzazione palo My **1825,42** (kNm)
 Step di calcolo **0,01** (m)

- palo impedito di ruotare
 palo libero

	H medio		H minimo	
Palo lungo	1239,4 (kN)		1201,6 (kN)	
Palo intermedio	9625,0 (kN)		8850,9 (kN)	
Palo corto	32521,2 (kN)		29918,2 (kN)	
H_{med}	1239,4 (kN)	Palo lungo	H_{min}	1201,6 (kN)
	H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄)		706,80 (kN)	
	H_d = H_k/γ_r		543,69 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =		476 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		0 (kN)	
	F_d = G · γ_G + Q · γ_Q =		476,00 (kN)	
	FS = H_d / F_d =		1,14	

Figura 10-18. Verifica a carico limite verticale per il singolo palo– condizioni drenate.

PROGETTAZIONE ATI:

Stabilità globale

Per le verifiche di stabilità globale è stato utilizzato il codice di calcolo MAX versione 16 di AZTEC Informatica.

Le verifiche di stabilità sono state svolte, con il metodo dell'equilibrio limite (Bishop), analizzando le combinazioni di carico statica e sismica.

L'analisi sismica è stata condotta con il metodo pseudo-statico, dove l'azione del sisma è rappresentata da una forza statica equivalente che non varia nel tempo, pari al prodotto di un coefficiente k (coefficiente sismico) per il peso della massa potenzialmente instabile.

Le verifiche di stabilità globale sono state eseguite considerando la Combinazione 2 dell'Approccio 1 del DM del 17/01/2018 (A2+M2+R2, dove $R2=1.1$, par. 6.8.2 NTC18). Il fattore di sicurezza deve pertanto essere ≥ 1.1 ($R2$) in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione Tipo 1

Risultati Muro			
Tutti i risultati sono riferiti a metro lineare			
Coefficienti Sicurezza	Spinta	Forze	Risultanti
	CALCOLATI	RICHIESTI	MINIMI
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento			
Coefficiente di sicurezza a scorrimento			
Coefficiente di sicurezza a carico limite			
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	3,41	1,10	3,41 (5)
Coefficiente di sicurezza a sifonamento			
Coefficiente di sicurezza a sollevamento			

<< Comb. n° 5/12 - GEO (A2-M2-R2) >> Help

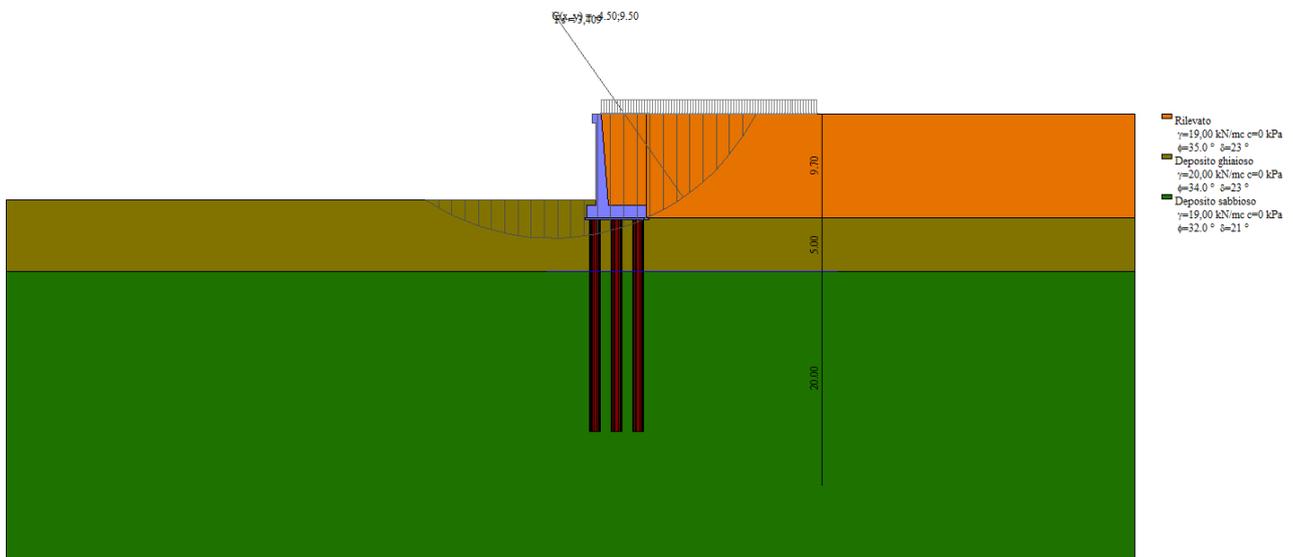


Figura 10-19. Analisi stabilità – Combinazione piu sfavorevole (Comb. 5) – FS=3.41

