

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:



Dott. Ing. N.Granieri
Dott. Ing. F.Durastanti
Dott. Ing. V.Truffini
Dott. Arch. A.Bracchini
Dott. Ing. L.Nani

Dott. Ing. M.Abram
Dott. Ing. F.Pambianco
Dott. Ing. M.Briganti Botta
Dott. Ing. L.Gagliardini
Dott. Geol. G.Cerquiglini

MANDANTI:



Dott. Ing. G.Guiducci
Dott. Ing. A.Signorelli
Dott. Ing. E.Moscatelli
Dott. Ing. A.Bela

Dott. Ing. G.Lucibello
Dott. Arch. G.Guastella
Dott. Geol. M.Leonardi
Dott. Ing. G.Parente



Dott. Arch. E.A.E.Crimi
Dott. Ing. M.Panfilii
Dott. Arch. P.Ghirelli
Dott. Ing. D.Pelle

Dott. Ing. L.Ragnacci
Dott. Arch. A.Strati
Archeol. M.G.Liseno



Dott. Ing. D.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti

Dott. Ing. F.Aloe
Dott. Ing. A.Salvemini



Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. F.Macchioni

Dott. Ing. G.Verini Supplizi
Dott. Ing. V.Piunno
Geom. C.Sugaroni



Dott. Ing. P.Agnello

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



**OPERE DI SOSTEGNO
ELABORATI GENERALI**

Relazione di calcolo cordolo barriere antirumore

CODICE PROGETTO			NOME FILE			REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04OS00STRRE01B				
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04OS00STRRE01			B	-
B	Revisione a seguito istruttoria Anas		Set 2021	M.De Tursi	F. Durastanti	N.Granieri	
A	Emissione		Giu 2021	M.De Tursi	F. Durastanti	N.Granieri	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	8
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
5	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	11
6	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	12
7	METODO DI CALCOLO	13
7.1	COMBINAZIONI DI CARICO	13
7.2	SOFTWARE DI CALCOLO	14
8	ANALISI DEI CARICHI	15
8.1	AZIONI DI CALCOLO	15
8.2	PESI PROPRI.....	15
8.3	SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DEL MURO	15
8.4	INCREMENTO DI SPINTA SUL MURO DOVUTO AL SISMA	16
8.1	AZIONE DEL VENTO.....	17
8.2	AZIONE D'URTO.....	19
9	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI.....	20
9.1	METODO DI CULMANN	20
9.2	VERIFICA AL RIBALTAMENTO	20
9.3	VERIFICA ALLO SCORRIMENTO.....	21
9.4	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	22
9.5	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	24
9.6	VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO	25
10	VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 1)	26

10.1 MODELLO MURO	26
10.2 VERIFICHE GEOTECNICHE	35
10.3 SOLLECITAZIONI.....	38
10.4 VERIFICHE STRUTTURALI.....	40
10.4.1 Verifiche a flessione.....	40
10.4.2 Verifiche a taglio	41
10.4.3 Verifica delle tensioni	43
10.4.4 Verifica a fessurazione	46
10.4.5 Elenco ferri.....	48
11 VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 2)	49
11.1 MODELLO MURO	49
11.2 VERIFICHE GEOTECNICHE	61
11.3 SOLLECITAZIONI.....	64
11.4 VERIFICHE STRUTTURALI.....	66
11.4.1 Verifiche a flessione.....	66
11.4.2 Verifiche a taglio	67
11.4.3 Verifica delle tensioni	69
11.4.4 Verifica fessurazione.....	71
11.4.5 Elenco ferri.....	74
12 VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 3)	75
12.1 MODELLO MURO	75
12.2 VERIFICHE GEOTECNICHE	88
12.3 SOLLECITAZIONI.....	91
12.4 VERIFICHE STRUTTURALI.....	93
12.4.1 Verifiche a flessione.....	93

12.4.2	Verifiche a taglio	94
12.4.3	Verifica delle tensioni	96
12.4.4	Verifica a fessurazione	99
12.4.5	Elenco ferri.....	102
13	VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 4)	103
13.1	MODELLO MURO	103
13.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	115
13.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	118
13.3.1	Premessa.....	118
13.3.2	SOFTWARE DI CALCOLO.....	119
13.3.3	Descrizione opera	120
13.3.4	Modello di calcolo.....	121
13.3.5	Valutazione della rigidezza delle molle.....	122
13.3.6	Analisi dei carichi	123
13.3.7	COMBINAZIONI DI CARICO	129
13.3.8	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	130
13.3.9	VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.	134

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento dei cordoli a sostegno delle barriere fonoassorbenti relativo alla progettazione del Lotto 1 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaromonte" e della s.s. 194 ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114", lotto 4.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata determinate dall'interazione terreno - struttura con l'aggiunta delle azioni sismiche derivanti dall'applicazione della Normativa D.M. del 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni. Le verifiche eseguite nel presente elaborato fanno riferimento allo stesso D.M. del 2008.

I cordoli in oggetto vengono realizzati mediante paramenti in c.a. con finitura superficiale ottenuta con casseri a matrice e presentano una fondazione di tipo diretta. Vengono verificate sezioni con differente geometria, posizione e funzione, di seguito riportate (tipo 1,2,3,4):

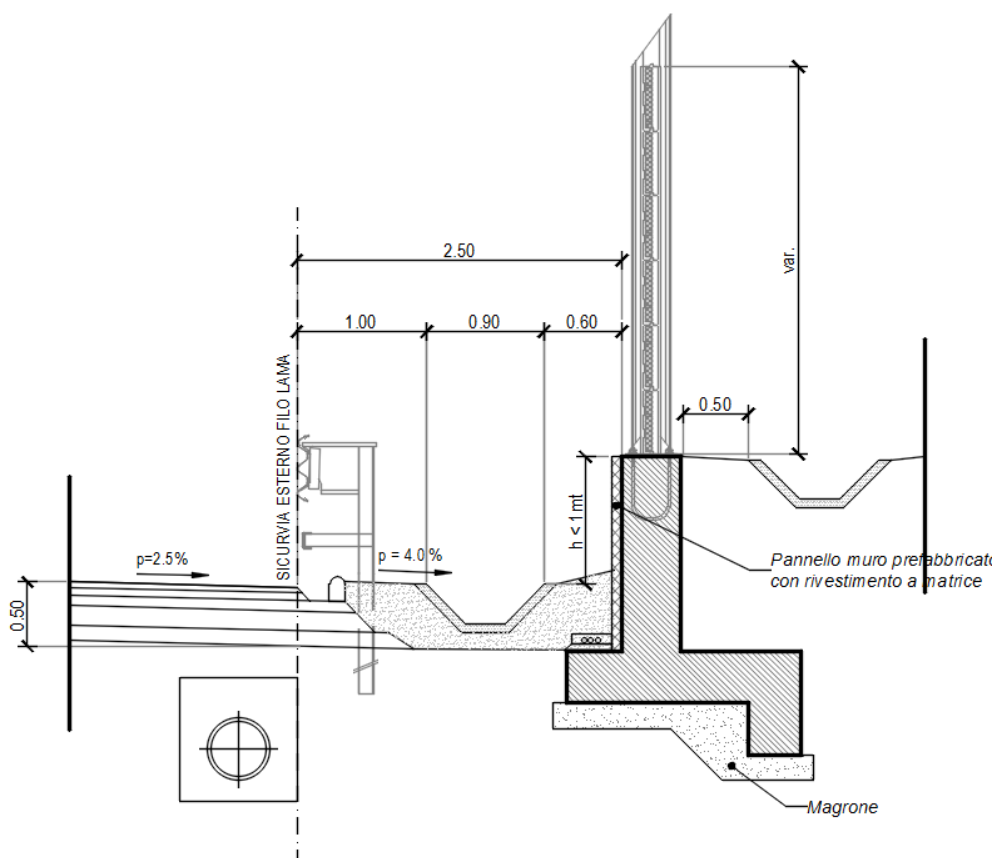


Figura 1: Sezione trasversale del muro di fondazione per barriera fonoassorbente in trincea (TIPO 1).

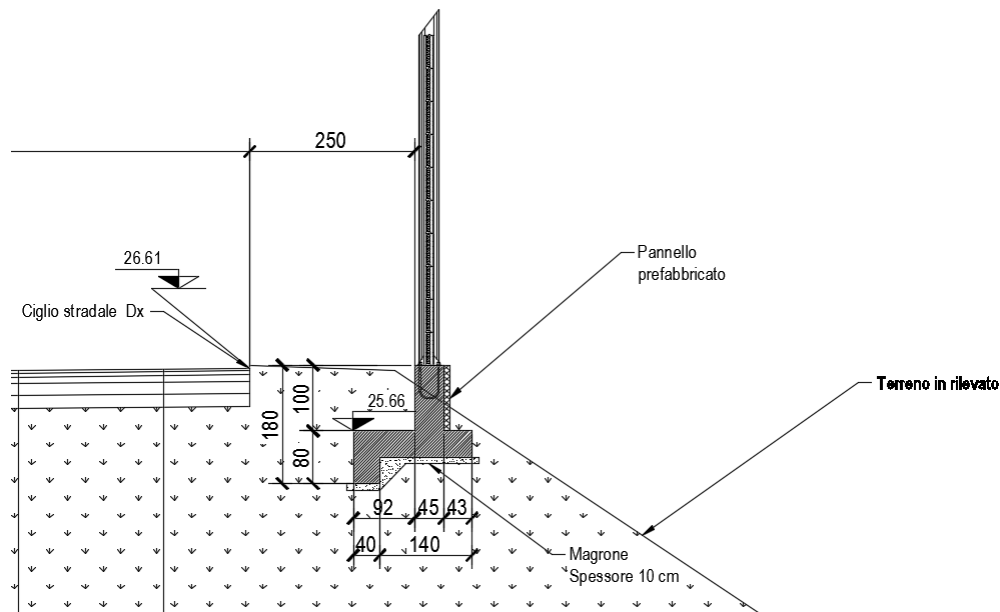


Figura 2: Sezione trasversale del muro di fondazione per barriera fonoassorbente in rilevato (TIPO 2).

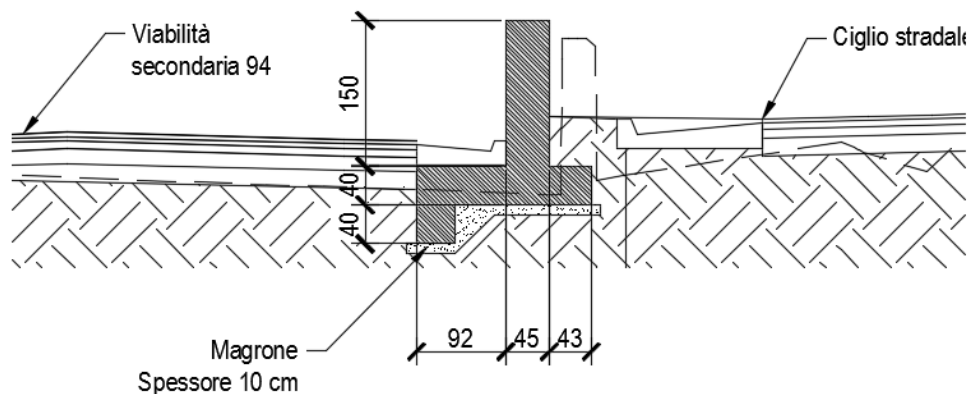


Figura 3: Sezione trasversale del muro spartitraffico tra viabilità principale e secondaria (OS01) (TIPO 3).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto sulla base delle seguenti normative e standard progettuali:

- **D.M. 14 gennaio 2008** – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n.ro 617 del 2 febbraio 2009** – “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- **UNI EN 1992-1-1:2005**: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1 – Regole generali e regole per edifici”;
- **UNI EN 206-1 ottobre 2006** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI EN 11104 marzo 2004** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima:	C_{min}	C12/15
------------------------------	-----------	--------

Elevazione muri

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	25 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	40

Fondazioni

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104 cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156		Classe di esposizione
		XA2
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	30 mm
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	40

Armatura ordinaria

Acciaio per armatura ordinaria:		
Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento:		
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Si riportano i parametri di resistenza e deformabilità alle relative progressive in accordo con i risultati dei sondaggi riportati nella relazione geotecnica.

ID3	OS04	5+750.26					
unità geotecnica	litotipo	γ	c'	ϕ	cu	E	OCR
-	-	(kPa)	(°)	kPa	(Mpa)	-	0
V-S1 (Ppw-GG e Pv-GG)	grana grossa	18	36	41	-	55	-
ID4	OS09	12+766.41					
unità geotecnica	litotipo	γ	c'	ϕ	cu	E	OCR
-	-	(kN/m3)	(kPa)	(°)	kPa	(Mpa)	-
V-S1 (Ppw-GG e Pv-GG)	grana grossa	18	36	41	-	55	-
id 5	OS12	12+896.40					
unità geotecnica	litotipo	γ	c'	ϕ	cu	E	OCR
-	-	(kN/m3)	(kPa)	(°)	kPa	(Mpa)	-
Pvl-R2 roccia	Pvl-R2 roccia	24	36	65	-	275	-
id6	OS13	13+199.40					
unità geotecnica	litotipo	γ	c'	ϕ	cu	E	OCR
-	-	(kN/m3)	(kPa)	(°)	kPa	(Mpa)	-
Pvl-R2 roccia	Pvl-R2 roccia	24	36	65	-	275	-
id7		16+580.00					
unità geotecnica	litotipo	γ	c'	ϕ	cu	E	OCR
-	-	(kN/m3)	(kPa)	(°)	kPa	(Mpa)	-
Qa	Argille siltoso marnose	18	15	22.5	150	15	6
id8		19+300.00					
unità geotecnica	litotipo	γ	c'	ϕ	cu	E	OCR
-	-	(kN/m3)	(kPa)	(°)	kPa	(Mpa)	-
a	Alluvioni fluviali	18	10	25.5	100	10	10

Tabella 1: Caratterizzazione geotecnica

Per le verifiche delle opere in trincea si considerano, a favore di sicurezza, i parametri dell'unità geotecnica "Qa". Per le verifiche delle opere in rilevato si considerano i seguenti parametri:

TERRENO ANTROPICO

- $c'=0$ kPa coesione
- $\phi=35^\circ$ angolo di attrito
- $\gamma_t = 19$ kN/m³ peso specifico del terreno di rilevato

L'opera non è interessata dalla falda.

5 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "*Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*"

In virtù di quanto affermato, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche risulta dal prodotto della vita nominale per la classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{ anni,}$$

cui compete un valore del tempo di ritorno pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni.}$$

6 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

Per la caratterizzazione dell'azione sismica sull'opera si è fatto riferimento alle seguenti coordinate geografiche:

Longitudine 14°43'46.37"E

Latitudine 37°10'49.92"N

Si riporta di seguito il riepilogo della caratterizzazione sismica del territorio, i valori delle accelerazioni di picco e gli altri parametri necessari alla definizione degli spettri di progetto, per i diversi stati limiti da analizzare:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV
- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Tabella 6.1: Parametri sismici per la definizione dello spettro di progetto.

	SLO	SLD	SLV	SLC
ag =	0.072	0.103	0.368	0.524
F0 =	2.503	2.339	2.350	2.342
TC* =	0.275	0.303	0.466	0.526
SS, oriz =	1.200	1.200	1.054	1.000
ST =	1.000	1.000	1.000	1.000

Per le analisi in condizioni sismiche è stato preso a riferimento lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e dunque i seguenti parametri:

- categoria di suolo B;
- massima accelerazione orizzontale al suolo: $a_g/g = 0,368$;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1,054$;
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1,000$;
- coefficiente di riduzione di a_{max} : $\beta_m = 0,31$;

7 METODO DI CALCOLO

L'analisi strutturale del muro di sostegno a fondazione diretta è stata condotta attraverso modelli di calcolo a mensola con incastro nella platea di fondazione (analisi del paramento) e con incastro nel paramento (analisi della fondazione lato valle e lato monte). Vista la geometria dell'opera a prevalente sviluppo longitudinale e le condizioni al contorno, le analisi e verifiche sono state effettuate prendendo in considerazione una porzione di muro corrispondente ad una larghezza unitaria.

Si riporta inoltre di seguito una breve sintesi della procedura proposta per il calcolo delle spinte orizzontali agenti sulla parete dell'opera di sostegno e delle azioni verticali agenti sulla zattera di fondazione.

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO

Per le verifiche dei muri sono state considerate le sollecitazioni risultanti dalle azioni applicate direttamente sull'opera proveniente dalla spinta delle terre e gli eventuali carichi dovuti al traffico.

Le combinazioni di calcolo sono state effettuate secondo quanto disposto dal D. M. 14.01. 2008; in particolare sono state considerate:

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione quasi permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

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

La normativa prevede che i diversi set di coefficienti di sicurezza parziali siano scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti ed alternativi definiti, rispettivamente, dalla normativa: "Approccio 1" ed "Approccio 2".

Nella presente progettazione si è adottato l'Approccio 1 che prevede due diverse combinazioni di set di coefficienti: la prima combinazione risulta più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno; la seconda combinazione risulta più gravosa nei riguardi del dimensionamento geotecnico. Le combinazioni sono le seguenti:

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

Combinazione 2: A2+M2+R2 (GEO).

Le verifiche geotecniche nei confronti delle azioni sismiche sono effettuate impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto con i valori dei coefficienti parziali dell'Approccio 1, Combinazione 2 e ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono differenti a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e

		Coefficiente parziale γ_F	EQU ¹	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

¹ se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

EQU). ⁴ 1.20 per effetti locali

Tabella 2. Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

Ai fini delle verifiche delle fondazioni, sono definiti dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1 ed M2) riassunte di seguito:

		Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	tang φ'_k	$\gamma_{\varphi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.0	1.0

Tabella 3. Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

Le opere in oggetto presentano una fondazione diretta, per cui deve essere effettuata la verifica di equilibrio di corpo rigido (EQU).

7.2 SOFTWARE DI CALCOLO

Mediante il software MAX 16 sviluppato da Aztec sono state eseguite le verifiche geotecniche e strutturali per le tipologie di muri 1, 2 e 3. Per la tipologia 4, le verifiche geotecniche sono state eseguite mediante MAX 16, le verifiche strutturali mediante Sap2000.

8 ANALISI DEI CARICHI

8.1 AZIONI DI CALCOLO

Il calcolo è stato condotto tenendo conto delle seguenti azioni agenti sull'opera:

- peso proprio della struttura;
- peso proprio del terreno a monte dell'opera;
- spinte del terreno a monte dell'opera;
- incremento di spinta sismica del terreno a tergo del muro;
- forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera;
- Azione del vento
- Urto dei veicoli in svio associato allo schema di carico 2.

Le azioni suddette vengono di seguito esplicitate.

8.2 PESI PROPRI

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

Peso specifico calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

Il terreno preso in considerazione è il terreno gravante sulla platea di fondazione a monte, costituito dal materiale di riempimento il cui peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$ e/o dal terreno in situ (Qa).

8.3 SPINTA STATICA DEL TERRENO A MONTE DEL MURO

La teoria di Coulomb considera l'ipotesi di un cuneo di spinta a monte dell'opera 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 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).