PROGETTAZIONE ATI:

11. ALLEGATI DI CALCOLO MURI D'ALA

11.1.1. SEZIONE TIPO 1

Dati

Materiali

Simbologia adottata

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

Calcestruzzo armato

n°	Descr	C	A	γ	R _{ck}	E	ν	n	ntc
				[kN/mc]	[kPa]	[kPa]			
1	C35/45	C35/45	B450C	24,5170	45000	34625349	0.30	15.00	0.50

Acciai

Descr	f _{yk}	f _{uk}
	[kPa]	[kPa]
B450C	450000	540000

Tipologie pali

Simbologia adottata

n°	Indice tipologia palo
Descr	Descrizione tipologia palo
P	Contributo portanza palo (laterale e/o punta)
T	Tecnologia costruttiva (trivellato, infisso o elica continua)
V	Vincolo palo-fondazione: Cerniera o Incastro (libero o impedito di ruotare in testa)
Imat	Indice materiale che lo costituisce
BD	usa metodo di Bustamante-Doix
PN	Portanza nota
Pp, PI	Portanza di punta e laterale caratteristica, espressa in [kN]

n°	Descr	P	T	V	Imat	BD	PN	Pp	PI
1	Tipologia palo	Laterale + Punta	Elica continua	Incastro	1	NO	NO	--	--

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X	Y	A
	[m]	[m]	[°]
1	0,00	0,00	0.000
2	20,00	0,00	0.000

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.000 [°]

PROGETTAZIONE ATI:

Falda

Simbologia adottata

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

n°	numero ordine del punto
X	ascissa del punto espressa in [m]
Y	ordinata del punto espressa in [m]
A	inclinazione del tratto espressa in [°]

n°	X [m]	Y [m]	A [°]
1	-5,00	-14,70	0.000
2	22,00	-14,70	0.000

Geometria muro

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	20,00	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	C35/45	
Altezza paramento	8,50	[m]
Altezza paramento libero	8,00	[m]
Spessore in sommità	0,50	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	1,20	[m]
Inclinazione paramento esterno	0,00	[°]
Inclinazione paramento interno	4,70	[°]
<u>Mensola di marciapiede</u>		
Posizione rispetto alla testa del muro	0,00	[m]
Lunghezza	0,30	[m]
Spessore all'estremità libera	0,80	[m]
Spessore all'incastro	0,80	[m]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	C35/45	
Lunghezza mensola di valle	0,80	[m]
Lunghezza mensola di monte	3,50	[m]
Lunghezza totale	5,50	[m]
Inclinazione piano di posa	0,00	[°]
Spessore	1,20	[m]
Spessore magrone	0,20	[m]

Descrizione pali di fondazione

Simbologia adottata

n°	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
I	interasse tra i pali, espressa in [m]
f	franco laterale (distanza minima dal bordo laterale), espressa in [m]
Np	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [m]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
α	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

n°	Tipologia	X [m]	I [m]	f [m]	Np	D [m]	L [m]	α [°]	ALL
1	Tipologia palo	0,75	3,00	0,50	7	1,0000	20,00	0,00	Centrati
2	Tipologia palo	2,75	3,00	0,50	6	1,0000	20,00	0,00	Sfalsati
3	Tipologia palo	4,75	3,00	0,50	7	1,0000	20,00	0,00	Centrati

Descrizione terreni

PROGETTAZIONE ATI:

Parametri di resistenza

Simbologia adottata

- n° Indice del terreno
- Descr Descrizione terreno
- γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
- γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
- ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]
- δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
- c Coesione espressa in [kPa]
- c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]
- Per calcolo portanza con il metodo di Bustamante-Doix
- Cesp Coeff. di espansione laterale (solo per il metodo di Bustamante-Doix)
- τ_l Tensione tangenziale limite, espressa in [kPa]

n°	Descr	γ [kN/mc]	γ_{sat} [kN/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kPa]	c_a [kPa]	Cesp	τ_l [kPa]	
1	Rilevato	19,0000	19,0000	35.000	23.333	0	0	1.000	0	(CAR)
				35.000	23.333	0	0			(MIN)
				35.000	23.333	0	0			(MED)
2	Deposito ghiaioso	20,0000	20,0000	34.000	22.670	0	0	1.000	0	(CAR)
				34.000	22.667	0	0			(MIN)
				36.000	24.000	0	0			(MED)
3	Deposito sabbioso	19,0000	19,0000	32.000	21.333	0	0	1.000	0	(CAR)
				32.000	21.333	0	0			(MIN)
				34.000	22.667	0	0			(MED)

Stratigrafia

Simbologia adottata

- n° Indice dello strato
- H Spessore dello strato espresso in [m]
- α Inclinazione espressa in [°]
- Terreno Terreno dello strato
- Kwn, Kwt Costante di Winkler normale e tangenziale alla superficie espressa in Kg/cm²/cm
- Per calcolo pali (solo se presenti)
- Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
- Ks Coefficiente di spinta
- Cesp Coefficiente di espansione laterale (per tutti i metodi tranne il metodo di Bustamante-Doix)

Per calcolo della spinta con coeff. di spinta definiti (usati solo se attiva l'opzione 'Usa coeff. di spinta da strato')

Kst_{sta}, Kst_{sis} Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kwn [Kg/cm ²]	Kwt [Kg/cm ²]	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	Kst _{sta}	Kst _{sis}
1	9,70	0.000	Rilevato	0.000	0.000	2,157	0,500	1,000	---	---
2	5,00	0.000	Deposito ghiaioso	0.000	0.000	2,157	0,500	1,000	---	---
3	20,00	0.000	Deposito sabbioso	0.000	0.000	1,018	0,500	1,000	---	---

Terreno di riempimento: Rilevato
Inclinazione riempimento (rispetto alla verticale): 0.00 [°]

Condizioni di carico

Simbologia adottata

- Carichi verticali positivi verso il basso.
- Carichi orizzontali positivi verso sinistra.
- Momento positivo senso antiorario.
- X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
- F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
- F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
- M Momento espresso in [kNm]
- X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
- X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
- Q_i Intensità del carico per x=X_i espressa in [kN]
- Q_f Intensità del carico per x=X_f espressa in [kN]

Condizione n° 1 (Carico stradale) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=1.00 - \Psi_1=1.00 - \Psi_2=1.00$

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	F _x [kN]	F _y [kN]	M [kNm]	X _i [m]	X _f [m]	Q _i [kN]	Q _f [kN]
1	Distribuito					0,00	20,00	20,0000	20,0000

PROGETTAZIONE ATI:

Condizione n° 2 (Urto) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Concentrato	Paramento	0,00; 0,00	37,5000	0,0000	25,0000				

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2018 (D.M. 17.01.2018) + Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7**

Coeff. parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche		
			UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.10	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{Q, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{QT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{QT, sfav}$	1.50	1.35	1.35	1.15	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali per i parametri geotecnici del terreno

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan(\phi)}$	1.00	1.25	1.00	1.00
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.00
Peso nell'unità di volume	γ_y	1.00	1.00	1.00	1.00

Coeff. parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

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

Carichi verticali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza		Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Punta	γ_b	--	--	1.15	--	--	1.30	--	--	1.30
Laterale compressione	γ_s	--	--	1.15	--	--	1.15	--	--	1.15
Totale compressione	γ_t	--	--	1.15	--	--	1.25	--	--	1.25
Laterale trazione	γ_{st}	--	--	1.25	--	--	1.25	--	--	1.25

Carichi trasversali. Coeff. parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

		R1	R2	R3
Trasversale	γ_t	--	--	1.30

Coefficienti di riduzione ζ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate 1

$\zeta_3=1.70$ $\zeta_4=1.70$

Descrizione combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{2,1} Q_{k1} + \Psi_{2,2} Q_{k2} + \Psi_{2,3} Q_{k3} + \dots$$

PROGETTAZIONE ATI:

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili.
I valori dei coeff. γ_G e γ_Q , sono definiti nella tabella normativa.

In particolare si sono considerate le seguenti combinazioni:

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Carico stradale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Carico stradale	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole

PROGETTAZIONE ATI:

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Carico stradale	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole

Dati sismici

Comune	Cagliari
Provincia	Cagliari
Regione	Sardegna
Latitudine	39.214903
Longitudine	9.109499
Indice punti di interpolazione	-1 - -1 - -1 - -1
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	100 anni

	Simbolo	U.M.	SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]	0.600	0.310
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.061	0.032
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.976	2.730
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.371	0.307
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	7.339	3.670
Ultimo - Ribaltamento	1.000	7.339	3.670
Esercizio	1.000	3.792	1.896

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Culmann
Tipo di spinta	Spinta a riposo
Terreno a bassa permeabilità	NO
Superficie di spinta limitata	NO

Stabilità globale

Metodo di calcolo della stabilità globale	Bishop
---	--------

Altro

Partecipazione spinta passiva terreno antistante	0.00
Partecipazione resistenza passiva dente di fondazione	50.00
Componente verticale della spinta nel calcolo delle sollecitazioni	SI
Considera terreno sulla fondazione di valle	SI