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_a$$

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

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \varphi)}{\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \varepsilon)}{\sin(\beta - \delta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

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

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

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 ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

8.4 INCREMENTO DI SPINTA SUL MURO DOVUTO AL SISMA

In condizioni sismiche l'entità e la distribuzione delle spinte del terreno sul muro dipendono dall'intensità del sisma, dalla risposta locale del terreno di fondazione e dalla deformabilità dell'opera.

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

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

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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

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

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{\text{sat}}}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma}{\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

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

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

dove il coefficiente A vale

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

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

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

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

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

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

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

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

8.1 AZIONE DEL VENTO

In funzione della regione su cui sorge l'opera (Sicilia) si assume che la zona geografica di riferimento sia la "4" e si assume:

$v_{b,0} = 28 \text{ m/s}$, parametro legato alla regione in cui sorge l'opera

$a_0 = 500 \text{ m}$, parametro legato alla regione in cui sorge l'opera

$k_a = 0,020 \text{ 1/s}$, parametro legato alla regione in cui sorge l'opera

Tabella G.6: Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

L'altitudine del sito ove sorge l'opera (a_s) è di minore di 500 m; pertanto il valore caratteristico della velocità del vento è determinabile con la seguente espressione:

$$V_b = V_{b0}$$

Il valore della pressione cinetica di riferimento è pari a:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

nella quale si assume come densità dell'aria il valore convenzionale $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$.

Per il calcolo del coefficiente di esposizione si ha

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)]$$

Tabella G.7: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Poiché la classe di rugosità è D ("Aree prive di ostacoli") e la distanza dalla costa è tale da essere in categoria II, risulta

$k_r = 0,19$, parametro per la definizione del coefficiente di esposizione

$z_0 = 0,05 \text{ m}$, parametro per la definizione del coefficiente di esposizione

$z_{\min} < 4 \text{ m}$, parametro per la definizione del coefficiente di esposizione.

Si assume come coefficiente di topografia $c_t=1$ ed un coefficiente dinamico $c_d=1$.

L'azione del vento posta a base del calcolo è stata assunta pari a un carico orizzontale uniforme di 1.14 kN/m^2 , diretto ortogonalmente alla barriera acustica.

Per il calcolo dell'opera, tale azione è stata trasportata in sommità al cordolo, attraverso l'applicazione di una forza orizzontale pari al valore del risultante e di un momento di trasporto pari al valore del risultante stesso moltiplicato alla distanza tra la retta di applicazione e la sommità del cordolo:

$$F_h = 1.14 \text{ kN/m}^2 * 4\text{m} * 1\text{m} = 4.56\text{kN al metro lineare}$$

$$M = 4.56 \text{ kN} * 2\text{m} = 9.12 \text{ kNm al metro lineare}$$

8.2 AZIONE D'URTO

L'urto è una forza orizzontale di 100 kN agente a 1m da piano stradale.

Secondo le NTC 2008, nel progetto deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto sulla barriera di sicurezza si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dallo schema di carico 2 (carico mobile LM2), posizionato in adiacenza al cordolo e disposto nella posizione più gravosa.

Tale condizione di carico è costituito da un singolo asse pari a 400kN, o in altri termini, da due forze concentrate di 200 kN, applicate sulle specifici di impronta del pneumatico di forma rettangolare $0.60\text{m} \times 0.35\text{m}$.

Considerando una distribuzione a 45° sul piano verticale attraverso lo spessore del pacchetto stradale, ciascuna forza viene distribuita su un'area al livello dell'interfaccia tra pacchetto stradale e terreno sottostante, con le seguenti dimensioni:

$$L_{\text{TRASV}} = 2 * s_{\text{pav}} + 0.60\text{m}$$

$$L_{\text{LONG}} = 2 * s_{\text{pav}} + 0.35\text{m}$$

Di conseguenza, il carico verticale applicato sul metro lineare è pari a:

$$F_v = [200\text{kN}/(L_{\text{TRASV}} * L_{\text{LONG}})] * 1\text{m al metro lineare}$$

La ruota, più esterna, viene accostata in modo che la sagoma nominale sia allineata al cordolo.

L'azione d'urto è stata trasportata in sommità al cordolo, attraverso l'applicazione di una forza orizzontale e di un momento di trasporto pari al valore della forza stessa moltiplicata per la distanza tra la retta di applicazione e la sommità del cordolo:

$$F_u = 100\text{kN al metro lineare}$$

$$M_u = 100\text{kN} * 1\text{m} = 100 \text{ kNm al metro lineare}$$

9 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

Il presente paragrafo illustra i criteri generali di verifica adottati per le verifiche geotecniche e strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche. Tutte le tipologie di muro sono state verificate: i singoli calcoli hanno riguardato quelle sezioni trasversali che in generale appaiono più onerose nei confronti delle singole verifiche (altezze massime) e quelle più rappresentative.

9.1 METODO DI CULMANN

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione α rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

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

9.2 VERIFICA AL RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.

- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle.
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della fondazione a valle.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

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

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

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

9.3 VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

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

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

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

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

Nel caso di fondazione con dente, viene calcolata la resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, inclinato dell'angolo ρ (rispetto all'orizzontale). Tale cuneo viene individuato attraverso un procedimento iterativo. In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cuneo può avere forma triangolare o trapezoidale. Detta N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cuneo passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cuneo e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = (N - Q) \tan \delta_f S_p + c_a L_r$$

con

$$L_r = B_r - L_c$$

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

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

9.4 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

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

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

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

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

- c coesione del terreno in fondazione
- ϕ angolo di attrito del terreno in fondazione
- γ peso di volume del terreno in fondazione
- B larghezza della fondazione
- D profondità del piano di posa
- q pressione geostatica alla quota del piano di posa
- N fattori di capacità portante
- d fattori di profondità del piano di posa
- i fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti



con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

Riduzione per effetto piastra

Per valori elevati di B (dimensione minore della fondazione), Bowles propone di utilizzare un fattore correttivo r_γ del solo termine sul peso di volume ($0.5 B \gamma N_\gamma$) quando B supera i 2 m.

$$r_\gamma = 1.0 + 0.25 \log \frac{B}{2.0}$$

Il termine sul peso di volume diventa:

$$0.5 B \gamma N_\gamma r_\gamma$$

9.5 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

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

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 25.

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

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

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

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

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

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

9.6 VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO

Le verifiche strutturali sono state eseguite allo SLU e allo SLE con riferimento alle azioni normali (sforzo N e momento flettente M) e alle azioni taglianti della combinazione di calcolo più gravosa ricavata dall'analisi geotecnica condotta sul muro.

Le verifiche sono state condotte sui seguenti elementi strutturali costituenti il muro:

Paramento verticale;

Zattera di fondazione.

10 VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 1)

La tipologia 1 fa riferimento a tutti i muri di fondazioni per le barriere fonoassorbenti situate in trincea. In questo caso, i carichi agenti sul muro saranno il peso proprio del muro e del terreno, la spinta del terreno a monte, la sovraspinta sismica del terreno, le forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera e il vento.

10.1 MODELLO MURO

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	1.00	[m]
<u>Paramento</u>		
Materiale	C32/40	
Altezza paramento	1.30	[m]
Altezza paramento libero	1.30	[m]
Spessore in sommità	0.45	[m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.45	[m]
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]
<u>Fondazione</u>		
Materiale	C32/40	
Lunghezza mensola di valle	0.42	[m]
Lunghezza mensola di monte	0.93	[m]
Lunghezza totale	1.80	[m]
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]
Spessore	0.40	[m]
Spessore magrone	0.00	[m]
<u>Sperone</u>		
Posizione	Monte	
Distanza dal tacco della fondazione	0.00	[m]
Altezza	0.40	[m]
Spessore	0.40	[m]

RELAZIONE DI CALCOLO

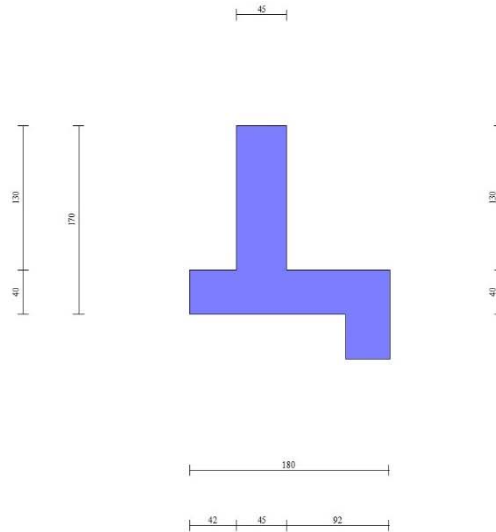


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

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	23.330	0	0	---	---
2	p	18.0000	18.0000	22.500	15.000	15	7	---	---
3	vs1	18.0000	18.0000	41.000	27.330	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

- n° Indice dello strato
- H Spessore dello strato espresso in [m]
- α Inclinazione espressa in [°]
- Terreno Terreno dello strato
- 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')

$K_{st_{sta}}$, $K_{st_{sis}}$ Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	$K_{st_{sta}}$	$K_{st_{sis}}$
1	1.70	0.000	RILEVATO	---	---	---	0.000	0.000
2	5.00	0.000	p	---	---	---	0.000	0.000

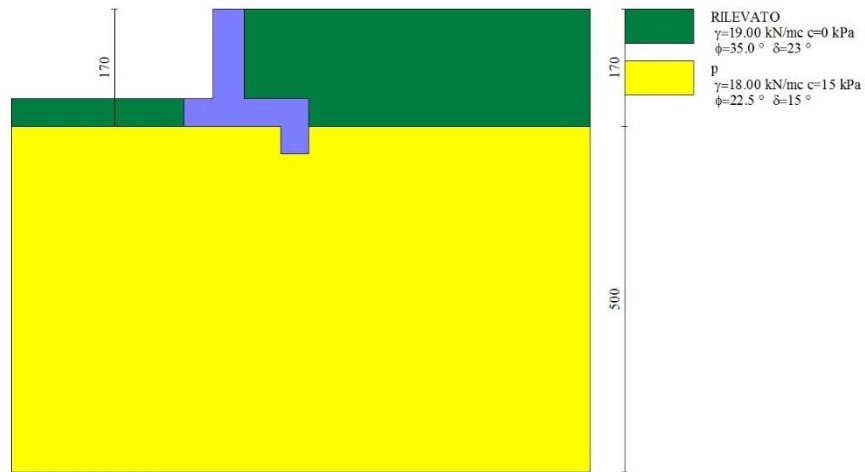


Fig. 2 - Stratigrafia

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 (Vento +) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=0.00$

Indice di raggruppamento 1

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	5.7000	0.0000	14.2500				

Condizione n° 2 (Vento -) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=0.00$

Indice di raggruppamento 2

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	-5.7000	0.0000	-14.2500				

Normativa

Normativa usata: **Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008 (D.M. 14.01.2008) - Approccio 2 + Circolare C.S.LL.PP. 02/ 02/ 2009 n.617**

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

Carichi	Effetto	Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche				
		HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2	

RELAZIONE DI CALCOLO

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche					Combinazioni sismiche		
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1.fav}$	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1.sfav}$	1.30	1.10	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2.fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2.sfav}$	1.50	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	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q.sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{OT.fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{OT.sfav}$	1.50	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	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso nell'unità di volume	γ_v	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	--	--	1.00	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

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 caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

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

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

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

I valori dei coeff. $\Psi_{0,j}$, $\Psi_{1,j}$, $\Psi_{2,j}$ sono definiti nelle singole condizioni variabili. Per 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
Vento +	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
Vento -	1.50	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 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Vento +	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Vento +	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Vento +	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
Vento -	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - STR (A1-M1-R3)

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

Combinazione n° 10 - STR (A1-M1-R3)

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

Combinazione n° 11 - GEO (A2-M2-R2)

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

RELAZIONE DI CALCOLO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Vento +	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - GEO (A2-M2-R2)

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

Combinazione n° 13 - 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° 14 - 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° 15 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Vento +	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Vento -	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - EQU H + V

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

Combinazione n° 18 - EQU H - V

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

Combinazione n° 19 - SLER

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

Combinazione n° 20 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento +	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 21 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole

RELAZIONE DI CALCOLO

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

Combinazione n° 22 - SLER

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

Combinazione n° 23 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento -	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 24 - SLEQ

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

Dati sismici

Comune	Vizzini
Provincia	Catania
Regione	Sicilia
Latitudine	37.131500
Longitudine	14.512900
Indice punti di interpolazione	49633 - 49634 - 49412 - 49411
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_q	[m/s ²]	2.673	0.709
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.272	0.072
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.347	2.510
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.453	0.292
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.316
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh	kv
Ultimo	0.310	11.116	5.558
Esercizio	0.180	1.951	0.976

Forma diagramma incremento sismico **Rettangolare**

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta	Coeff. di spinta definiti da strato
Tipo di spinta	Spinta attiva
Terreno a bassa permeabilità	SI
Superficie di spinta limitata	NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza	Meyerhof
Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati)	Ponderata
Criterio di riduzione per eccentricità della portanza	Meyerhof
Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento)	Nessuna
Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite (0.5ByN _i)	Larghezza ridotta (B')

RELAZIONE DI CALCOLO

Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione
Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

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 NO
Considera terreno sulla fondazione di valle SI
Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD **non eseguite**. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile
Metodo di calcolo aperture delle fessure Circ. Min. 252 (15/10/96) - NTC 2008 I Formulazione

Valori limite aperture delle fessure:

$w_1 = 0.20$

$w_2 = 0.30$

$w_3 = 0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

Risultati per involucro

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]
3	Spinta statica	6.79	23.13	6.24	2.67	0.93	-1.14
	Incremento di spinta sismica		2.41	2.21	0.95	0.93	-1.05
	Peso/Inerzia muro			3.99	35.92/2.00	0.00	-1.20

RELAZIONE DI CALCOLO

Ic	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
	Peso/Inerzia terrapieno			2.54	22.85/1.27	0.46	-0.65
	Resistenza passiva sperone			-27.90			

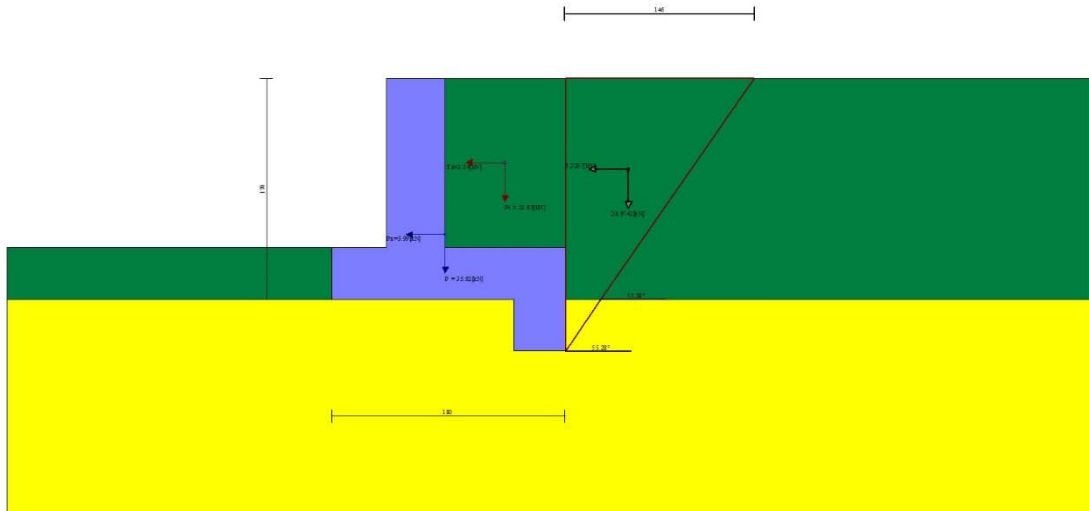


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

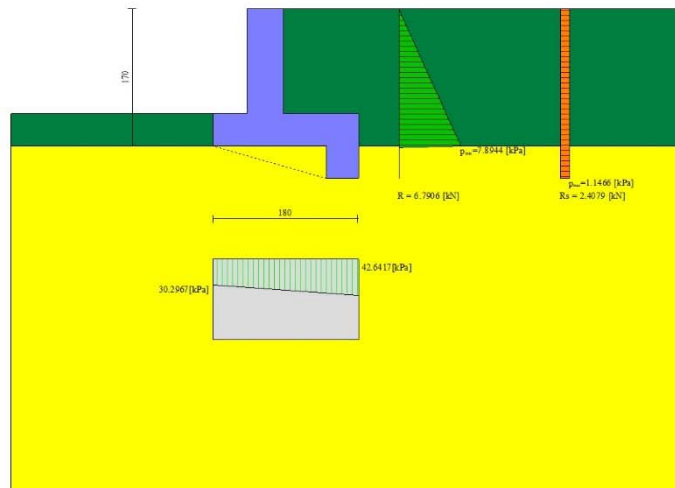


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

Risultanti globali

Simbologia adottata

- Cmb Indice/Tipo combinazione
- N Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
- T Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
- M_r Momento ribaltante, espresso in [kNm]
- M_s Momento stabilizzante, espresso in [kNm]

RELAZIONE DI CALCOLO

ecc Eccentricità risultante, espressa in [m]

Ic	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	62.33	16.96	40.38	68.45	0.449
2 - STR (A1-M1-R3)	62.33	-0.14	4.47	104.36	-0.300
3 - STR (A1-M1-R3)	65.64	14.99	9.58	72.00	-0.051
4 - STR (A1-M1-R3)	58.80	14.21	12.53	67.98	-0.043
5 - STR (A1-M1-R3)	79.96	16.96	40.38	87.07	0.316
6 - STR (A1-M1-R3)	69.18	16.96	40.38	77.62	0.362
7 - STR (A1-M1-R3)	73.10	16.96	40.38	77.90	0.387
8 - STR (A1-M1-R3)	79.96	-0.14	4.47	122.98	-0.300
9 - STR (A1-M1-R3)	69.18	-0.14	4.47	113.53	-0.300
10 - STR (A1-M1-R3)	73.10	-0.14	4.47	113.81	-0.300
11 - GEO (A2-M2-R2)	61.63	15.92	35.51	67.20	0.386
12 - GEO (A2-M2-R2)	61.63	1.10	4.39	98.32	-0.300
13 - GEO (A2-M2-R2)	66.05	18.95	11.57	72.74	-0.026
14 - GEO (A2-M2-R2)	59.07	17.37	14.00	68.48	-0.022
15 - EQU	56.16	18.48	40.63	61.73	0.524
16 - EQU	56.16	1.38	4.72	97.64	-0.300
17 - EQU	66.05	18.95	11.57	72.74	-0.026
18 - EQU	59.07	17.37	14.00	68.48	-0.022
19 - SLER	61.44	11.94	27.44	66.87	0.258
20 - SLEF	61.44	7.38	8.28	66.87	-0.053
21 - SLEQ	61.44	6.24	3.50	66.87	-0.131
22 - SLER	61.44	0.54	3.50	90.81	-0.300
23 - SLEF	61.44	5.10	3.50	71.65	-0.209
24 - SLEQ	61.44	6.24	3.50	66.87	-0.131