PROGETTAZIONE ATI:

OPERE D'ARTE MAGGIORI – SOTTOVIA AL KM 9+205– RELAZIONE DI CALCOLO

Considera spinta e peso acqua fondazione di valle	SI
<u>Spostamenti</u>	
Modello a blocchi	
Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti	
Spostamento limite	0,0500 [m]
<u>Opzioni calcolo pali</u>	
<i>Portanza verticale</i>	
Metodo di calcolo della portanza alla punta	Berezantzev
Metodo di calcolo della portanza alla laterale	Integrazione delle tensioni tangenziali ($k_s \sigma_v \tan(\delta) + c_a$)
Correzione angolo di attrito in funzione del tipo di palo (infisso/trivellato)	Non attiva
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza alla punta σ_v con la profondità	Pressione geostatica
Andamento pressione verticale nel calcolo della portanza laterale	Pressione geostatica
<i>Portanza trasversale</i>	
Costante di Winkler: da strato	
Criterio rottura palo-terreno	
- Spostamento limite	Non attivo
- Pressione limite	Brinch-Hansen
- Palo infinitamente elastico	Non attivo
<i>Cedimenti</i>	
Metodo di calcolo	Metodo agli elementi finiti
Spostamento limite alla punta	0,0100 [m]
Spostamento limite laterale	0,0050 [m]

PROGETTAZIONE ATI:

Risultati per inviluppo

Spinta e forze

Simbologia adottata

Ic	Indice della combinazione
A	Tipo azione
I	Inclinazione della spinta, espressa in [°]
V	Valore dell'azione, espressa in [kN]
C _x , C _y	Componente in direzione X ed Y dell'azione, espressa in [kN]
P _x , P _y	Coordinata X ed Y del punto di applicazione dell'azione, espressa in [m]

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	518,03	23,33	475,67	205,18	4,20	-5,74
	Peso/Inerzia muro			0,00	344,68/0,00	0,64	-6,76
	Peso/Inerzia terrapieno			0,00	747,65/0,00	2,24	-4,10
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0,00	7,60	-0,90	-8,25
	Peso dell'acqua sulla fondazione di valle				0,00	0,00	-9,70
	Resistenza pali			-506,11			

Scarichi in testa ai pali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Sforzo normale, espresso in [kN]
M	Momento, espresso in [kNm]
T	Taglio, espresso in [kN]

Cmb	Ip	N [kN]	M [kNm]	T [kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-63,78	-893,82	-475,67
	2	1305,10	-893,82	-475,67
	3	2673,99	-893,82	-475,67

Verifiche geotecniche

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

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

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.064					
2 - STR (A1-M1-R3)		1.195					
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.156					
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.228					
5 - GEO (A2-M2-R2)					3.409		
6 - GEO (A2-M2-R2)					3.945		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				3.674		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				3.523		
9 - EQU (A1-M1-R3)			14.326				
10 - EQU (A1-M1-R3)			13.499				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		14.179				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		14.128				

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

PROGETTAZIONE ATI:

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
5 - GEO (A2-M2-R2)	-4,50; 9,50	21,09	3.409

Dettagli strisce verifiche stabilità

Simbologia adottata

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

Qy carico sulla striscia espresso in [kN]

Qf carico acqua sulla striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Tx; Ty Resistenza al taglio fornita dai tiranti in direzione X ed Y espressa in [kPa]

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	24,40	31,85	0,00	14,34 - 1,22	59,704	29,256	0	0,0	
2	68,28	31,85	0,00	1,22	53,820	29,256	0	0,0	
3	103,88	31,85	0,00	1,22	48,489	29,256	0	0,0	
4	133,59	31,85	0,00	1,22	43,676	29,256	0	0,0	
5	158,84	31,85	0,00	1,22	39,226	29,256	0	0,0	
6	180,47	31,85	0,00	1,22	35,045	29,256	0	0,0	
7	199,05	31,85	0,00	1,22	31,069	29,256	0	0,0	
8	214,99	31,85	0,00	1,22	27,254	29,256	0	0,0	
9	237,85	31,85	0,00	1,22	23,566	28,352	0	0,0	
10	248,05	31,85	0,00	1,22	19,980	28,352	0	0,0	
11	257,45	31,85	0,00	1,22	16,474	28,352	0	0,0	
12	298,23	22,49	0,00	1,22	13,030	28,352	0	0,0	
13	102,24	0,00	0,00	1,22	9,634	28,352	0	0,0	
14	80,37	0,00	0,00	1,22	6,271	28,352	0	0,0	
15	82,67	0,00	0,00	1,22	2,931	28,352	0	0,0	
16	83,30	0,00	0,00	1,22	-0,400	28,352	0	0,0	
17	82,27	0,00	0,00	1,22	-3,732	28,352	0	0,0	
18	79,57	0,00	0,00	1,22	-7,077	28,352	0	0,0	
19	75,17	0,00	0,00	1,22	-10,446	28,352	0	0,0	
20	69,03	0,00	0,00	1,22	-13,852	28,352	0	0,0	
21	61,08	0,00	0,00	1,22	-17,309	28,352	0	0,0	
22	51,21	0,00	0,00	1,22	-20,833	28,352	0	0,0	
23	39,31	0,00	0,00	1,22	-24,442	28,352	0	0,0	
24	25,20	0,00	0,00	1,22	-28,158	28,352	0	0,0	
25	8,66	0,00	0,00	-16,28 - 1,22	-31,648	28,352	0	0,0	

Resistenza al taglio pali 1758,02 [kN]

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n° Indice della sezione

X Posizione della sezione, espresso in [m]

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.

T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle

M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Elementi calcolati a piastra

Simbologia adottata

Mx, My Momenti flettenti, espresso in [kNm]

Mxy Momento torcente, espresso in [kNm]. Positivo se diretto da monte verso valle

Tx, Ty Tagli, espresso in [kN]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

I momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori (intradosso fondazione, paramento esterno)

Paramento

n°	X [m]	Nmin [kN]	Nmax [kN]	Tmin [kN]	Tmax [kN]	Mmin [kNm]	Mmax [kNm]
1	0,00	5,88	6,10	0,00	37,50	0,88	25,88
2	-0,10	7,91	8,34	1,66	39,01	0,69	29,51
3	-0,20	9,98	10,80	3,37	40,58	0,72	33,27
4	-0,30	12,10	13,34	5,12	42,21	0,96	37,19
5	-0,40	14,25	15,93	6,93	43,90	1,35	41,26

PROGETTAZIONE ATI:

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
6	-0,50	16,46	18,57	8,78	45,66	1,89	45,50
7	-0,60	18,70	21,26	10,68	47,47	2,61	49,90
8	-0,70	21,00	24,01	12,63	49,34	3,51	54,47
9	-0,80	23,33	26,81	14,63	51,28	4,60	59,23
10	-0,90	25,71	29,66	16,67	53,27	5,88	64,17
11	-1,00	28,14	32,57	18,76	55,33	7,36	69,29
12	-1,10	30,60	35,52	20,90	57,44	9,04	74,62
13	-1,20	33,12	38,53	23,09	59,62	10,93	80,14
14	-1,30	35,67	41,59	25,33	61,86	13,02	85,88
15	-1,40	38,27	44,71	27,61	64,16	15,33	91,82
16	-1,50	40,92	47,87	29,95	66,52	17,86	97,99
17	-1,60	43,61	51,09	32,33	68,94	20,62	104,38
18	-1,70	46,34	54,37	34,76	71,42	23,60	111,00
19	-1,80	49,12	57,69	37,24	73,96	26,82	117,85
20	-1,90	51,95	61,07	39,76	76,56	30,27	124,95
21	-2,00	54,81	64,49	42,34	79,22	33,97	132,30
22	-2,10	57,72	67,98	44,96	81,94	37,92	139,90
23	-2,20	60,68	71,51	47,63	84,73	42,11	147,76
24	-2,30	63,68	75,10	50,35	87,57	46,56	155,88
25	-2,40	66,72	78,73	53,12	90,48	51,28	164,27
26	-2,50	69,81	82,43	55,93	93,44	56,26	172,95
27	-2,60	72,94	86,17	58,79	96,47	61,51	181,90
28	-2,70	76,12	89,97	61,71	99,56	67,03	191,14
29	-2,80	79,34	93,81	64,67	102,70	72,83	200,67
30	-2,90	82,61	97,72	67,67	105,91	78,92	210,51
31	-3,00	85,92	101,67	70,73	109,18	85,30	220,65
32	-3,10	89,27	105,67	73,83	112,51	91,97	231,10
33	-3,20	92,67	109,73	76,98	115,90	98,93	241,86
34	-3,30	96,11	113,84	80,18	119,35	106,20	252,95
35	-3,40	99,60	118,01	83,43	122,86	113,78	264,37
36	-3,50	103,13	122,22	86,73	126,44	121,66	276,12
37	-3,60	106,70	126,49	90,07	130,07	129,87	288,21
38	-3,70	110,32	130,81	93,47	133,76	138,39	300,65
39	-3,80	113,99	135,19	96,91	137,52	147,24	313,44
40	-3,90	117,69	139,61	100,40	141,33	156,42	326,58
41	-4,00	121,45	144,09	103,93	145,21	165,93	340,09
42	-4,10	125,24	148,62	107,52	149,14	175,78	353,97
43	-4,20	129,08	153,20	111,15	153,14	185,98	368,22
44	-4,30	132,97	157,84	114,84	157,20	196,52	382,85
45	-4,40	136,90	162,53	118,57	161,32	207,42	397,86
46	-4,50	140,87	167,27	122,34	165,50	218,67	413,27