10.2 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 _{QUIM}	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 _{QUIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		1.939		2.008			
2 - STR (A1-M1-R3)		99.990		3.766			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.362		3.412			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.318		3.783			
5 - STR (A1-M1-R3)		2.502		2.011			
6 - STR (A1-M1-R3)		2.204		2.087			
7 - STR (A1-M1-R3)		2.267		1.964			
8 - STR (A1-M1-R3)		99.990		2.938			
9 - STR (A1-M1-R3)		99.990		3.394			
10 - STR (A1-M1-R3)		99.990		3.213			
11 - GEO (A2-M2-R2)					3.529		
12 - GEO (A2-M2-R2)					3.529		
13 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				2.572		
14 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				2.629		
15 - EQU			1.519				
16 - EQU			20.676				
17 - EQU	H + V		6.285				
18 - EQU	H - V		4.892				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa	Rpt	Rps	Rp	Rt	R	T	FS
----	-----	-----	-----	----	----	---	---	----

RELAZIONE DI CALCOLO

	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1 - STR (A1-M1-R3)	1.21	0.00	31.66	--	--	32.88	16.96	1.939

Dettagli verifica a scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ncss	Carico sul cuneo di spinta passiva, espresso in [kN]
ϕ_{Rp}	Angolo di rottura passivo, espresso in [°]
Nrpp	Carico residuo sul piano di posa, espresso in [kN]
Lr	Lunghezza base residua, espresso in [m]

n°	Ncss [kN]	ϕ_{Rp}	Nrpp [kN]	Lr [m]
1	57.83	16.500	4.49	0.00

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
7 - STR (A1-M1-R3)	73.10	143.56	102.54	1.964

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidità per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_r N_c$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
7	17.453	0.731	1.120	--	--	--	--	--	--	0.537	1.000
	8.229	0.731	1.060	--	--	--	--	--	--		
	4.430	0.176	1.060	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kN/mc]	c [kPa]
7	0.40	1.00	0.75	18.00	22.50	15

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms	Mr	FS

	[kNm]	[kNm]	
15 - EQU	61.73	40.63	1.519

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

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
13 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-0.50; 1.50	3.88	2.572

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	1.15	0.00	0.00	3.09 - 0.25	62.282	29.256	0	0.0	
2	3.18	0.00	0.00	0.25	56.021	29.256	0	0.0	
3	4.79	0.00	0.00	0.25	49.815	29.256	0	0.0	
4	6.09	0.00	0.00	0.25	44.337	29.256	0	0.0	
5	7.17	0.00	0.00	0.25	39.336	29.256	0	0.0	
6	8.08	0.00	0.00	0.25	34.674	29.256	0	0.0	
7	8.81	0.00	0.00	0.25	30.263	18.334	12	0.0	
8	9.42	0.00	0.00	0.25	26.044	18.334	12	0.0	
9	10.41	0.00	0.00	0.25	21.972	18.334	12	0.0	
10	11.56	0.00	0.00	0.25	18.015	18.334	12	0.0	
11	11.36	0.00	0.00	0.25	14.145	18.334	12	0.0	
12	11.48	0.00	0.00	0.25	10.340	18.334	12	0.0	
13	12.95	0.00	0.00	0.25	6.581	18.334	12	0.0	
14	13.55	0.00	0.00	0.25	2.851	18.334	12	0.0	
15	6.09	0.00	0.00	0.25	-0.868	18.334	12	0.0	
16	5.36	0.00	0.00	0.25	-4.590	18.334	12	0.0	
17	4.81	0.00	0.00	0.25	-8.332	18.334	12	0.0	
18	4.60	0.00	0.00	0.25	-12.110	18.334	12	0.0	
19	4.32	0.00	0.00	0.25	-15.943	18.334	12	0.0	
20	3.95	0.00	0.00	0.25	-19.851	18.334	12	0.0	
21	3.49	0.00	0.00	0.25	-23.858	18.334	12	0.0	
22	2.93	0.00	0.00	0.25	-27.994	18.334	12	0.0	
23	2.27	0.00	0.00	0.25	-32.296	18.334	12	0.0	
24	1.46	0.00	0.00	0.25	-36.815	29.256	0	0.0	
25	0.47	0.00	0.00	-3.20 - 0.25	-39.955	29.256	0	0.0	

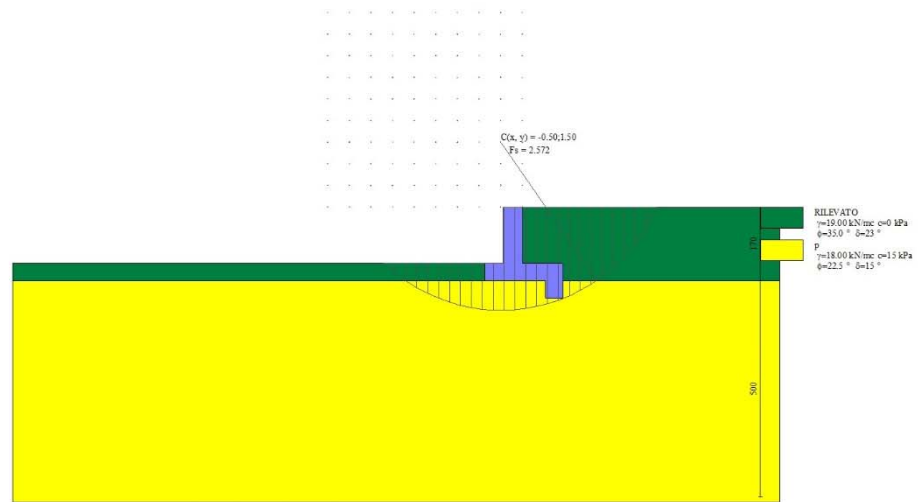


Fig. 5 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 13)

10.3 SOLLECITAZIONI

Elementi calcolati a trave

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)

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	-8.55	8.55	-21.37	21.37
2	-0.09	0.97	1.33	-6.57	8.57	-22.08	22.17
3	-0.19	1.94	2.66	-4.64	8.65	-22.60	22.97
4	-0.28	2.90	4.00	-2.76	8.77	-22.94	23.78
5	-0.37	3.87	5.33	-0.93	8.93	-23.11	24.60
6	-0.46	4.84	6.66	-0.68	9.15	-23.11	25.44
7	-0.56	5.81	7.99	-0.48	9.41	-22.95	26.30
8	-0.65	6.77	9.32	-0.24	9.72	-22.63	27.19
9	-0.74	7.74	10.65	0.04	10.08	-22.16	28.11
10	-0.84	8.71	11.99	0.35	10.49	-21.53	29.06
11	-0.93	9.68	13.32	0.70	12.20	-20.76	30.06
12	-1.02	10.64	14.65	1.09	13.91	-19.85	31.09
13	-1.11	11.61	15.98	1.51	15.55	-18.80	32.18
14	-1.21	12.58	17.31	1.97	17.12	-17.61	33.32
15	-1.30	13.55	18.65	2.47	18.63	-16.30	34.52

RELAZIONE DI CALCOLO

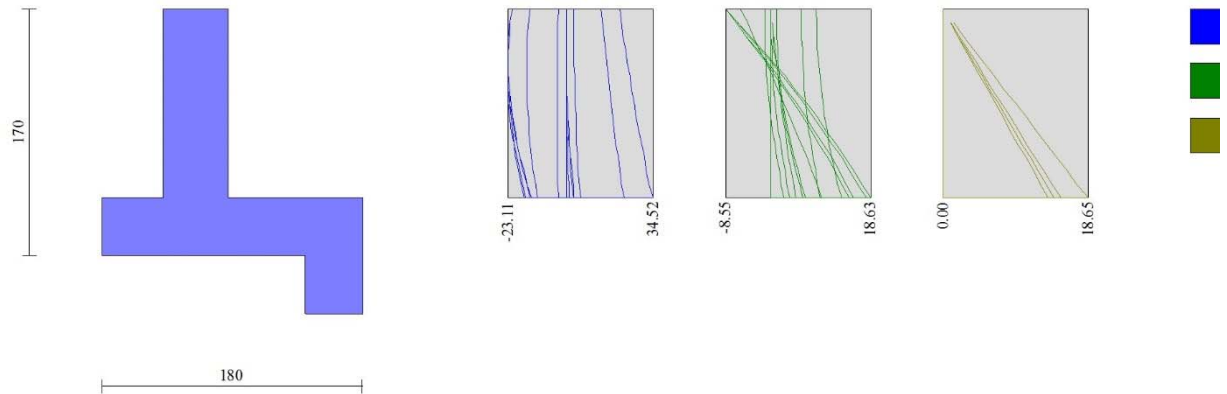


Fig. 6 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.79	0.00	0.00	-0.92	6.76	-0.04	0.29
3	-0.71	0.00	0.00	-1.52	13.08	-0.15	1.14
4	-0.62	0.00	0.00	-1.78	18.95	-0.29	2.50
5	-0.54	0.00	0.00	-1.73	24.38	-0.44	4.35
6	-0.45	0.00	0.00	-1.34	29.36	-0.57	6.63
7	0.00	0.00	0.00	-34.95	14.47	-19.87	8.61
8	0.09	0.00	0.00	-33.79	14.41	-16.84	7.27
9	0.18	0.00	0.00	-32.04	13.93	-13.90	5.95
10	0.28	0.00	0.00	-29.71	13.03	-11.09	4.70
11	0.37	0.00	0.00	-27.31	11.71	-8.46	3.56
12	0.46	0.00	0.00	-24.58	9.96	-6.05	2.55
13	0.55	0.00	0.00	-20.94	8.18	-3.93	1.72
14	0.65	0.00	0.00	-15.98	6.77	-2.22	1.03
15	0.74	0.00	0.00	-10.66	4.93	-0.99	0.48
16	0.83	0.00	0.00	-5.33	2.68	-0.25	0.13
17	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

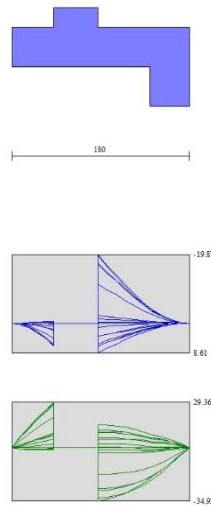


Fig. 7 - Fondazione

10.4 VERIFICHE STRUTTURALI

10.4.1 Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° indice sezione
- B larghezza sezione espresso in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- Afi area ferri inferiori espresso in [cmq]
- Afs area ferri superiori espressa in [cmq]
- M momento agente espressa in [kNm]
- N sforzo normale agente espressa in [kN]
- Mu momento ultimi espresso in [kNm]
- Nu sforzo normale ultimo espressa in [kN]
- FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	45	10.05	10.05	-21.38	0.00	-150.42	0.00	7.037
2	100	45	10.05	10.05	22.17	1.02	151.73	7.01	6.844
3	100	45	10.05	10.05	22.97	2.05	152.97	13.65	6.660
4	100	45	10.05	10.05	23.78	3.07	154.14	19.92	6.483
5	100	45	10.05	10.05	24.60	4.10	155.25	25.86	6.311
6	100	45	10.05	10.05	25.44	5.12	156.29	31.47	6.144
7	100	45	10.05	10.05	26.30	6.15	157.28	36.76	5.980
8	100	45	10.05	10.05	27.19	7.17	158.21	41.73	5.819
9	100	45	10.05	10.05	28.11	8.20	159.08	46.39	5.660
10	100	45	10.05	10.05	29.06	9.22	159.89	50.73	5.502
11	100	45	10.05	10.05	30.06	10.24	160.64	54.75	5.345
12	100	45	10.05	10.05	31.09	11.27	161.33	58.47	5.188
13	100	45	10.05	10.05	32.18	12.29	161.97	61.87	5.033
14	100	45	10.05	10.05	33.32	13.32	162.54	64.96	4.878
15	100	45	10.05	10.05	34.52	14.34	163.06	67.74	4.723

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	100	40	10.05	10.05	0.29	0.00	131.83	0.00	453.396
3	100	40	10.05	10.05	1.14	0.00	131.83	0.00	115.932
4	100	40	10.05	10.05	2.50	0.00	131.83	0.00	52.695
5	100	40	10.05	10.05	4.35	0.00	131.83	0.00	30.329
6	100	40	10.05	10.05	6.63	0.00	131.83	0.00	19.872
7	100	40	10.05	10.05	-19.87	0.00	-131.83	0.00	6.636
8	100	40	10.05	10.05	-16.84	0.00	-131.83	0.00	7.827
9	100	40	10.05	10.05	-13.90	0.00	-131.83	0.00	9.484
10	100	40	10.05	10.05	-11.09	0.00	-131.83	0.00	11.890
11	100	40	10.05	10.05	-8.46	0.00	-131.83	0.00	15.592
12	100	40	10.05	10.05	-6.05	0.00	-131.83	0.00	21.787
13	100	40	10.05	10.05	-3.93	0.00	-131.83	0.00	33.549
14	100	40	10.05	10.05	-2.22	0.00	-131.83	0.00	59.438
15	100	40	10.05	10.05	-0.99	0.00	-131.83	0.00	133.731
16	100	40	10.05	10.05	-0.25	0.00	-131.83	0.00	534.925
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	10.05	10.05	5.60	0.00	131.83	0.00	23.534

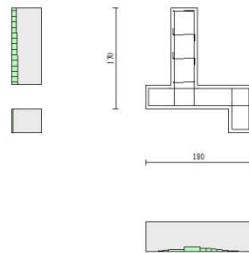


Fig. 1 - Paramento (Inviluppo)

10.4.2 Verifiche a taglio

Simbologia adottata

- n° (o Is) indice sezione
- Y ordinata sezione espressa in [m]
- B larghezza sezione espressa in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- A_{sw} area ferri a taglio espresso in [cmq]
- cotgθ inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
- V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
- V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
- V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0) V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
- T taglio agente espressa in [kN]
- FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

RELAZIONE DI CALCOLO

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	45	0.00	--	0.00	0.00	210.91	8.55	24.668
2	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.05	8.57	24.614
3	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.18	8.65	24.423
4	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.32	8.77	24.103
5	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.46	8.93	23.666
6	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.59	9.15	23.125
7	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.73	9.41	22.493
8	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.87	9.72	21.789
9	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.00	10.08	21.028
10	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.14	10.49	20.226
11	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.28	12.20	17.399
12	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.41	13.91	15.273
13	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.55	15.55	13.671
14	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.69	17.12	12.423
15	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.82	18.63	11.426

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	0.00	100.000
2	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-6.76	29.344
3	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-13.08	15.171
4	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-18.95	10.471
5	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-24.38	8.140
6	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-29.36	6.759
7	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-34.95	5.679
8	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-33.79	5.874
9	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-32.04	6.194
10	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-29.71	6.680
11	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-27.31	7.266
12	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-24.58	8.073
13	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-20.94	9.477
14	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-15.98	12.422
15	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-10.66	18.622
16	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-5.33	37.244
17	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	0.00	100.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	21.00	9.452

RELAZIONE DI CALCOLO

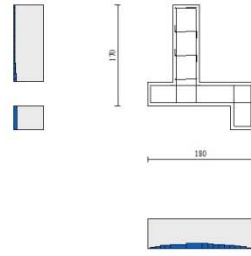


Fig. 2 - Paramento (Inviluppo)

10.4.3 Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	-14.25	0.00	787 (19)	39488 (19)	39488 (22)
2	100	45	10.05	10.05	-14.72	1.02	817 (19)	40447 (19)	40284 (22)
3	100	45	10.05	10.05	-15.08	2.05	847 (19)	41415 (19)	40764 (22)
4	100	45	10.05	10.05	-15.32	3.07	877 (19)	42404 (19)	40933 (22)
5	100	45	10.05	10.05	-15.46	4.10	909 (19)	43423 (19)	40798 (22)
6	100	45	10.05	10.05	-15.48	5.12	940 (19)	44479 (19)	40364 (22)
7	100	45	10.05	10.05	-15.40	6.15	973 (19)	45584 (19)	39638 (22)
8	100	45	10.05	10.05	-15.22	7.17	1007 (19)	46746 (19)	38626 (22)
9	100	45	10.05	10.05	-14.93	8.20	1042 (19)	47975 (19)	37334 (22)
10	100	45	10.05	10.05	-14.55	9.22	1078 (19)	49280 (19)	35768 (22)
11	100	45	10.05	10.05	-14.07	10.24	1117 (19)	50671 (19)	33934 (22)
12	100	45	10.05	10.05	-13.49	11.27	1157 (19)	52156 (19)	31840 (22)
13	100	45	10.05	10.05	-12.82	12.29	1199 (19)	53746 (19)	29492 (22)
14	100	45	10.05	10.05	-12.06	13.32	1243 (19)	55450 (19)	26897 (22)
15	100	45	10.05	10.05	-11.21	14.34	1290 (19)	57276 (19)	24064 (22)