47	-4,60	144,89	172,06	126,17	169,74	230,28	429,08
48	-4,70	148,95	176,91	130,04	174,04	242,27	445,28
49	-4,80	153,06	181,80	133,97	178,40	254,62	461,90
50	-4,90	157,21	186,75	137,94	182,82	267,35	478,93
51	-5,00	161,40	191,76	141,96	187,30	280,46	496,38
52	-5,10	165,64	196,81	146,02	191,93	293,95	514,26
53	-5,20	169,93	201,92	150,14	197,27	307,83	532,57
54	-5,30	174,25	207,08	154,30	202,67	322,11	551,32
55	-5,40	178,63	212,29	158,51	208,14	336,79	570,51
56	-5,50	183,04	217,56	162,77	213,66	351,86	590,14
57	-5,60	187,50	222,87	167,08	219,24	367,35	610,24
58	-5,70	192,01	228,24	171,44	224,89	383,25	630,79
59	-5,80	196,56	233,67	175,84	230,59	399,57	651,81
60	-5,90	201,15	239,14	180,29	236,36	416,30	673,31
61	-6,00	205,79	244,67	184,79	242,18	433,47	695,28
62	-6,10	210,47	250,25	189,34	248,07	451,06	717,73
63	-6,20	215,20	255,88	193,94	254,02	469,09	740,67
64	-6,30	219,97	261,57	198,58	260,03	487,56	764,11
65	-6,40	224,78	267,30	203,28	266,10	506,47	788,05
66	-6,50	229,64	273,09	208,02	272,23	525,84	812,49
67	-6,60	234,54	278,94	212,81	278,42	545,65	837,45
68	-6,70	239,49	284,83	217,64	284,67	565,93	862,93
69	-6,80	244,48	290,78	222,53	290,98	586,67	888,93
70	-6,90	249,52	296,78	227,46	297,35	607,87	915,46
71	-7,00	254,60	302,83	232,44	303,78	629,55	942,52
72	-7,10	259,72	308,93	237,47	310,28	651,70	970,13
73	-7,20	264,89	315,09	242,55	316,83	674,34	998,28
74	-7,30	270,11	321,30	247,68	323,45	697,46	1026,98
75	-7,40	275,36	327,56	252,85	330,12	721,07	1056,24
76	-7,50	280,67	333,88	258,08	336,86	745,18	1086,07
77	-7,60	286,01	340,24	263,35	343,66	769,78	1116,47
78	-7,70	291,40	346,66	268,67	350,51	794,89	1147,44
79	-7,80	296,84	353,13	274,03	357,43	820,51	1178,99
80	-7,90	302,31	359,66	279,45	364,41	846,64	1211,14
81	-8,00	307,84	366,24	284,91	371,45	873,29	1243,87
82	-8,10	313,40	372,86	290,42	378,55	900,46	1277,20
83	-8,20	319,02	379,55	295,98	385,71	928,16	1311,14
84	-8,30	324,67	386,28	301,59	392,94	956,40	1345,68
85	-8,40	330,37	393,07	307,25	400,22	985,16	1380,85
86	-8,50	336,12	399,91	312,95	407,56	1014,47	1416,63

Mensola valle

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	-0,73	0,00	0,00	1,47	1,53	0,06	0,06
3	-0,65	0,00	0,00	2,94	3,05	0,22	0,23
4	-0,57	0,00	0,00	4,41	4,58	0,50	0,51
5	-0,50	0,00	0,00	5,88	6,10	0,88	0,92

Piastra fondazione

In	Mx [kNm]	My [kNm]	Mxy [kNm]	Tx [kN]	Ty [kN]	
868	169,67 (3)	1125,39 (3)	0,00 (3)	0,00 (3)	-872,02 (3)	MAX
1110	-891,61 (1)	-2972,04 (1)	0,00 (1)	0,00 (1)	-1286,91 (1)	MIN
1633	150,55 (1)	1237,69 (1)	-13,33 (1)	-25,48 (1)	-910,22 (1)	MAX
1110	-891,61 (1)	-2972,04 (1)	0,00 (1)	0,00 (1)	-1286,91 (1)	MIN
317	14,76 (1)	135,67 (1)	425,95 (1)	35,60 (1)	-273,53 (1)	MAX
1612	14,76 (1)	135,67 (1)	-425,95 (1)	-35,60 (1)	-273,53 (1)	MIN
144	-281,53 (1)	-536,09 (1)	-89,51 (1)	388,65 (1)	-616,13 (1)	MAX
1542	-281,53 (1)	-536,09 (1)	89,51 (1)	-388,65 (1)	-616,13 (1)	MIN
1721	0,61 (1)	24,40 (1)	5,39 (1)	-42,07 (1)	115,69 (1)	MAX
124	-297,36 (1)	-640,07 (1)	-15,32 (1)	-6,45 (1)	-1399,70 (1)	MIN

Sollecitazioni pali

Simbologia adottata

- N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	-63,78	-1594,56	-475,67	-657,94	-893,82	-1236,33
27	5,20	69,33	-1527,55	3,04	12,26	331,68	551,78
46	9,00	194,50	-1436,81	41,63	69,26	221,99	357,19
101	20,00	642,66	-1130,74	0,14	0,19	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	1305,10	12929,69	-475,67	-657,94	-893,82	-1236,33
27	5,20	1375,79	12746,60	3,04	12,26	331,68	551,78
46	9,00	1402,54	12466,32	41,63	69,26	221,99	357,19
74	14,60	1417,18	11904,83	17,96	28,30	40,34	62,25

Palo n° 3

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	2673,99	12929,14	-475,67	-657,94	-893,82	-1236,33
27	5,20	2720,83	12746,05	3,04	12,26	331,68	551,78
28	5,40	2720,87	12733,33	7,69	19,43	331,07	549,33
46	9,00	2709,98	12465,77	41,63	69,26	221,99	357,19
101	20,00	2539,90	11224,52	0,14	0,19	0,00	0,00

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	-315,19	-7879,78	-447,86	-695,58	-796,13	-1236,49
26	5,00	-212,24	-7709,16	3,28	15,53	329,65	653,07
45	8,80	-127,93	-7433,11	41,33	81,91	220,28	421,18
101	20,00	139,84	-6174,88	0,11	0,17	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	1150,97	12929,49	-447,86	-695,58	-796,13	-1236,49
26	5,00	1222,36	12758,89	3,28	15,53	329,65	653,07
45	8,80	1254,00	12482,89	41,33	81,91	220,28	421,18

PROGETTAZIONE ATI:

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
84	16,60	1280,23	11661,21	7,96	14,43	11,57	20,45

Palo n° 3

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	2617,12	12930,23	-447,86	-695,58	-796,13	-1236,49
26	5,00	2664,77	12759,56	3,28	15,53	329,65	653,07
29	5,60	2665,11	12721,38	15,99	38,65	324,99	638,85
45	8,80	2656,76	12483,45	41,33	81,91	220,28	421,18
101	20,00	2492,69	11224,97	0,11	0,17	0,00	0,00

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	-261,92	-6548,09	-455,24	-684,11	-822,85	-1236,52
26	5,00	-153,89	-6377,48	1,78	12,41	329,71	625,65
46	9,00	-56,04	-6084,68	41,34	78,22	214,58	391,96
101	20,00	246,38	-4874,68	0,12	0,18	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	1174,95	12929,55	-455,24	-684,11	-822,85	-1236,52
26	5,00	1245,96	12758,95	1,78	12,41	329,71	625,65
46	9,00	1278,23	12466,18	41,34	78,22	214,58	391,96
82	16,20	1301,28	11711,78	9,75	17,02	15,72	26,79

Palo n° 3

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	2611,83	12929,59	-455,24	-684,11	-822,85	-1236,52
26	5,00	2659,57	12759,00	1,78	12,41	329,71	625,65
29	5,60	2659,93	12720,83	14,84	35,12	325,88	613,39
46	9,00	2650,61	12466,22	41,34	78,22	214,58	391,96
101	20,00	2488,30	11224,99	0,12	0,18	0,00	0,00

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	-260,73	-6518,29	-432,43	-690,20	-774,66	-1236,43
26	5,00	-152,58	-6347,68	1,98	14,11	310,24	640,69
45	8,80	-59,59	-6071,67	38,90	80,35	209,17	415,09
101	20,00	248,76	-4847,39	0,11	0,17	0,00	0,00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	1094,19	12929,82	-432,43	-690,20	-774,66	-1236,43
26	5,00	1166,51	12759,22	1,98	14,11	310,24	640,69
45	8,80	1199,68	12483,23	38,90	80,35	209,17	415,09
88	17,40	1230,81	11557,89	5,06	9,28	5,87	10,49