RELAZIONE DI CALCOLO

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (19)	0 (19)	0 (19)
2	100	40	10.05	10.05	-0.03	0.00	13 (19)	610 (19)	101 (22)
3	100	40	10.05	10.05	-0.11	0.00	52 (19)	2396 (19)	354 (22)
4	100	40	10.05	10.05	-0.21	0.00	114 (19)	5296 (19)	684 (22)
5	100	40	10.05	10.05	-0.32	0.00	200 (19)	9244 (19)	1018 (22)
6	100	40	10.05	10.05	4.43	0.00	306 (19)	14176 (19)	1413 (19)
7	100	40	10.05	10.05	6.60	0.00	779 (19)	21096 (22)	36030 (19)
8	100	40	10.05	10.05	5.57	0.00	667 (19)	17816 (22)	30868 (19)
9	100	40	10.05	10.05	4.56	0.00	557 (19)	14596 (22)	25775 (19)
10	100	40	10.05	10.05	3.61	0.00	450 (19)	11532 (22)	20836 (19)
11	100	40	10.05	10.05	2.73	0.00	349 (19)	8719 (22)	16133 (19)
12	100	40	10.05	10.05	1.96	0.00	254 (19)	6255 (22)	11748 (19)
13	100	40	10.05	10.05	1.32	0.00	168 (19)	4220 (22)	7778 (19)
14	100	40	10.05	10.05	0.79	0.00	97 (19)	2518 (22)	4499 (19)
15	100	40	10.05	10.05	0.37	0.00	44 (19)	1183 (22)	2055 (19)
16	100	40	10.05	10.05	0.10	0.00	11 (19)	312 (22)	527 (19)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (19)	0 (19)	0 (19)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	5.02	0.00	347 (19)	16043 (19)	1599 (19)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	-2.85	0.00	157 (23)	7898 (20)	7898 (23)
2	100	45	10.05	10.05	-2.96	1.02	164 (20)	7685 (20)	7682 (23)
3	100	45	10.05	10.05	-3.06	2.05	170 (20)	7487 (20)	7461 (23)
4	100	45	10.05	10.05	-3.15	3.07	177 (20)	7313 (20)	7227 (23)
5	100	45	10.05	10.05	-3.24	4.10	184 (20)	7173 (20)	6970 (23)
6	100	45	10.05	10.05	-3.31	5.12	191 (20)	7076 (20)	6682 (23)
7	100	45	10.05	10.05	-3.36	6.15	200 (20)	7030 (20)	6354 (23)
8	100	45	10.05	10.05	-3.39	7.17	209 (20)	7045 (20)	5977 (23)
9	100	45	10.05	10.05	-3.40	8.20	220 (20)	7128 (20)	5545 (23)
10	100	45	10.05	10.05	-3.39	9.22	232 (20)	7288 (20)	5050 (23)
11	100	45	10.05	10.05	-3.34	10.24	245 (20)	7534 (20)	4490 (23)
12	100	45	10.05	10.05	-3.26	11.27	261 (20)	7873 (20)	3863 (23)
13	100	45	10.05	10.05	-3.14	12.29	279 (20)	8314 (20)	3174 (23)
14	100	45	10.05	10.05	5.48	13.32	299 (20)	8865 (20)	2512 (20)
15	100	45	10.05	10.05	5.90	14.34	322 (20)	9536 (20)	2703 (20)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (20)	0 (20)	0 (20)
2	100	40	10.05	10.05	0.07	0.00	5 (20)	213 (20)	21 (20)
3	100	40	10.05	10.05	0.27	0.00	19 (20)	861 (20)	86 (20)
4	100	40	10.05	10.05	0.61	0.00	42 (20)	1957 (20)	195 (20)
5	100	40	10.05	10.05	1.10	0.00	76 (20)	3514 (20)	350 (20)
6	100	40	10.05	10.05	1.73	0.00	120 (20)	5546 (20)	553 (20)
7	100	40	10.05	10.05	3.69	0.00	255 (23)	11813 (23)	4135 (20)
8	100	40	10.05	10.05	3.10	0.00	214 (23)	9905 (23)	3686 (20)
9	100	40	10.05	10.05	2.51	0.00	174 (23)	8035 (23)	3235 (20)
10	100	40	10.05	10.05	1.96	0.00	136 (23)	6272 (23)	2764 (20)
11	100	40	10.05	10.05	1.46	0.00	101 (23)	4681 (23)	2257 (20)
12	100	40	10.05	10.05	1.04	0.00	72 (23)	3329 (23)	1697 (20)
13	100	40	10.05	10.05	0.71	0.00	49 (23)	2270 (23)	1080 (20)
14	100	40	10.05	10.05	0.43	0.00	30 (23)	1377 (23)	582 (20)
15	100	40	10.05	10.05	0.21	0.00	14 (23)	657 (23)	247 (20)
16	100	40	10.05	10.05	0.05	0.00	4 (23)	175 (23)	59 (20)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (20)	0 (20)	0 (20)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	4.64	0.00	321 (20)	14842 (20)	1479 (20)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (21)	0 (21)	0 (21)
2	100	45	10.05	10.05	0.00	1.02	2 (21)	32 (21)	32 (21)
3	100	45	10.05	10.05	0.00	2.05	4 (21)	63 (21)	65 (21)
4	100	45	10.05	10.05	0.02	3.07	7 (21)	91 (21)	101 (21)
5	100	45	10.05	10.05	0.04	4.10	10 (21)	117 (21)	139 (21)
6	100	45	10.05	10.05	0.07	5.12	13 (21)	139 (21)	181 (21)
7	100	45	10.05	10.05	0.12	6.15	16 (21)	155 (21)	229 (21)
8	100	45	10.05	10.05	0.20	7.17	20 (21)	166 (21)	282 (21)
9	100	45	10.05	10.05	0.29	8.20	25 (21)	169 (21)	343 (21)
10	100	45	10.05	10.05	0.42	9.22	30 (21)	164 (21)	412 (21)
11	100	45	10.05	10.05	0.57	10.24	37 (21)	151 (21)	489 (21)
12	100	45	10.05	10.05	0.76	11.27	44 (21)	127 (21)	577 (21)
13	100	45	10.05	10.05	0.99	12.29	52 (21)	91 (21)	677 (21)
14	100	45	10.05	10.05	1.25	13.32	62 (21)	30 (21)	793 (21)
15	100	45	10.05	10.05	1.56	14.34	74 (21)	82 (21)	932 (21)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (21)	0 (21)	0 (21)
2	100	40	10.05	10.05	0.04	0.00	2 (21)	114 (21)	11 (21)
3	100	40	10.05	10.05	0.15	0.00	10 (21)	477 (21)	48 (21)
4	100	40	10.05	10.05	0.35	0.00	24 (21)	1122 (21)	112 (21)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
5	100	40	10.05	10.05	0.65	0.00	45 (21)	2082 (21)	208 (21)
6	100	40	10.05	10.05	1.06	0.00	73 (21)	3389 (21)	338 (21)
7	100	40	10.05	10.05	1.20	0.00	83 (21)	3839 (21)	383 (21)
8	100	40	10.05	10.05	0.97	0.00	67 (21)	3109 (21)	310 (21)
9	100	40	10.05	10.05	0.75	0.00	52 (21)	2400 (21)	239 (21)
10	100	40	10.05	10.05	0.55	0.00	38 (21)	1754 (21)	175 (21)
11	100	40	10.05	10.05	0.38	0.00	26 (21)	1212 (21)	121 (21)
12	100	40	10.05	10.05	0.26	0.00	18 (21)	816 (21)	81 (21)
13	100	40	10.05	10.05	0.19	0.00	13 (21)	595 (21)	59 (21)
14	100	40	10.05	10.05	0.12	0.00	9 (21)	398 (21)	40 (21)
15	100	40	10.05	10.05	0.06	0.00	4 (21)	205 (21)	20 (21)
16	100	40	10.05	10.05	0.02	0.00	1 (21)	58 (21)	6 (21)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (21)	0 (21)	0 (21)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	4.55	0.00	314 (21)	14541 (21)	1449 (21)

10.4.4 Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
Mpf	momento di formazione/apertura fessure espressa in [kNm]
ϵ	deformazione espressa in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w	apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	45	10.05	1780.00	2.85	139.41	0.000000	0.00	0.000 (20)
2	100	45	10.05	1780.00	2.96	139.49	0.000000	0.00	0.000 (20)
3	100	45	10.05	1780.00	3.07	139.57	0.000000	0.00	0.000 (20)
4	100	45	10.05	1780.00	3.18	139.65	0.000000	0.00	0.000 (20)
5	100	45	10.05	1780.00	3.31	139.72	0.000000	0.00	0.000 (20)
6	100	45	10.05	1780.00	3.45	139.81	0.000000	0.00	0.000 (20)
7	100	45	10.05	1780.00	3.61	139.89	0.000000	0.00	0.000 (20)
8	100	45	10.05	1780.00	3.79	139.97	0.000000	0.00	0.000 (20)
9	100	45	10.05	1780.00	3.99	140.05	0.000000	0.00	0.000 (20)
10	100	45	10.05	1780.00	4.22	140.13	0.000000	0.00	0.000 (20)
11	100	45	10.05	1780.00	4.48	140.20	0.000000	0.00	0.000 (20)
12	100	45	10.05	1780.00	4.77	140.29	0.000000	0.00	0.000 (20)
13	100	45	10.05	1780.00	5.11	140.37	0.000000	0.00	0.000 (20)
14	100	45	10.05	1780.00	5.48	140.45	0.000000	0.00	0.000 (20)
15	100	45	10.05	1780.00	5.90	140.53	0.000000	0.00	0.000 (20)

RELAZIONE DI CALCOLO

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (20)
2	100	40	10.05	1581.29	0.07	110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
3	100	40	10.05	1581.29	0.27	110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
4	100	40	10.05	1581.29	0.61	110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
5	100	40	10.05	1581.29	1.10	110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
6	100	40	10.05	1581.29	1.73	110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
7	100	40	10.05	1581.29	-1.29	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
8	100	40	10.05	1581.29	-1.15	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
9	100	40	10.05	1581.29	-1.01	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
10	100	40	10.05	1581.29	-0.86	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
11	100	40	10.05	1581.29	-0.71	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
12	100	40	10.05	1581.29	-0.53	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
13	100	40	10.05	1581.29	-0.34	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
14	100	40	10.05	1581.29	-0.18	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
15	100	40	10.05	1581.29	-0.08	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
16	100	40	10.05	1581.29	-0.02	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)
17	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (20)

Sperone

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	10.05	1581.29	4.64	110.47	0.000000	0.00	0.000 (20)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (21)
2	100	45	10.05	1780.00	0.00	139.49	0.000000	0.00	0.000 (21)
3	100	45	10.05	1780.00	0.00	139.57	0.000000	0.00	0.000 (21)
4	100	45	10.05	1780.00	0.02	139.65	0.000000	0.00	0.000 (21)
5	100	45	10.05	1780.00	0.04	139.73	0.000000	0.00	0.000 (21)
6	100	45	10.05	1780.00	0.07	139.81	0.000000	0.00	0.000 (21)
7	100	45	10.05	1780.00	0.12	139.89	0.000000	0.00	0.000 (21)
8	100	45	10.05	1780.00	0.20	139.97	0.000000	0.00	0.000 (21)
9	100	45	10.05	1780.00	0.29	140.05	0.000000	0.00	0.000 (21)
10	100	45	10.05	1780.00	0.42	140.12	0.000000	0.00	0.000 (21)
11	100	45	10.05	1780.00	0.57	140.21	0.000000	0.00	0.000 (21)
12	100	45	10.05	1780.00	0.76	140.29	0.000000	0.00	0.000 (21)
13	100	45	10.05	1780.00	0.99	140.37	0.000000	0.00	0.000 (21)
14	100	45	10.05	1780.00	1.25	140.44	0.000000	0.00	0.000 (21)
15	100	45	10.05	1780.00	1.56	140.53	0.000000	0.00	0.000 (21)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (21)
2	100	40	10.05	1581.29	0.04	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
3	100	40	10.05	1581.29	0.15	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
4	100	40	10.05	1581.29	0.35	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
5	100	40	10.05	1581.29	0.65	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
6	100	40	10.05	1581.29	1.06	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
7	100	40	10.05	1581.29	1.20	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
8	100	40	10.05	1581.29	0.97	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
9	100	40	10.05	1581.29	0.75	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
10	100	40	10.05	1581.29	0.55	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
11	100	40	10.05	1581.29	0.38	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
12	100	40	10.05	1581.29	0.26	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
13	100	40	10.05	1581.29	0.19	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
14	100	40	10.05	1581.29	0.12	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
15	100	40	10.05	1581.29	0.06	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
16	100	40	10.05	1581.29	0.02	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)
17	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (21)

Sperone

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	10.05	1581.29	4.55	110.47	0.000000	0.00	0.000 (21)

10.4.5 Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]	
1	Dritto inferiore	5	16.00	2.58	0.0399	0.1997		
2	Dritto superiore	5	16.00	2.58	0.0399	0.1997		
3	Ripartitore	4	12.00	1.00	0.0087	0.0348		
4	Gancio	5	12.00	0.47	0.0041	0.0205		
Totale al metro							0.4772	0.59
Totale							0.4547	0.59

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]	
1	Dritto superiore	5	16.00	2.96	0.0459	0.2294		
2	Dritto inferiore	5	16.00	2.96	0.0459	0.2294		
3	Ripartitore	4	12.00	1.00	0.0087	0.0348		
Totale al metro							0.5284	0.88
Totale							0.4936	0.88

Sperone

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]	
1	Dritto superiore	5	16.00	1.62	0.0251	0.1255		
2	Dritto inferiore	5	16.00	1.62	0.0251	0.1255		
Totale al metro							0.2511	0.00
Totale							0.2511	0.00

11 VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 2)

La tipologia 2 fa riferimento a tutti i muri di fondazioni per le barriere fonoassorbenti situate su rilevato. In questo caso, i carichi agenti sul muro saranno il peso proprio del muro e del terreno, la spinta del terreno a monte, la sovraspinta sismica del terreno, le forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera e il vento.

11.1 MODELLO MURO

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 1.00 [m]

Paramento

Materiale C32/40

Altezza paramento 1.00 [m]

Altezza paramento libero 1.00 [m]

Spessore in sommità 0.45 [m]

Spessore all'attacco con la fondazione 0.45 [m]

Inclinazione paramento esterno 0.00 [°]

Inclinazione paramento interno 0.00 [°]

Fondazione

Materiale C32/40

Lunghezza mensola di valle 0.43 [m]

Lunghezza mensola di monte 0.93 [m]

Lunghezza totale 1.80 [m]

Inclinazione piano di posa 0.00 [°]

Spessore 0.40 [m]

Spessore magrone 0.00 [m]

Sperone

Posizione Monte

Distanza dal tacco della fondazione 0.00 [m]

Altezza 0.40 [m]

Spessore 0.40 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO

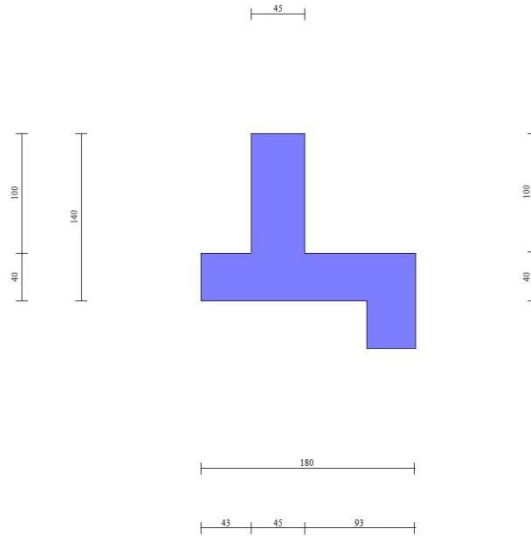


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

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	23.330	0	0	---	---
2	p	18.0000	18.0000	22.500	15.000	15	7	---	---
3	vs1	18.0000	18.0000	41.000	27.330	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /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')

$K_{st,sta}$, $K_{st,sis}$ Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ³]	Ks	Cesp	$K_{st,sta}$	$K_{st,sis}$
1	5.00	0.000	RILEVATO	---	---	---	0.000	0.000

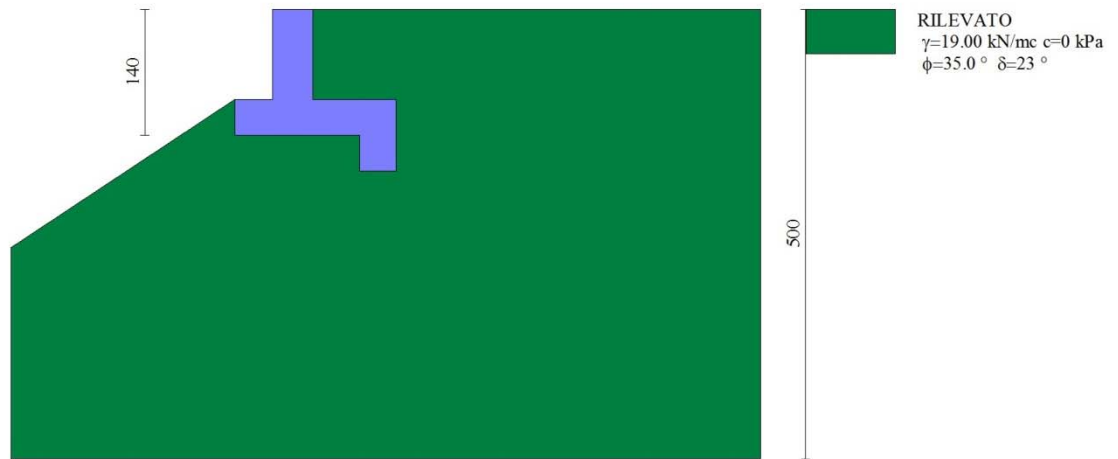


Fig. 2 - Stratigrafia

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 (Vento +) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=0.00$

Indice di raggruppamento **1**

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	4.5600	0.0000	9.1200				

RELAZIONE DI CALCOLO

Condizione n° 2 (Vento -) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=0.00$

Indice di raggruppamento **2**

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	-4.5600	0.0000	-19.1200				

Normativa

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008 (D.M. 14.01.2008) - Approccio 2 + Circolare
C.S.LL.PP. 02/02/2009 n.617

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche			
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.30	1.10	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{O, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{O, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{OT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{OT, sfav}$	1.50	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	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso nell'unità di volume	γ_s	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	--	--	1.00	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

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 caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

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

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

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

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
Vento +	1.50	1.00	Sfavorevole
Vento -	1.50	0.60	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
Vento +	1.50	0.60	Sfavorevole
Vento -	1.50	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
Vento +	1.30	1.00	Sfavorevole
Vento -	1.30	0.60	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
Vento +	1.30	0.60	Sfavorevole
Vento -	1.30	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

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Vento +	1.50	1.00	Sfavorevole
Vento -	1.50	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Vento +	1.50	0.60	Sfavorevole
Vento -	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU 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 H - V

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

Combinazione n° 13 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento +	1.00	1.00	Sfavorevole
Vento -	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento +	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEQ

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

Combinazione n° 16 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento +	1.00	0.60	Sfavorevole
Vento -	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento -	1.00	0.20	Sfavorevole

Dati sismici

Comune Vizzini
Provincia Catania
Regione Sicilia
Latitudine 37.131500
Longitudine 14.512900
Indice punti di interpolazione 49633 - 49634 - 49412 - 49411
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_0	[m/s ²]	2.673	0.709
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.272	0.072
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.347	2.510

RELAZIONE DI CALCOLO

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.453	0.292
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.316	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.310	11.116	5.558
Esercizio	0.180	1.951	0.976

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta Coeff. di spinta definiti da strato

Tipo di spinta Spinta attiva

Terreno a bassa permeabilità SI

Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Meyerhof

Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata

Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof

Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna

Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite (0.5ByN_y) Larghezza ridotta (B')

Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

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 NO

Considera terreno sulla fondazione di valle SI

Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD non eseguite. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile

Metodo di calcolo aperture delle fessure Circ. Min. 252 (15/10/96) - NTC 2008 I Formulazione

Calcolo momento fessurazione Apertura

Resistenza a trazione per Flessione

Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$

$w_2=0.30$

$w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	0.60 f_{ck}	0.80 f_{yk}
Frequente	1.00 f_{ck}	1.00 f_{yk}
Quasi permanente	0.45 f_{ck}	1.00 f_{yk}

Risultati per involucro

Spinta e forze

Simbologia adottata

I _c	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]

I _c	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
1	Spinta statica	9.78	23.33	8.98	3.87	0.93	-1.20
	Peso/Inerzia muro			0.00	32.61/0.00	0.02	-1.01
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	17.58/0.00	0.46	-0.50
	Resistenza passiva sperone			-25.97			
	Risultante forze sul muro			2.74	0.00	--	--
3	Spinta statica	7.53	23.33	6.91	2.98	0.93	-1.20
	Incremento di spinta sismica			2.34	1.01	0.93	-0.90
	Peso/Inerzia muro			3.62	32.61/1.81	0.02	-1.01
	Peso/Inerzia terrapieno			1.95	17.58/0.98	0.46	-0.50
	Resistenza passiva sperone			-28.46			

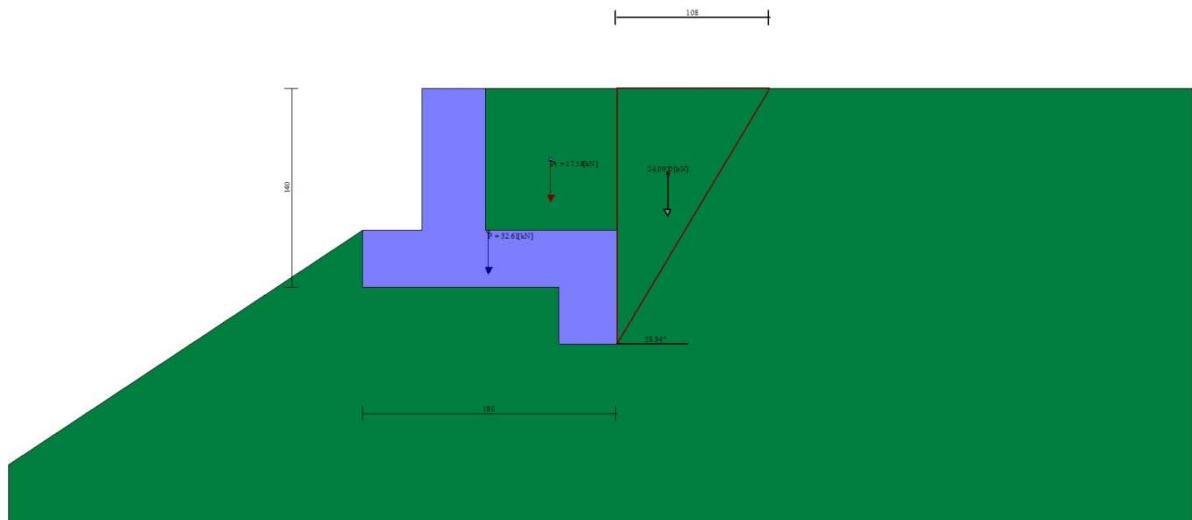


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 1)

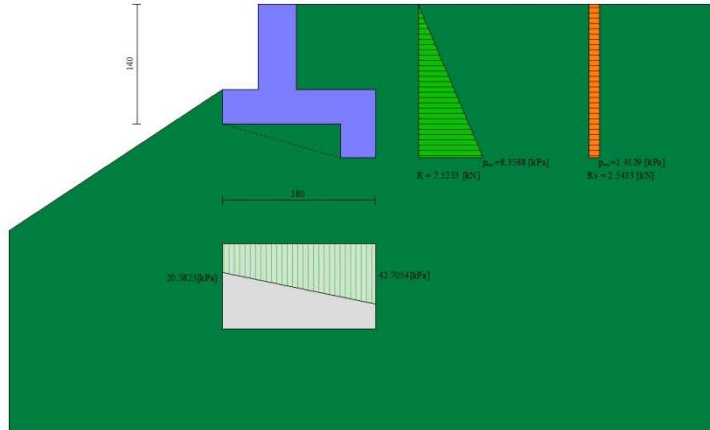


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
M _r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M _s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

I c	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	54.06	11.72	5.63	63.34	-0.168
2 - STR (A1-M1-R3)	54.06	6.25	1.80	84.12	-0.300
3 - STR (A1-M1-R3)	56.96	14.82	5.72	62.96	-0.105
4 - STR (A1-M1-R3)	51.06	14.08	8.29	59.45	-0.102
5 - GEO (A2-M2-R2)	53.26	11.29	5.11	61.44	-0.158
6 - GEO (A2-M2-R2)	53.26	6.54	1.79	79.44	-0.300
7 - GEO (A2-M2-R2)	57.00	17.25	6.33	63.03	-0.095
8 - GEO (A2-M2-R2)	51.09	16.30	8.79	59.50	-0.092
9 - EQU	48.55	12.54	5.79	57.18	-0.158
10 - EQU	48.55	7.07	1.96	77.95	-0.300
11 - EQU	57.00	17.25	6.33	63.03	-0.095
12 - EQU	51.09	16.30	8.79	59.50	-0.092
13 - SLEF	53.16	8.73	3.94	60.56	-0.165
14 - SLEF	53.16	7.82	4.48	58.21	-0.110
15 - SLEQ	53.16	6.91	1.38	58.21	-0.169
16 - SLEF	53.16	5.09	1.38	74.41	-0.300
17 - SLEF	53.16	6.00	1.38	63.31	-0.265

11.2 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)		2.851		4.682			
2 - STR (A1-M1-R3)		5.226		5.303			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.388		4.270			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.279		4.568			
5 - GEO (A2-M2-R2)					1.461		
6 - GEO (A2-M2-R2)					1.461		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.195		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.168		
9 - EQU			9.867				
10 - EQU			39.678				
11 - EQU	H + V		9.953				
12 - EQU	H - V		6.767				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	7.44	0.00	25.97	--	--	33.41	11.72	2.851
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	6.19	0.00	25.90	--	--	32.09	14.08	2.279

Dettagli verifica a scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ncss	Carico sul cuneo di spinta passiva, espresso in [kN]
φ _{RD}	Angolo di rottura passivo, espresso in [°]
Nrpp	Carico residuo sul piano di posa, espresso in [kN]
Lr	Lunghezza base residua, espresso in [m]

n°	Ncss [kN]	φ _{RD}	Nrpp [kN]	Lr [m]
1	36.82	15.950	17.24	0.40
4	36.71	15.950	14.35	0.40

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	54.06	253.12	180.80	4.682
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	56.96	243.21	173.72	4.270

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_r N_c$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '-' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	46.124	0.747	1.154	--	--	--	--	--	--	0.695	1.000
	33.296	0.747	1.077	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.423	1.077	--	--	--	--	--	--		
3	46.124	0.702	1.154	--	--	--	--	--	--	0.759	1.000
	33.296	0.702	1.077	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.340	1.077	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0.40	1.00	0.96	19.00	35.00	0
3	0.40	1.00	0.96	19.00	35.00	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
9 - EQU	57.18	5.79	9.867
12 - EQU H - V	59.50	8.79	6.767

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
----	--------------------------

RELAZIONE DI CALCOLO

C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
5 - GEO (A2-M2-R2)	-1.80; 1.40	4.21	1.461
8 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.80; 1.60	4.37	1.168

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	1.00	0.00	0.00	2.18 - 0.22	65.947	29.256	0	0.0	
2	2.79	0.00	0.00	0.22	60.410	29.256	0	0.0	
3	4.22	0.00	0.00	0.22	54.854	29.256	0	0.0	
4	5.39	0.00	0.00	0.22	49.992	29.256	0	0.0	
5	6.38	0.00	0.00	0.22	45.586	29.256	0	0.0	
6	7.42	0.00	0.00	0.22	41.504	29.256	0	0.0	
7	8.93	0.00	0.00	0.22	37.668	29.256	0	0.0	
8	9.41	0.00	0.00	0.22	34.021	29.256	0	0.0	
9	9.67	0.00	0.00	0.22	30.526	29.256	0	0.0	
10	10.16	0.00	0.00	0.22	27.153	29.256	0	0.0	
11	11.71	0.00	0.00	0.22	23.879	29.256	0	0.0	
12	12.15	0.00	0.00	0.22	20.686	29.256	0	0.0	
13	7.86	0.00	0.00	0.22	17.559	29.256	0	0.0	
14	7.40	0.00	0.00	0.22	14.486	29.256	0	0.0	
15	0.20	0.00	0.00	0.22	11.455	29.256	0	0.0	
16	6.45	0.00	0.00	0.22	8.456	29.256	0	0.0	
17	5.97	0.00	0.00	0.22	5.480	29.256	0	0.0	
18	5.44	0.00	0.00	0.22	2.519	29.256	0	0.0	
19	4.86	0.00	0.00	0.22	-0.435	29.256	0	0.0	
20	4.24	0.00	0.00	0.22	-3.390	29.256	0	0.0	
21	3.57	0.00	0.00	0.22	-6.354	29.256	0	0.0	
22	2.85	0.00	0.00	0.22	-9.336	29.256	0	0.0	
23	2.09	0.00	0.00	0.22	-12.344	29.256	0	0.0	
24	1.27	0.00	0.00	0.22	-15.386	29.256	0	0.0	
25	0.41	0.00	0.00	-3.24 - 0.22	-16.269	29.256	0	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	0.94	0.00	0.00	2.27 - 0.22	64.128	29.256	0	0.0	
2	2.65	0.00	0.00	0.22	59.166	29.256	0	0.0	
3	4.04	0.00	0.00	0.22	53.916	29.256	0	0.0	
4	5.20	0.00	0.00	0.22	49.268	29.256	0	0.0	
5	6.19	0.00	0.00	0.22	45.028	29.256	0	0.0	
6	7.04	0.00	0.00	0.22	41.084	29.256	0	0.0	
7	8.61	0.00	0.00	0.22	37.365	29.256	0	0.0	
8	9.40	0.00	0.00	0.22	33.824	29.256	0	0.0	
9	9.50	0.00	0.00	0.22	30.424	29.256	0	0.0	
10	10.00	0.00	0.00	0.22	27.139	29.256	0	0.0	
11	11.20	0.00	0.00	0.22	23.949	29.256	0	0.0	
12	12.03	0.00	0.00	0.22	20.836	29.256	0	0.0	
13	9.26	0.00	0.00	0.22	17.786	29.256	0	0.0	
14	7.24	0.00	0.00	0.22	14.787	29.256	0	0.0	
15	0.78	0.00	0.00	0.22	11.830	29.256	0	0.0	
16	6.45	0.00	0.00	0.22	8.904	29.256	0	0.0	
17	5.97	0.00	0.00	0.22	6.002	29.256	0	0.0	
18	5.43	0.00	0.00	0.22	3.115	29.256	0	0.0	
19	4.86	0.00	0.00	0.22	0.236	29.256	0	0.0	
20	4.23	0.00	0.00	0.22	-2.643	29.256	0	0.0	
21	3.56	0.00	0.00	0.22	-5.528	29.256	0	0.0	
22	2.85	0.00	0.00	0.22	-8.427	29.256	0	0.0	

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
23	2.08	0.00	0.00	0.22	-11.349	29.256	0	0.0	
24	1.27	0.00	0.00	0.22	-14.300	29.256	0	0.0	
25	0.41	0.00	0.00	-3.21 - 0.22	-15.032	29.256	0	0.0	

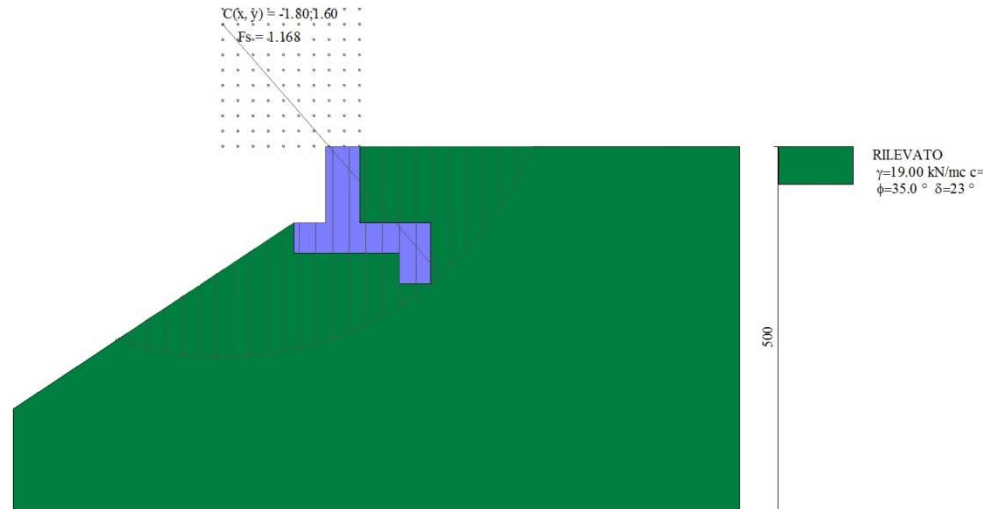


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 8)

11.3 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.

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	-2.74	2.74	-20.47	1.82
2	-0.10	1.04	1.16	-0.89	2.76	-20.61	1.92
3	-0.20	2.08	2.33	-0.83	2.85	-20.50	2.01
4	-0.30	3.13	3.49	-0.72	4.70	-20.15	2.12
5	-0.40	4.17	4.66	-0.57	6.94	-19.57	2.23
6	-0.50	5.21	5.82	-0.38	9.05	-18.77	2.37
7	-0.60	6.25	6.99	-0.14	11.04	-17.76	2.53
8	-0.70	7.29	8.15	0.13	12.91	-16.56	2.71
9	-0.80	8.34	9.32	0.45	14.66	-15.18	2.92
10	-0.90	9.38	10.48	0.82	16.28	-13.63	3.16
11	-1.00	10.42	11.65	1.22	17.78	-11.93	3.45

RELAZIONE DI CALCOLO

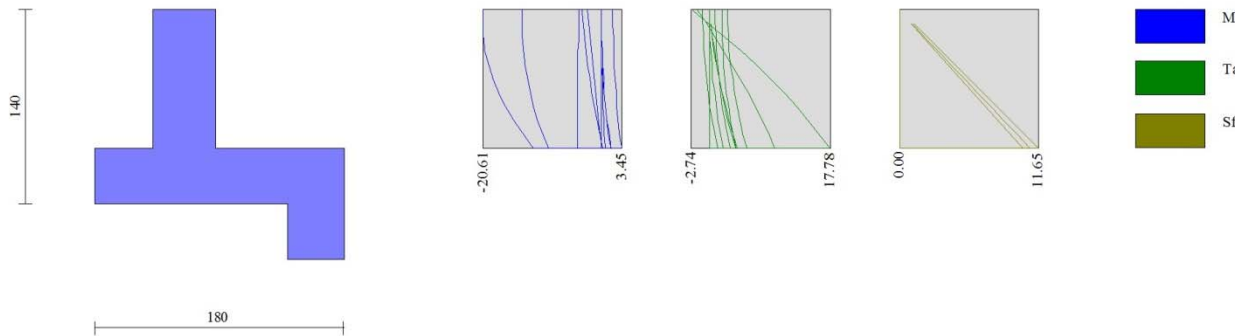


Fig. 8 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-0.79	0.00	0.00	-0.72	0.96	-0.03	0.04
3	-0.71	0.00	0.00	-1.19	2.01	-0.11	0.17
4	-0.62	0.00	0.00	-1.43	3.15	-0.23	0.38
5	-0.54	0.00	0.00	-1.44	4.37	-0.35	0.70
6	-0.45	0.00	0.00	-1.20	5.69	-0.47	1.13
7	0.00	0.00	0.00	-0.52	10.03	-0.32	5.77
8	0.09	0.00	0.00	-0.14	9.90	-0.32	4.85
9	0.19	0.00	0.00	-0.05	9.49	-0.32	3.95
10	0.28	0.00	0.00	-0.21	8.79	-0.31	3.10
11	0.37	0.00	0.00	-0.47	7.82	-0.28	2.33
12	0.46	0.00	0.00	-0.81	6.56	-0.22	1.67
13	0.55	0.00	0.00	-0.96	5.32	-0.13	1.12
14	0.65	0.00	0.00	-0.58	4.41	-0.06	0.67
15	0.74	0.00	0.00	-0.30	3.22	-0.02	0.32
16	0.83	0.00	0.00	-0.10	1.75	0.00	0.08
17	0.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

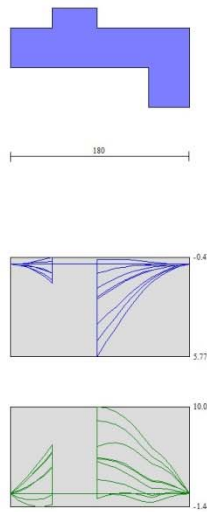


Fig. 9 – Fondazione

11.4 VERIFICHE STRUTTURALI

11.4.1 Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° indice sezione
- B larghezza sezione espresso in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- Afi area ferri inferiori espresso in [cmq]
- Afs area ferri superiori espressa in [cmq]
- M momento agente espressa in [kNm]
- N sforzo normale agente espressa in [kN]
- Mu momento ultimi espresso in [kNm]
- Nu sforzo normale ultimo espressa in [kN]
- FS **fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)**

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	45	10.05	10.05	-20.47	0.00	-149.28	0.00	7.292
2	100	45	10.05	10.05	-20.61	1.10	-150.78	8.07	7.314
3	100	45	10.05	10.05	-20.50	2.21	-152.33	16.39	7.430
4	100	45	10.05	10.05	-20.15	3.31	-153.99	25.29	7.642
5	100	45	10.05	10.05	-19.57	4.41	-155.83	35.15	7.964
6	100	45	10.05	10.05	-18.77	5.52	-157.93	46.42	8.416
7	100	45	10.05	10.05	-17.76	6.62	-160.28	59.74	9.024
8	100	45	10.05	10.05	-16.56	7.72	-163.13	76.07	9.850
9	100	45	10.05	10.05	-15.18	8.83	-166.78	96.95	10.985
10	100	45	10.05	10.05	-13.63	9.93	-171.68	125.02	12.591
11	100	45	10.05	10.05	-11.93	11.03	-178.70	165.25	14.979

RELAZIONE DI CALCOLO

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	100	40	10.05	10.05	0.04	0.00	131.24	0.00	3265.855
3	100	40	10.05	10.05	0.17	0.00	131.24	0.00	791.680
4	100	40	10.05	10.05	0.38	0.00	131.24	0.00	341.492
5	100	40	10.05	10.05	0.70	0.00	131.24	0.00	186.592
6	100	40	10.05	10.05	1.13	0.00	131.24	0.00	116.097
7	100	40	10.05	10.05	3.69	0.00	131.24	0.00	35.587
8	100	40	10.05	10.05	3.17	0.00	131.24	0.00	41.451
9	100	40	10.05	10.05	2.63	0.00	131.24	0.00	49.987
10	100	40	10.05	10.05	2.09	0.00	131.24	0.00	62.728
11	100	40	10.05	10.05	1.59	0.00	131.24	0.00	82.400
12	100	40	10.05	10.05	1.15	0.00	131.24	0.00	113.782
13	100	40	10.05	10.05	0.80	0.00	131.24	0.00	164.799
14	100	40	10.05	10.05	0.49	0.00	131.24	0.00	269.171
15	100	40	10.05	10.05	0.23	0.00	131.24	0.00	560.126
16	100	40	10.05	10.05	0.06	0.00	131.24	0.00	2083.910
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	10.05	10.05	3.95	0.00	131.24	0.00	33.184

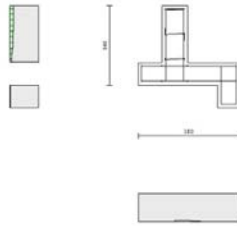


Fig. 1 - Paramento (Inviluppo)

11.4.2 Verifiche a taglio

Simbologia adottata

- n° (o Is) indice sezione
- Y ordinata sezione espressa in [m]
- B larghezza sezione espresso in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- A_{sw} area ferri a taglio espresso in [cmq]
- cotgθ inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
- V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
- V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
- V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0) V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
- T taglio agente espressa in [kN]
- FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

RELAZIONE DI CALCOLO

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	45	0.00	--	0.00	0.00	208.47	2.74	76.197
2	100	45	0.00	--	0.00	0.00	208.62	2.76	75.475
3	100	45	0.00	--	0.00	0.00	208.76	2.85	73.294
4	100	45	0.00	--	0.00	0.00	208.90	4.70	44.422
5	100	45	0.00	--	0.00	0.00	209.05	6.94	30.132
6	100	45	0.00	--	0.00	0.00	209.19	9.05	23.114
7	100	45	0.00	--	0.00	0.00	209.33	11.04	18.959
8	100	45	0.00	--	0.00	0.00	209.48	12.91	16.226
9	100	45	0.00	--	0.00	0.00	209.62	14.66	14.302
10	100	45	0.00	--	0.00	0.00	209.77	16.28	12.884
11	100	45	0.00	--	0.00	0.00	209.91	17.78	11.803