Palo n° 3

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0,00	2449,11	12929,58	-432,43	-690,20	-774,66	-1236,43
26	5,00	2499,48	12758,99	1,98	14,11	310,24	640,69
33	6,40	2500,85	12666,78	26,00	58,83	291,28	590,61
45	8,80	2496,01	12482,99	38,90	80,35	209,17	415,09
101	20,00	2353,19	11224,94	0,11	0,17	0,00	0,00

PROGETTAZIONE ATI:

12. ALLEGATI DI CALCOLO SCATOLARE

Geometria del modello

Descrizione: Scatolare semplice

Altezza esterna	8.50	[m]
Larghezza esterna	16.20	[m]
Lunghezza mensola di fondazione sinistra	0.00	[m]
Lunghezza mensola di fondazione destra	0.00	[m]
Spessore piedritto sinistro	1.20	[m]
Spessore piedritto destro	1.20	[m]
Spessore fondazione	1.30	[m]
Spessore traverso	1.00	[m]

Sollecitazioni

Sollecitazioni solettone superiore (Combinazione SLU)

Sezione in mezzeria

M_{max} [kNm]	N_{max} [kN]	V_{max} [kN]
1248.36	126.80	0.11

Sezione in appoggio

M_{max} [kNm]	N_{max} [kN]	V_{max} [kN]
-1252.51	126.80	551.19

Sollecitazioni solettone inferiore (Combinazione SLU)

Sezione in appoggio

M_{max} [kNm]	N [kN]	V_{max} [kN]
-1174.6	163.9	822.19
M [kNm]	N_{max} [kN]	
-927.47	198.59	

Sezione in mezzeria

M_{max} [kNm]	N [kN]	V_{max} [kN]
1419.12	163.9	7.06
M [kNm]	N_{max} [kN]	
1018.82	198.5	

Sollecitazioni piedritti (Combinazione SLU)

Sezione in testata

M_{max} [kNm]	N_{max} [kN]	V_{max} [kN]
-1252.22	551.15	127

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione in mezzeria

M_{max} [kNm]	N_{max} [kN]	V_{max} [kN]
-931.11	691.71	17.3

Sezione alla base

M_{max} [kNm]	N_{max} [kN]	V_{max} [kN]
-1174.60	832.26	198.73

Sollecitazioni solettone superiore (Combinazione SLE)

Combinazione Quasi Permanente

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
23	443.88	49.44

Sezioni in appoggio

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
23	-505.08	49.44

Combinazione Frequente

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
24	443.88	49.44
25	642.79	67.97

Sezioni in appoggio

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
24	-505.08	49.44
25	-681.65	67.97

Combinazione Rara

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
26	642.79	67.97
27	941.15	95.76

Sezioni in appoggio

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
--------------	---------	--------

PROGETTAZIONE ATI:

26	-681.65	67.97
27	-946.49	95.76

Sollecitazioni solettone inferiore (Combinazione SLE)

Combinazione Quasi Permanente

Sezioni in appoggio

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
23	-718.06	152.69

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
23	783.71	152.69

Combinazione Frequente

Sezioni in appoggio

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
24	-718.06	152.69
25	-789.10	142.44

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
24	783.71	152.69
25	902.32	142.44

Combinazione Rara

Sezioni in appoggio

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
26	-789.5	142.44
27	-896.67	127.06

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
26	902.32	142.44
27	1080.23	127.06

Sollecitazioni piedritti (Combinazione SLE)

Combinazione Quasi Permanente

Sezioni in testata

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
23	-505.08	252.22

Sezione filo traverso

23	-481.91	266.44
----	---------	--------

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
23	-418.81	360.34

Sezione alla base

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
23	-718.06	468.46

Sezione filo fondazione

23	-624.06	448.54
----	---------	--------

Combinazione Frequente

Sezione in testata

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
24	-505.08	252.22
25	-681.56	318.37

Sezione filo traverso

24	-481.91	266.44
25	-649.45	322.6

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
24	-418.81	360.34
25	-533.38	426.49

Sezione alla base

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
24	-718.06	468.46
25	-789.50	534.61

Sezione filo fondazione

24	-624.06	448.54
25	-702.5	514.69

PROGETTAZIONE ATI:

Combinazione Rara

Sezione in testata

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
26	-681.56	318.37
27	-946.27	417.60

Sezione filo traverso

26	-649.45	322.6
27	-900.76	431.83

Sezione in mezzeria

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
26	-533.38	426.49
27	-705.22	525.72

Sezione alla base

Combinazione	M [kNm]	N [kN]
26	-789.50	534.61
27	-896.67	633.84

Sezione filo fondazione

26	-702.5	514.69
27	-820.16	613.93