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	0.00	100.000
2	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	-0.96	203.981
3	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	-2.01	97.483
4	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	-3.15	62.239
5	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	-4.37	44.784
6	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	-5.69	34.429
7	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	5.44	35.999
8	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	5.79	33.833
9	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	5.85	33.470
10	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	5.63	34.793
11	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	5.12	38.245
12	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	4.33	45.258
13	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	3.54	55.285
14	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	3.09	63.482
15	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	2.34	83.618
16	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	1.31	149.069
17	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	0.00	100.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0.00	--	0.00	0.00	195.89	14.82	13.215

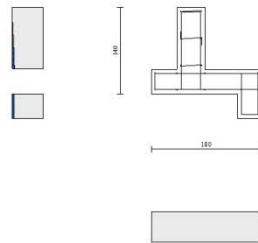


Fig. 2 - Paramento (Inviluppo)

11.4.3 Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	-13.65	0.00	801 (16)	2956 (16)	38893 (16)
2	100	45	10.05	10.05	-13.76	1.10	808 (16)	3085 (16)	38654 (16)
3	100	45	10.05	10.05	-13.74	2.21	807 (16)	3184 (16)	38029 (16)
4	100	45	10.05	10.05	-13.58	3.31	798 (16)	3253 (16)	37034 (16)
5	100	45	10.05	10.05	-13.31	4.41	782 (16)	3293 (16)	35682 (16)
6	100	45	10.05	10.05	-12.91	5.52	759 (16)	3306 (16)	33990 (16)
7	100	45	10.05	10.05	-12.39	6.62	729 (16)	3292 (16)	31971 (16)
8	100	45	10.05	10.05	-11.77	7.72	692 (16)	3252 (16)	29642 (16)
9	100	45	10.05	10.05	-11.04	8.83	648 (16)	3186 (16)	27017 (16)
10	100	45	10.05	10.05	-10.21	9.93	599 (16)	3094 (16)	24114 (16)
11	100	45	10.05	10.05	-9.29	11.03	544 (16)	2975 (16)	20949 (16)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)
2	100	40	10.05	10.05	-0.03	0.00	2 (16)	48 (13)	106 (16)
3	100	40	10.05	10.05	-0.11	0.00	9 (16)	215 (13)	379 (16)
4	100	40	10.05	10.05	-0.23	0.00	17 (16)	538 (13)	753 (16)
5	100	40	10.05	10.05	-0.35	0.00	26 (16)	1054 (13)	1161 (16)
6	100	40	10.05	10.05	-0.47	0.00	40 (13)	1799 (13)	1537 (16)
7	100	40	10.05	10.05	5.77	0.00	428 (16)	19047 (16)	1208 (16)
8	100	40	10.05	10.05	4.85	0.00	360 (16)	15999 (16)	1014 (16)
9	100	40	10.05	10.05	3.95	0.00	293 (16)	13035 (16)	826 (16)
10	100	40	10.05	10.05	3.10	0.00	230 (16)	10239 (16)	649 (16)
11	100	40	10.05	10.05	2.33	0.00	173 (16)	7697 (16)	488 (16)
12	100	40	10.05	10.05	1.67	0.00	124 (16)	5495 (16)	348 (16)
13	100	40	10.05	10.05	1.12	0.00	83 (16)	3705 (16)	235 (16)
14	100	40	10.05	10.05	0.67	0.00	50 (16)	2213 (16)	140 (16)
15	100	40	10.05	10.05	0.32	0.00	23 (16)	1041 (16)	66 (16)
16	100	40	10.05	10.05	0.08	0.00	6 (16)	274 (16)	17 (16)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (13)	0 (13)	0 (13)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	2.67	0.00	198 (13)	8795 (13)	558 (13)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	-3.82	0.00	225 (17)	5198 (14)	10897 (17)
2	100	45	10.05	10.05	-3.91	1.10	230 (17)	4903 (14)	10596 (17)
3	100	45	10.05	10.05	-4.00	2.21	235 (17)	4630 (14)	10287 (17)
4	100	45	10.05	10.05	-4.08	3.31	240 (17)	4391 (14)	9957 (17)
5	100	45	10.05	10.05	-4.14	4.41	243 (17)	4199 (14)	9596 (17)
6	100	45	10.05	10.05	-4.19	5.52	245 (17)	4064 (14)	9192 (17)
7	100	45	10.05	10.05	-4.22	6.62	246 (17)	3997 (14)	8734 (17)
8	100	45	10.05	10.05	-4.22	7.72	244 (17)	4007 (14)	8210 (17)
9	100	45	10.05	10.05	-4.19	8.83	241 (17)	4103 (14)	7610 (17)
10	100	45	10.05	10.05	-4.13	9.93	236 (17)	4294 (14)	6926 (17)
11	100	45	10.05	10.05	-4.02	11.03	227 (17)	4590 (14)	6151 (17)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (14)	0 (14)	0 (14)
2	100	40	10.05	10.05	-0.02	0.00	2 (14)	110 (14)	66 (17)
3	100	40	10.05	10.05	-0.07	0.00	10 (14)	455 (14)	224 (17)
4	100	40	10.05	10.05	-0.13	0.00	24 (14)	1059 (14)	416 (17)
5	100	40	10.05	10.05	-0.18	0.00	44 (14)	1949 (14)	583 (17)
6	100	40	10.05	10.05	-0.20	0.00	71 (14)	3147 (14)	666 (17)
7	100	40	10.05	10.05	4.80	0.00	356 (17)	15829 (17)	1004 (17)
8	100	40	10.05	10.05	4.02	0.00	298 (17)	13257 (17)	841 (17)
9	100	40	10.05	10.05	3.26	0.00	242 (17)	10760 (17)	682 (17)
10	100	40	10.05	10.05	2.55	0.00	189 (17)	8415 (17)	534 (17)
11	100	40	10.05	10.05	1.91	0.00	142 (17)	6297 (17)	399 (17)
12	100	40	10.05	10.05	1.36	0.00	101 (17)	4481 (17)	284 (17)
13	100	40	10.05	10.05	0.92	0.00	68 (17)	3029 (17)	192 (17)
14	100	40	10.05	10.05	0.55	0.00	41 (17)	1817 (17)	115 (17)
15	100	40	10.05	10.05	0.26	0.00	19 (17)	858 (17)	54 (17)
16	100	40	10.05	10.05	0.07	0.00	5 (17)	227 (17)	14 (17)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (14)	0 (14)	0 (14)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	2.75	0.00	204 (14)	9067 (14)	575 (14)

RELAZIONE DI CALCOLO

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (15)	0 (15)	0 (15)
2	100	45	10.05	10.05	0.00	1.10	2 (15)	34 (15)	35 (15)
3	100	45	10.05	10.05	0.01	2.21	5 (15)	67 (15)	71 (15)
4	100	45	10.05	10.05	0.02	3.31	7 (15)	98 (15)	109 (15)
5	100	45	10.05	10.05	0.05	4.41	10 (15)	125 (15)	151 (15)
6	100	45	10.05	10.05	0.09	5.52	14 (15)	147 (15)	198 (15)
7	100	45	10.05	10.05	0.15	6.62	18 (15)	163 (15)	250 (15)
8	100	45	10.05	10.05	0.24	7.72	23 (15)	172 (15)	310 (15)
9	100	45	10.05	10.05	0.37	8.83	28 (15)	173 (15)	379 (15)
10	100	45	10.05	10.05	0.52	9.93	35 (15)	163 (15)	457 (15)
11	100	45	10.05	10.05	0.71	11.03	42 (15)	143 (15)	546 (15)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (15)	0 (15)	0 (15)
2	100	40	10.05	10.05	0.01	0.00	1 (15)	43 (15)	0 (1)
3	100	40	10.05	10.05	0.06	0.00	4 (15)	198 (15)	13 (15)
4	100	40	10.05	10.05	0.15	0.00	11 (15)	502 (15)	32 (15)
5	100	40	10.05	10.05	0.30	0.00	22 (15)	992 (15)	63 (15)
6	100	40	10.05	10.05	0.52	0.00	38 (15)	1705 (15)	108 (15)
7	100	40	10.05	10.05	2.14	0.00	159 (15)	7065 (15)	448 (15)
8	100	40	10.05	10.05	1.75	0.00	130 (15)	5788 (15)	367 (15)
9	100	40	10.05	10.05	1.38	0.00	103 (15)	4567 (15)	290 (15)
10	100	40	10.05	10.05	1.05	0.00	78 (15)	3450 (15)	219 (15)
11	100	40	10.05	10.05	0.75	0.00	56 (15)	2484 (15)	158 (15)
12	100	40	10.05	10.05	0.52	0.00	39 (15)	1719 (15)	109 (15)
13	100	40	10.05	10.05	0.36	0.00	27 (15)	1189 (15)	75 (15)
14	100	40	10.05	10.05	0.22	0.00	17 (15)	741 (15)	47 (15)
15	100	40	10.05	10.05	0.11	0.00	8 (15)	361 (15)	23 (15)
16	100	40	10.05	10.05	0.03	0.00	2 (15)	98 (15)	6 (15)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (15)	0 (15)	0 (15)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	2.66	0.00	197 (15)	8776 (15)	556 (15)

11.4.4 Verifica fessurazione

Simbologia adottata

n° indice sezione
Y ordinata sezione espressa in [m]
B larghezza sezione espressa in [cm]

H	altezza sezione espressa in [cm]
Af	area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff	area efficace espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
Mpf	momento di formazione/apertura fessure espressa in [kNm]
ε	deformazione espresso in %
Sm	spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w	apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	45	10.05	1799.11	1.82	137.79	0.000000	0.00	0.000 (14)
2	100	45	10.05	1798.59	1.92	137.88	0.000000	0.00	0.000 (14)
3	100	45	10.05	1798.08	2.01	137.96	0.000000	0.00	0.000 (14)
4	100	45	10.05	1797.57	2.12	138.05	0.000000	0.00	0.000 (14)
5	100	45	10.05	1797.06	2.23	138.13	0.000000	0.00	0.000 (14)
6	100	45	10.05	1796.55	2.37	138.22	0.000000	0.00	0.000 (14)
7	100	45	10.05	1796.04	2.53	138.30	0.000000	0.00	0.000 (14)
8	100	45	10.05	1795.53	2.71	138.39	0.000000	0.00	0.000 (14)
9	100	45	10.05	1795.02	2.92	138.47	0.000000	0.00	0.000 (14)
10	100	45	10.05	1794.51	3.16	138.56	0.000000	0.00	0.000 (14)
11	100	45	10.05	1793.99	3.45	138.65	0.000000	0.00	0.000 (14)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (14)
2	100	40	10.05	1581.29	0.03	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
3	100	40	10.05	1581.29	0.14	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
4	100	40	10.05	1581.29	0.32	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
5	100	40	10.05	1581.29	0.59	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
6	100	40	10.05	1581.29	0.95	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
7	100	40	10.05	1581.29	0.53	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
8	100	40	10.05	1581.29	0.38	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
9	100	40	10.05	1581.29	0.24	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
10	100	40	10.05	1581.29	0.13	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
11	100	40	10.05	1581.29	0.05	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
12	100	40	10.05	1581.29	0.01	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
13	100	40	10.05	1581.29	0.02	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
14	100	40	10.05	1581.29	0.03	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
15	100	40	10.05	1581.29	0.02	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
16	100	40	10.05	1581.29	0.01	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)
17	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (14)

Sperone

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	10.05	1581.29	2.75	108.94	0.000000	0.00	0.000 (14)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (15)
2	100	45	10.05	1798.59	0.00	137.88	0.000000	0.00	0.000 (15)
3	100	45	10.05	1798.08	0.01	137.96	0.000000	0.00	0.000 (15)
4	100	45	10.05	1797.57	0.02	138.05	0.000000	0.00	0.000 (15)
5	100	45	10.05	1797.06	0.05	138.14	0.000000	0.00	0.000 (15)
6	100	45	10.05	1796.55	0.09	138.22	0.000000	0.00	0.000 (15)
7	100	45	10.05	1796.04	0.15	138.30	0.000000	0.00	0.000 (15)
8	100	45	10.05	1795.53	0.24	138.39	0.000000	0.00	0.000 (15)
9	100	45	10.05	1795.02	0.37	138.47	0.000000	0.00	0.000 (15)
10	100	45	10.05	1794.51	0.52	138.56	0.000000	0.00	0.000 (15)
11	100	45	10.05	1793.99	0.71	138.64	0.000000	0.00	0.000 (15)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (15)
2	100	40	10.05	1581.29	0.01	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
3	100	40	10.05	1581.29	0.06	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
4	100	40	10.05	1581.29	0.15	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
5	100	40	10.05	1581.29	0.30	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
6	100	40	10.05	1581.29	0.52	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
7	100	40	10.05	1581.29	2.14	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
8	100	40	10.05	1581.29	1.75	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
9	100	40	10.05	1581.29	1.38	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
10	100	40	10.05	1581.29	1.05	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
11	100	40	10.05	1581.29	0.75	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
12	100	40	10.05	1581.29	0.52	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
13	100	40	10.05	1581.29	0.36	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
14	100	40	10.05	1581.29	0.22	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
15	100	40	10.05	1581.29	0.11	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
16	100	40	10.05	1581.29	0.03	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)
17	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (15)

Sperone

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ϵ [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	10.05	1581.29	2.66	108.94	0.000000	0.00	0.000 (15)

11.4.5 Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto inferiore	5	16.00	2.28	0.0353	0.1765	
2	Diritto superiore	5	16.00	2.28	0.0353	0.1765	
3	Ripartitore	3	12.00	1.00	0.0087	0.0261	
4	Gancio	4	12.00	0.43	0.0037	0.0149	
Totale al metro						0.4126	0.45
Totale						0.3939	0.45

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto superiore	5	16.00	2.94	0.0456	0.2278	
2	Diritto inferiore	5	16.00	2.94	0.0456	0.2278	
3	Ripartitore	4	12.00	1.00	0.0087	0.0348	
Totale al metro						0.5253	0.88
Totale						0.4905	0.88

Sperone

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto superiore	5	16.00	1.61	0.0250	0.1248	
2	Diritto inferiore	5	16.00	1.61	0.0250	0.1248	
Totale al metro						0.2495	0.00
Totale						0.2495	0.00

12 VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 3)

La tipologia 3 fa riferimento ai muri spartitraffico tra viabilità principale e secondaria (OS01). In questo caso, i carichi agenti sul muro saranno il peso proprio del muro e del terreno, la spinta del terreno a monte, la sovraspinta sismica del terreno, le forze di inerzia della struttura e del terreno solidale con l'opera, il vento e l'azione d'urto associata allo schema di carico 2.

12.1 MODELLO MURO

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro 1.00 [m]

Paramento

Materiale C32/40

Altezza paramento 1.50 [m]

Altezza paramento libero 1.20 [m]

Spessore in sommità 0.45 [m]

Spessore all'attacco con la fondazione 0.45 [m]

Inclinazione paramento esterno 0.00 [°]

Inclinazione paramento interno 0.00 [°]

Fondazione

Materiale C32/40

Lunghezza mensola di valle 0.92 [m]

Lunghezza mensola di monte 0.43 [m]

Lunghezza totale 1.80 [m]

Inclinazione piano di posa 0.00 [°]

Spessore 0.40 [m]

Spessore magrone 0.00 [m]

Sperone

Posizione Valle

Distanza dal tacco della fondazione 1.40 [m]

Altezza 0.40 [m]

Spessore 0.40 [m]

RELAZIONE DI CALCOLO

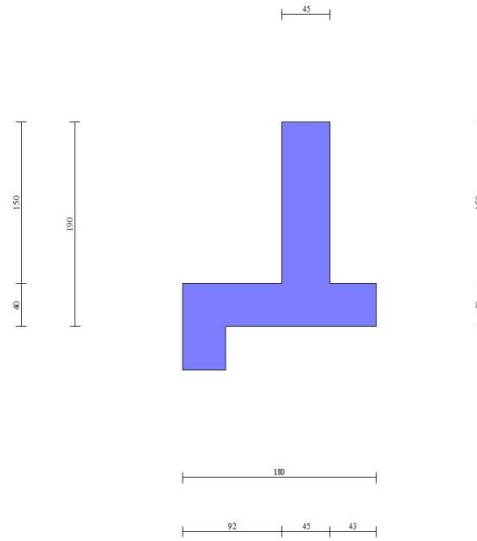


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

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	23.330	0	0	---	---
2	p	18.0000	18.0000	22.500	15.000	15	7	---	---
3	vs1	18.0000	18.0000	41.000	27.330	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

- n° Indice dello strato
- H Spessore dello strato espresso in [m]
- α Inclinazione espressa in [°]
- Terreno Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

- K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
- K_s 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')

$K_{st,sta}$, $K_{st,sis}$ Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	K_w [Kg/cm ²]	K_s	Cesp	$K_{st,sta}$	$K_{st,sis}$
1	1.90	0.000	RILEVATO	---	---	---	0.000	0.000
2	3.00	0.000	p	---	---	---	0.000	0.000

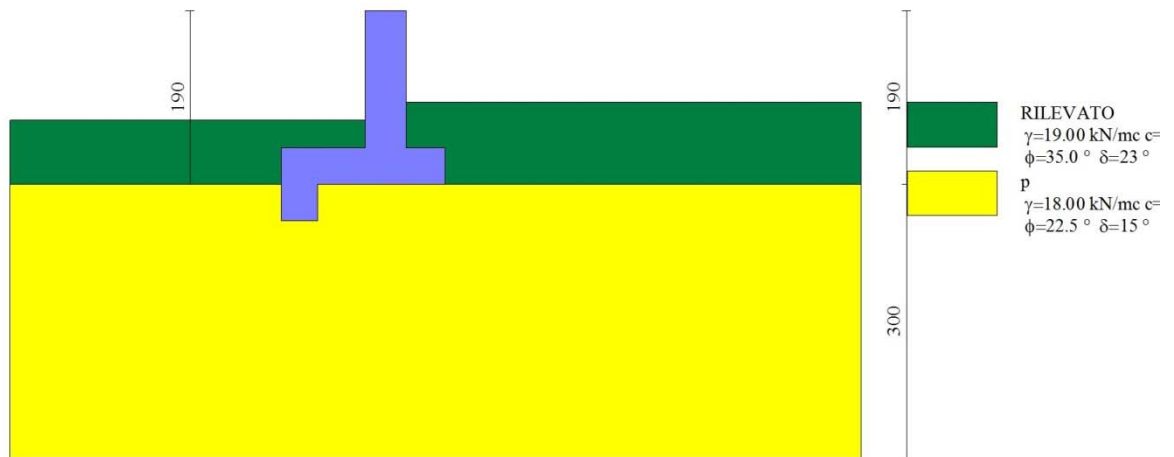


Fig. 2 - Stratigrafia

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 (Urto da dx (schema di carico 2)) - ECCEZIONALE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Concentrato	Paramento	0.00; 0.00	100.0000	0.0000	0.0000				

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	F_x	F_y	M	X_i	X_f	Q_i	Q_f
----	------	---	-------	-------	---	-------	-------	-------	-------

RELAZIONE DI CALCOLO

		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]	[m]	[m]	[kN]	[kN]
1	Distribuito					0.00	1.40	124.2200	124.2200

Condizione n° 2 (Urto da sx (schema di carico 2)) - 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	-0.45; -0.20	-100.0000	0.0000	0.0000				

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X [m]	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					-1.85	-0.45	124.2200	124.2200

Condizione n° 3 (Vento+) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=1.00$

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; -0.50	1.1400	0.0000	0.0000				

Condizione n° 4 (vento-) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60$ - $\Psi_1=0.20$ - $\Psi_2=1.00$

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	-0.45; -0.60	-1.3680	0.0000	0.0000				

Normativa

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008 (D.M. 14.01.2008) - Approccio 2 + Circolare C.S.LL.PP. 02/02/2009 n.617

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche			
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1, fav}$	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1, sfav}$	1.30	1.10	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	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	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{Q, sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{OT, fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{OT, sfav}$	1.50	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	1.25

RELAZIONE DI CALCOLO

Parametro		Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso nell'unità di volume	γ_v	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	--	--	1.00	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

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 caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

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

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

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

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

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
Vento+	1.50	1.00	Sfavorevole
vento-	1.50	0.60	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
Vento+	1.50	0.60	Sfavorevole
vento-	1.50	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
Vento+	1.30	1.00	Sfavorevole
vento-	1.30	0.60	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
Vento+	1.30	0.60	Sfavorevole
vento-	1.30	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
------------	----------	--------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO

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

Combinazione n° 9 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Vento+	1.50	1.00	Sfavorevole
vento-	1.50	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
Vento+	1.50	0.60	Sfavorevole
vento-	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU 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 H - V

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

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto da dx (schema di carico 2)	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Urto da sx (schema di carico 2)	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	1.00	Sfavorevole
vento-	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
------------	----------	--------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	0.20	Sfavorevole
vento-	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLEQ

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

Combinazione n° 18 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	0.60	Sfavorevole
vento-	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 19 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	1.00	Sfavorevole
vento-	1.00	0.20	Sfavorevole

Dati sismici

Comune **Vizzini**
 Provincia **Catania**
 Regione **Sicilia**
 Latitudine **37.131500**
 Longitudine **14.512900**
 Indice punti di interpolazione **49633 - 49634 - 49412 - 49411**
 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_q	[m/s ²]	2.673	0.709
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]	0.272	0.072
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0		2.347	2.510
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*		0.453	0.292
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.316
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_n	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.310	11.116	5.558
Esercizio	0.180	1.951	0.976

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta Coeff. di spinta definiti da strato

Tipo di spinta Spinta attiva

Terreno a bassa permeabilità NO

Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Terzaghi

Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata

Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof

Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna

Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_{\gamma}$) Larghezza ridotta (B')

Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

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 NO

Considera terreno sulla fondazione di valle SI

Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite Ultimo (SLU)

	SLU	Eccezionale
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50	1.00
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15	1.00
Fattore di riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00	1.00

Specifiche per le verifiche nelle combinazioni allo Stato Limite di Esercizio (SLE)

Paramento e fondazione muro

Verifiche strutturali nelle combinazioni SLD non eseguite. Struttura in classe d'uso III o IV

Condizioni ambientali Aggressive
Armatura ad aderenza migliorata SI

Verifica a fessurazione

Sensibilità armatura Poco sensibile

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/96) - NTC 2008 I Formulazione

Calcolo momento fessurazione Apertura

Resistenza a trazione per Flessione

Valori limite aperture delle fessure: $w_1=0.20$

$w_2=0.30$

$w_3=0.40$

Verifica delle tensioni

Valori limite delle tensioni nei materiali:

Combinazione	Calcestruzzo	Acciaio
Rara	$0.60 f_{ck}$	$0.80 f_{yk}$
Frequente	$1.00 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$
Quasi permanente	$0.45 f_{ck}$	$1.00 f_{yk}$

Risultati per involucro

Spinta e forze

Simbologia adottata

I _c	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]

I _c	A	V [kN]	I [°]	C _x [kN]	C _y [kN]	P _x [m]	P _y [m]
13	Spinta statica	29.21	23.33	26.82	11.57	0.43	-1.46
	Peso/Inerzia muro			0.00	38.12/0.00	-0.44	-1.33
	Peso/Inerzia terrapieno			0.00	57.50/0.00	0.21	-1.25
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0.00	5.24	-0.91	-1.35
	Resistenza passiva sperone			-6.10			
	Risultante forze sul muro			100.00	0.00	--	--
3	Spinta statica	1.88	23.33	1.73	0.75	0.43	-1.60
	Incremento di spinta sismica		0.64	0.58	0.25	0.43	-1.45
	Peso/Inerzia muro			4.24	38.12/2.12	-0.44	-1.33
	Peso/Inerzia terrapieno			0.45	4.09/0.23	0.21	-1.25
	Peso/Inerzia terreno sulla fondazione di valle			0.58	5.24	-0.91	-1.35
	Resistenza passiva sperone			-6.10			

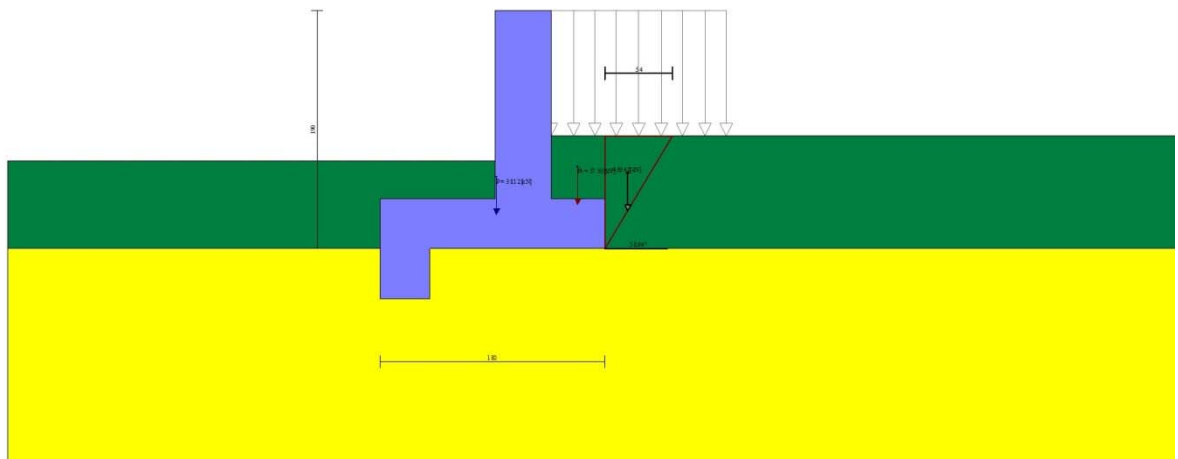


Fig. 3 - Cuneo di spinta (combinazione statica) (Combinazione n° 13)

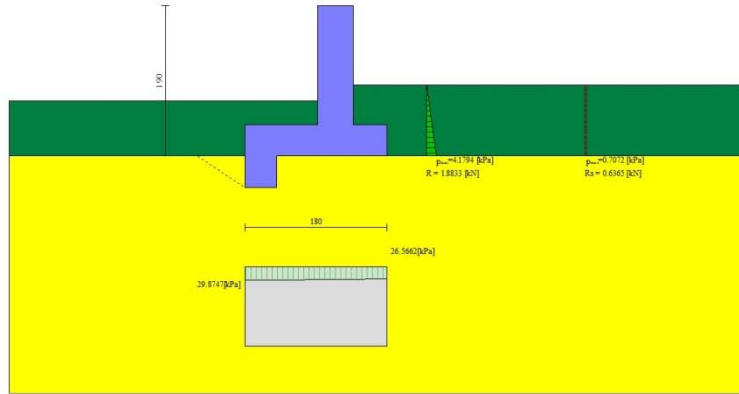


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
M _r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M _s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

I c	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	48.42	2.73	1.47	46.25	-0.025
2 - STR (A1-M1-R3)	48.42	1.22	0.68	47.48	-0.067
3 - STR (A1-M1-R3)	50.80	7.59	3.82	48.64	0.018
4 - STR (A1-M1-R3)	46.03	7.40	6.08	46.16	0.029
5 - GEO (A2-M2-R2)	48.22	2.65	1.36	45.89	-0.024
6 - GEO (A2-M2-R2)	48.22	1.34	0.67	46.96	-0.060
7 - GEO (A2-M2-R2)	50.81	8.20	4.02	48.66	0.021
8 - GEO (A2-M2-R2)	46.03	7.96	6.25	46.17	0.033
9 - EQU	43.55	2.93	1.53	41.58	-0.020
10 - EQU	43.55	1.43	0.74	42.81	-0.066
11 - EQU	50.81	8.20	4.02	48.66	0.021
12 - EQU	46.03	7.96	6.25	46.17	0.033
13 - ECC	112.43	126.82	201.81	149.99	1.361
14 - ECC	162.48	-98.27	0.52	268.42	-0.300
15 - SLER	48.20	2.05	1.05	45.85	-0.030
16 - SLEF	48.20	0.59	0.52	47.31	-0.071
17 - SLEQ	48.20	1.50	0.52	46.03	-0.044
18 - SLER	48.20	1.05	0.52	46.67	-0.058
19 - SLEF	48.20	2.60	1.76	45.85	-0.015

12.2 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)		11.946		10.386			
2 - STR (A1-M1-R3)		26.655		9.504			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	4.377		10.110			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	4.313		10.808			
5 - GEO (A2-M2-R2)					9.090		
6 - GEO (A2-M2-R2)					9.090		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				4.977		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				4.971		
9 - EQU			27.158				
10 - EQU			58.038				
11 - EQU	H + V		12.112				
12 - EQU	H - V		7.388				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	26.47	0.00	6.10	--	--	32.58	2.73	11.946
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	25.83	0.00	6.10	--	--	31.93	7.40	4.313

Dettagli verifica a scorrimento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ncss	Carico sul cuneo di spinta passiva, espresso in [kN]
φ _{RP}	Angolo di rottura passivo, espresso in [°]
Nrpp	Carico residuo sul piano di posa, espresso in [kN]
Lr	Lunghezza base residua, espresso in [m]

n°	Ncss [kN]	φ _{RP}	Nrpp [kN]	Lr [m]
1	0.00	33.750	48.42	1.80
4	0.00	33.750	46.03	1.80

Verifica a carico limite

RELAZIONE DI CALCOLO

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
2 - STR (A1-M1-R3)	48.42	460.21	328.72	9.504
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	50.80	513.55	366.82	10.110

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5ByN _y viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo "--" sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Terzaghi).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
2	20.992	--	--	--	--	1.300	--	--	--	0.808	1.000
	9.695	--	--	--	--	1.000	--	--			
	5.329	--	--	--	--	0.800	--	--			
3	20.992	--	--	--	--	1.300	--	--	--	0.901	1.000
	9.695	--	--	--	--	1.000	--	--			
	5.329	--	--	--	--	0.800	--	--			

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
2	0.70	1.00	0.21	18.00	22.50	15
3	0.70	1.00	0.21	18.00	22.50	15

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
9 - EQU	41.58	1.53	27.158
12 - EQU H - V	46.17	6.25	7.388

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

Ic	C	R	FS
	[m]	[m]	
5 - GEO (A2-M2-R2)	-1.20; 0.00	2.51	9.090
8 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.40; 1.20	3.61	4.971

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	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	0.56	0.00	0.00	1.12 - 0.18	60.878	29.256	0	0.0	
2	1.56	0.00	0.00	0.18	54.597	29.256	0	0.0	
3	2.35	0.00	0.00	0.18	47.937	29.256	0	0.0	
4	2.92	0.00	0.00	0.18	42.063	29.256	0	0.0	
5	3.87	0.00	0.00	0.18	36.697	18.334	12	0.0	
6	4.28	0.00	0.00	0.18	31.687	18.334	12	0.0	
7	8.78	0.00	0.00	0.18	26.936	18.334	12	0.0	
8	9.83	0.00	0.00	0.18	22.380	18.334	12	0.0	
9	8.00	0.00	0.00	0.18	17.969	18.334	12	0.0	
10	4.58	0.00	0.00	0.18	13.666	18.334	12	0.0	
11	4.70	0.00	0.00	0.18	9.441	18.334	12	0.0	
12	5.01	0.00	0.00	0.18	5.268	18.334	12	0.0	
13	5.28	0.00	0.00	0.18	1.122	18.334	12	0.0	
14	5.82	0.00	0.00	0.18	-3.017	18.334	12	0.0	
15	4.35	0.00	0.00	0.18	-7.173	18.334	12	0.0	
16	4.25	0.00	0.00	0.18	-11.367	18.334	12	0.0	
17	4.11	0.00	0.00	0.18	-15.624	18.334	12	0.0	
18	3.92	0.00	0.00	0.18	-19.972	18.334	12	0.0	
19	3.67	0.00	0.00	0.18	-24.444	18.334	12	0.0	
20	3.37	0.00	0.00	0.18	-29.083	18.334	12	0.0	
21	3.01	0.00	0.00	0.18	-33.943	18.334	12	0.0	
22	2.57	0.00	0.00	0.18	-39.101	18.334	12	0.0	
23	2.02	0.00	0.00	0.18	-44.676	29.256	0	0.0	
24	1.32	0.00	0.00	0.18	-50.862	29.256	0	0.0	
25	0.44	0.00	0.00	-3.42 - 0.18	-56.333	29.256	0	0.0	

n°	W	Qy	Qf	b	α	ϕ	c	u	Tx; Ty
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN]
1	0.53	0.00	0.00	1.47 - 0.22	48.208	29.256	0	0.0	
2	1.53	0.00	0.00	0.22	44.762	29.256	0	0.0	
3	2.40	0.00	0.00	0.22	39.952	29.256	0	0.0	
4	3.13	0.00	0.00	0.22	35.462	29.256	0	0.0	
5	3.75	0.00	0.00	0.22	31.212	29.256	0	0.0	
6	4.76	0.00	0.00	0.22	27.146	18.334	12	0.0	
7	7.61	0.00	0.00	0.22	23.224	18.334	12	0.0	
8	11.62	0.00	0.00	0.22	19.414	18.334	12	0.0	
9	9.24	0.00	0.00	0.22	15.693	18.334	12	0.0	
10	5.19	0.00	0.00	0.22	12.038	18.334	12	0.0	
11	5.38	0.00	0.00	0.22	8.433	18.334	12	0.0	
12	6.04	0.00	0.00	0.22	4.861	18.334	12	0.0	
13	6.61	0.00	0.00	0.22	1.308	18.334	12	0.0	
14	5.00	0.00	0.00	0.22	-2.240	18.334	12	0.0	
15	4.94	0.00	0.00	0.22	-5.796	18.334	12	0.0	
16	4.82	0.00	0.00	0.22	-9.375	18.334	12	0.0	
17	4.64	0.00	0.00	0.22	-12.992	18.334	12	0.0	
18	4.40	0.00	0.00	0.22	-16.662	18.334	12	0.0	
19	4.10	0.00	0.00	0.22	-20.405	18.334	12	0.0	
20	3.73	0.00	0.00	0.22	-24.241	18.334	12	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
21	3.29	0.00	0.00	0.22	-28.198	18.334	12	0.0	
22	2.75	0.00	0.00	0.22	-32.307	29.256	0	0.0	
23	2.10	0.00	0.00	0.22	-36.614	29.256	0	0.0	
24	1.34	0.00	0.00	0.22	-41.179	29.256	0	0.0	
25	0.43	0.00	0.00	-4.11 - 0.22	-44.165	29.256	0	0.0	

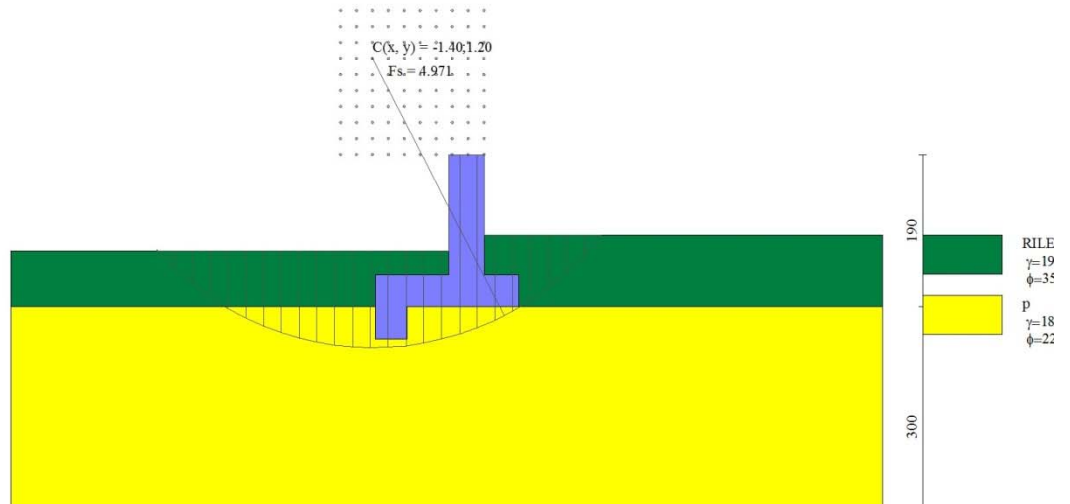


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 8)

12.3 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.

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00
2	-0.10	1.04	1.16	0.00	100.00	0.00	10.00
3	-0.20	2.08	2.33	0.00	100.00	0.00	20.00
4	-0.20	2.08	2.33	-100.00	100.00	0.00	20.00
5	-0.30	3.13	3.49	-100.00	100.00	-10.00	30.00
6	-0.40	4.17	4.66	-100.00	100.00	-20.00	40.00
7	-0.50	5.21	5.82	-100.00	100.00	-30.00	50.00
8	-0.50	5.21	5.82	-100.00	100.00	-30.00	50.00
9	-0.60	6.25	6.99	-100.00	100.00	-40.00	60.00
10	-0.60	6.25	6.99	-100.00	100.00	-40.00	60.00
11	-0.70	7.29	8.15	-100.00	100.00	-50.00	70.00
12	-0.80	8.34	9.32	-100.00	100.00	-60.00	80.00
13	-0.90	9.38	10.48	-100.00	100.00	-70.00	90.00
14	-1.00	10.42	11.65	-100.00	100.00	-80.00	100.00
15	-1.10	11.46	12.81	-70.46	102.81	-88.49	110.14
16	-1.20	12.50	13.97	-45.09	105.66	-94.23	120.56
17	-1.30	13.55	15.14	-23.90	108.56	-97.65	131.27

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
18	-1.40	14.59	16.30	-6.88	111.49	-99.15	142.28
19	-1.50	15.63	17.47	-0.61	114.47	-99.16	153.57

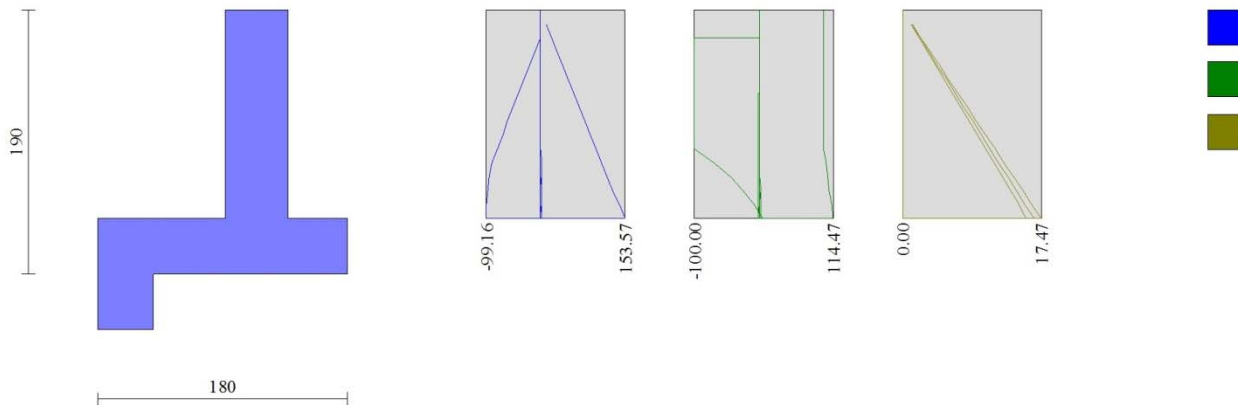


Fig. 8 - Paramento

Fondazione

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	-1.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	-1.28	0.00	0.00	-2.30	0.44	-0.11	0.02
3	-1.19	0.00	0.00	-4.60	0.86	-0.42	0.08
4	-1.09	0.00	0.00	-6.90	1.27	-0.95	0.18
5	-1.00	0.00	0.00	-9.21	1.66	-1.69	0.31
6	-0.91	0.00	0.00	-10.92	2.63	-2.63	0.50
7	-0.82	0.00	0.00	-12.32	3.89	-3.70	0.80
8	-0.73	0.00	0.00	-13.72	7.08	-4.90	1.22
9	-0.63	0.00	0.00	-15.11	12.05	-6.22	1.75
10	-0.54	0.00	0.00	-16.51	17.87	-7.68	2.39
11	-0.45	0.00	0.00	-17.91	24.53	-9.26	3.76
12	0.00	0.00	0.00	-61.72	60.06	-13.27	13.58
13	0.09	0.00	0.00	-49.37	49.53	-8.49	8.86
14	0.17	0.00	0.00	-37.03	38.26	-4.78	5.08
15	0.26	0.00	0.00	-24.69	26.25	-2.12	2.30
16	0.34	0.00	0.00	-12.34	13.49	-0.53	0.59
17	0.43	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

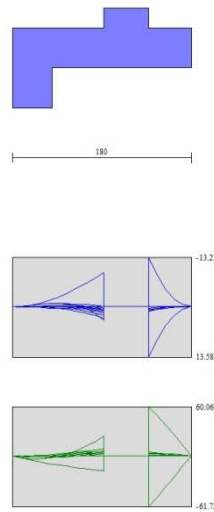


Fig. 9 - Fondazione

12.4 VERIFICHE STRUTTURALI

12.4.1 Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

- n° indice sezione
- B larghezza sezione espresso in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- Afi area ferri inferiori espresso in [cmq]
- Afs area ferri superiori espressa in [cmq]
- M momento agente espressa in [kNm]
- N sforzo normale agente espressa in [kN]
- Mu momento ultimi espresso in [kNm]
- Nu sforzo normale ultimo espressa in [kN]
- FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	45	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	100	45	10.05	10.05	10.00	1.10	178.76	19.72	17.876
3	100	45	10.05	10.05	20.00	2.21	178.76	19.72	8.938
4	100	45	10.05	10.05	20.00	2.21	178.76	19.72	8.938
5	100	45	10.05	10.05	30.00	3.31	178.76	19.72	5.959
6	100	45	10.05	10.05	40.00	4.41	178.76	19.72	4.469
7	100	45	10.05	10.05	50.00	5.52	178.76	19.72	3.575
8	100	45	10.05	10.05	50.00	5.52	178.76	19.72	3.575
9	100	45	10.05	10.05	60.00	6.62	178.76	19.72	2.979
10	100	45	10.05	10.05	60.00	6.62	178.76	19.72	2.979
11	100	45	10.05	10.05	70.00	7.72	178.76	19.72	2.554
12	100	45	10.05	10.05	80.00	8.83	178.76	19.72	2.235
13	100	45	10.05	10.05	90.00	9.93	178.76	19.72	1.986
14	100	45	10.05	10.05	100.00	11.03	178.76	19.72	1.788
15	100	45	10.05	10.05	110.14	12.14	178.76	19.70	1.623
16	100	45	10.05	10.05	120.56	13.24	178.74	19.63	1.483
17	100	45	10.05	10.05	131.27	14.34	178.72	19.53	1.361
18	100	45	10.05	10.05	142.28	15.45	178.70	19.40	1.256
19	100	45	10.05	10.05	153.57	16.55	178.67	19.25	1.163

RELAZIONE DI CALCOLO

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000
2	100	40	10.05	10.05	-0.11	0.00	-153.76	0.00	1452.496
3	100	40	10.05	10.05	-0.42	0.00	-153.76	0.00	363.124
4	100	40	10.05	10.05	-0.95	0.00	-153.76	0.00	161.388
5	100	40	10.05	10.05	-1.69	0.00	-153.76	0.00	90.781
6	100	40	10.05	10.05	-2.63	0.00	-153.76	0.00	58.490
7	100	40	10.05	10.05	-3.70	0.00	-153.76	0.00	41.583
8	100	40	10.05	10.05	-4.90	0.00	-153.76	0.00	31.411
9	100	40	10.05	10.05	-6.22	0.00	-153.76	0.00	24.715
10	100	40	10.05	10.05	-7.68	0.00	-153.76	0.00	20.030
11	100	40	10.05	10.05	-9.26	0.00	-153.76	0.00	16.605
12	100	40	10.05	10.05	13.58	0.00	153.76	0.00	11.325
13	100	40	10.05	10.05	8.86	0.00	153.76	0.00	17.356
14	100	40	10.05	10.05	5.08	0.00	153.76	0.00	30.274
15	100	40	10.05	10.05	2.30	0.00	153.76	0.00	66.856
16	100	40	10.05	10.05	0.59	0.00	153.76	0.00	262.570
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0.00	0.00	100000.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mu [kNm]	Nu [kN]	FS
1	100	40	10.05	10.05	33.84	0.00	153.76	0.00	4.544

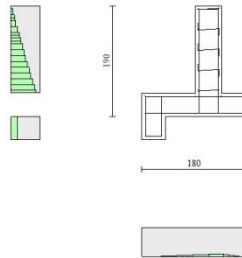


Fig. 1 - Paramento (Inviluppo)

12.4.2 Verifiche a taglio

Simbologia adottata

- n° (o Is) indice sezione
- Y ordinata sezione espressa in [m]
- B larghezza sezione espressa in [cm]
- H altezza sezione espressa in [cm]
- A_{sw} area ferri a taglio espresso in [cmq]
- cotgθ inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
- V_{Rcd} resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
- V_{Rsd} resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
- V_{Rd} resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A_{sw}>0.0) V_{Rd}=min(V_{Rcd}, V_{Rsd}).
- T taglio agente espressa in [kN]

RELAZIONE DI CALCOLO

FS fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

Paramento

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	45	0.00	--	0.00	0.00	210.91	100.00	2.109
2	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.06	100.00	2.111
3	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.20	100.00	2.112
4	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.20	100.00	2.112
5	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.35	100.00	2.114
6	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.50	100.00	2.115
7	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.65	100.00	2.116
8	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.65	100.00	2.116
9	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.79	100.00	2.118
10	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.79	100.00	2.118
11	100	45	0.00	--	0.00	0.00	211.94	100.00	2.119
12	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.09	100.00	2.121
13	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.23	100.00	2.122
14	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.38	100.00	2.124
15	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.53	102.81	2.067
16	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.68	105.66	2.013
17	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.82	108.56	1.960
18	100	45	0.00	--	0.00	0.00	212.97	111.49	1.910
19	100	45	0.00	--	0.00	0.00	213.12	114.47	1.862

Fondazione

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	0.00	100.000
2	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	2.30	86.242
3	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	4.60	43.121
4	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	6.90	28.747
5	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	9.21	21.560
6	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	10.92	18.178
7	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	12.32	16.113
8	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	13.72	14.470
9	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	15.11	13.130
10	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-17.87	11.108
11	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-24.53	8.090
12	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	-61.72	3.216
13	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	49.53	4.007
14	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	38.26	5.187
15	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	26.25	7.561
16	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	13.49	14.707
17	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	0.00	100.000

Sperone

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	40	0.00	--	0.00	0.00	198.46	126.82	1.565

RELAZIONE DI CALCOLO

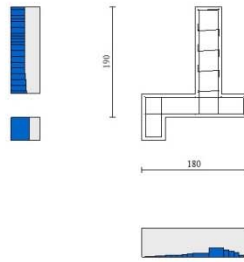


Fig. 2 - Paramento (Inviluppo)

12.4.3 Verifica delle tensioni

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione, espressa in [m]
B	larghezza sezione, espressa in [cm]
H	altezza sezione, espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori, espressa in [cmq]
Afs	area ferri superiori, espressa in [cmq]
M	momento agente, espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente, espressa in [kN]
σ_c	tensione di compressione nel cls, espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nei ferri inferiori, espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nei ferri superiori, espressa in [kPa]

Combinazioni SLER

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo	19920	[kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio	360000	[kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (15)	0 (15)	0 (15)
2	100	45	10.05	10.05	0.00	1.10	2 (15)	34 (15)	34 (15)
3	100	45	10.05	10.05	0.00	2.21	5 (15)	69 (15)	69 (15)
4	100	45	10.05	10.05	0.00	2.21	5 (15)	69 (15)	69 (15)
5	100	45	10.05	10.05	0.00	3.31	7 (15)	103 (15)	103 (15)
6	100	45	10.05	10.05	0.00	4.41	9 (15)	138 (15)	138 (15)
7	100	45	10.05	10.05	0.00	5.52	11 (15)	172 (15)	172 (15)
8	100	45	10.05	10.05	0.00	5.52	11 (15)	172 (15)	172 (15)
9	100	45	10.05	10.05	0.07	6.62	17 (15)	186 (18)	241 (15)
10	100	45	10.05	10.05	0.07	6.62	17 (15)	186 (18)	241 (15)
11	100	45	10.05	10.05	0.00	7.72	20 (15)	241 (18)	285 (15)
12	100	45	10.05	10.05	-0.07	8.83	23 (15)	296 (18)	329 (15)
13	100	45	10.05	10.05	-0.14	9.93	26 (15)	351 (18)	372 (15)
14	100	45	10.05	10.05	-0.21	11.03	29 (15)	406 (18)	416 (15)
15	100	45	10.05	10.05	-0.27	12.14	33 (15)	460 (18)	461 (15)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
16	100	45	10.05	10.05	-0.34	13.24	37 (18)	513 (18)	506 (15)
17	100	45	10.05	10.05	-0.39	14.34	40 (18)	564 (18)	554 (15)
18	100	45	10.05	10.05	-0.43	15.45	44 (18)	611 (18)	606 (15)
19	100	45	10.05	10.05	-0.46	16.55	48 (15)	653 (18)	663 (15)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (15)	0 (15)	0 (15)
2	100	40	10.05	10.05	-0.01	0.00	1 (18)	4 (18)	43 (18)
3	100	40	10.05	10.05	-0.05	0.00	4 (18)	16 (18)	163 (18)
4	100	40	10.05	10.05	-0.11	0.00	7 (18)	35 (18)	346 (18)
5	100	40	10.05	10.05	-0.18	0.00	12 (18)	58 (18)	578 (18)
6	100	40	10.05	10.05	-0.25	0.00	17 (18)	79 (18)	788 (18)
7	100	40	10.05	10.05	-0.24	0.00	17 (18)	201 (15)	768 (18)
8	100	40	10.05	10.05	-0.15	0.00	17 (15)	773 (15)	489 (18)
9	100	40	10.05	10.05	0.51	0.00	35 (15)	1638 (15)	163 (15)
10	100	40	10.05	10.05	0.88	0.00	61 (15)	2804 (15)	279 (15)
11	100	40	10.05	10.05	1.34	0.00	92 (15)	4277 (15)	426 (15)
12	100	40	10.05	10.05	1.09	0.00	75 (18)	3484 (18)	347 (18)
13	100	40	10.05	10.05	0.71	0.00	49 (18)	2261 (18)	225 (18)
14	100	40	10.05	10.05	0.40	0.00	28 (18)	1289 (18)	128 (18)
15	100	40	10.05	10.05	0.18	0.00	13 (18)	581 (18)	58 (18)
16	100	40	10.05	10.05	0.05	0.00	3 (18)	147 (18)	15 (18)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (15)	0 (15)	0 (15)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 19920 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 360000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	5.23	0.00	361 (15)	16723 (15)	1667 (15)

Combinazioni SLEF

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (16)	0 (16)	0 (16)
2	100	45	10.05	10.05	0.00	1.10	2 (16)	34 (16)	34 (16)
3	100	45	10.05	10.05	0.00	2.21	5 (16)	69 (16)	69 (16)
4	100	45	10.05	10.05	0.00	2.21	5 (16)	69 (16)	69 (16)
5	100	45	10.05	10.05	0.00	3.31	7 (16)	103 (16)	103 (16)
6	100	45	10.05	10.05	0.00	4.41	9 (16)	138 (16)	138 (16)
7	100	45	10.05	10.05	0.00	5.52	11 (16)	172 (16)	172 (16)
8	100	45	10.05	10.05	0.00	5.52	11 (16)	172 (16)	172 (16)
9	100	45	10.05	10.05	0.11	6.62	17 (19)	200 (16)	241 (19)
10	100	45	10.05	10.05	0.11	6.62	17 (19)	200 (16)	241 (19)
11	100	45	10.05	10.05	0.20	7.72	21 (19)	268 (16)	301 (19)
12	100	45	10.05	10.05	0.29	8.83	26 (19)	337 (16)	361 (19)
13	100	45	10.05	10.05	0.37	9.93	31 (19)	405 (16)	421 (19)
14	100	45	10.05	10.05	0.46	11.03	35 (19)	473 (16)	481 (19)
15	100	45	10.05	10.05	0.55	12.14	40 (19)	541 (16)	542 (19)
16	100	45	10.05	10.05	0.64	13.24	45 (16)	608 (16)	604 (19)
17	100	45	10.05	10.05	0.74	14.34	50 (16)	673 (16)	668 (19)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
18	100	45	10.05	10.05	0.85	15.45	55 (19)	733 (16)	736 (19)
19	100	45	10.05	10.05	0.98	16.55	61 (19)	788 (16)	809 (19)

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (16)	0 (16)	0 (16)
2	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	1 (16)	7 (19)	59 (16)
3	100	40	10.05	10.05	0.01	0.00	5 (16)	29 (19)	223 (16)
4	100	40	10.05	10.05	0.02	0.00	10 (16)	71 (19)	476 (16)
5	100	40	10.05	10.05	0.04	0.00	17 (16)	136 (19)	799 (16)
6	100	40	10.05	10.05	0.09	0.00	24 (16)	284 (19)	1119 (16)
7	100	40	10.05	10.05	0.22	0.00	27 (16)	711 (19)	1226 (16)
8	100	40	10.05	10.05	0.45	0.00	31 (19)	1438 (19)	1086 (16)
9	100	40	10.05	10.05	0.77	0.00	53 (19)	2468 (19)	681 (16)
10	100	40	10.05	10.05	1.19	0.00	82 (19)	3805 (19)	379 (19)
11	100	40	10.05	10.05	1.71	0.00	118 (19)	5452 (19)	543 (19)
12	100	40	10.05	10.05	1.18	0.00	82 (16)	3778 (16)	377 (16)
13	100	40	10.05	10.05	0.77	0.00	53 (16)	2456 (16)	245 (16)
14	100	40	10.05	10.05	0.44	0.00	30 (16)	1403 (16)	140 (16)
15	100	40	10.05	10.05	0.20	0.00	14 (16)	633 (16)	63 (16)
16	100	40	10.05	10.05	0.05	0.00	3 (16)	161 (16)	16 (16)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (16)	0 (16)	0 (16)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 33200 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	5.23	0.00	361 (16)	16723 (16)	1667 (16)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σ_c [kPa]	σ_{fi} [kPa]	σ_{fs} [kPa]
1	100	45	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (17)	0 (17)	0 (17)
2	100	45	10.05	10.05	0.00	1.10	2 (17)	34 (17)	34 (17)
3	100	45	10.05	10.05	0.00	2.21	5 (17)	69 (17)	69 (17)
4	100	45	10.05	10.05	0.00	2.21	5 (17)	69 (17)	69 (17)
5	100	45	10.05	10.05	0.00	3.31	7 (17)	103 (17)	103 (17)
6	100	45	10.05	10.05	0.00	4.41	9 (17)	138 (17)	138 (17)
7	100	45	10.05	10.05	0.00	5.52	11 (17)	172 (17)	172 (17)
8	100	45	10.05	10.05	0.00	5.52	11 (17)	172 (17)	172 (17)
9	100	45	10.05	10.05	0.11	6.62	17 (17)	173 (17)	241 (17)
10	100	45	10.05	10.05	0.11	6.62	17 (17)	173 (17)	241 (17)
11	100	45	10.05	10.05	0.09	7.72	19 (17)	214 (17)	268 (17)
12	100	45	10.05	10.05	0.07	8.83	20 (17)	255 (17)	296 (17)
13	100	45	10.05	10.05	0.05	9.93	22 (17)	297 (17)	324 (17)
14	100	45	10.05	10.05	0.02	11.03	24 (17)	338 (17)	351 (17)
15	100	45	10.05	10.05	0.00	12.14	25 (17)	379 (17)	379 (17)
16	100	45	10.05	10.05	-0.02	13.24	28 (17)	419 (17)	409 (17)
17	100	45	10.05	10.05	-0.03	14.34	31 (17)	456 (17)	440 (17)
18	100	45	10.05	10.05	-0.02	15.45	33 (17)	489 (17)	476 (17)
19	100	45	10.05	10.05	0.00	16.55	35 (17)	518 (17)	516 (17)

RELAZIONE DI CALCOLO

Fondazione

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (17)	0 (17)	0 (17)
2	100	40	10.05	10.05	-0.01	0.00	1 (17)	0 (1)	28 (17)
3	100	40	10.05	10.05	-0.03	0.00	2 (17)	10 (17)	104 (17)
4	100	40	10.05	10.05	-0.07	0.00	5 (17)	22 (17)	217 (17)
5	100	40	10.05	10.05	-0.11	0.00	8 (17)	36 (17)	357 (17)
6	100	40	10.05	10.05	-0.14	0.00	10 (17)	45 (17)	456 (17)
7	100	40	10.05	10.05	-0.10	0.00	7 (17)	31 (17)	310 (17)
8	100	40	10.05	10.05	0.03	0.00	2 (17)	108 (17)	11 (17)
9	100	40	10.05	10.05	0.25	0.00	17 (17)	808 (17)	81 (17)
10	100	40	10.05	10.05	0.56	0.00	39 (17)	1803 (17)	180 (17)
11	100	40	10.05	10.05	0.97	0.00	67 (17)	3101 (17)	309 (17)
12	100	40	10.05	10.05	1.00	0.00	69 (17)	3190 (17)	318 (17)
13	100	40	10.05	10.05	0.65	0.00	45 (17)	2066 (17)	206 (17)
14	100	40	10.05	10.05	0.37	0.00	25 (17)	1175 (17)	117 (17)
15	100	40	10.05	10.05	0.17	0.00	11 (17)	528 (17)	53 (17)
16	100	40	10.05	10.05	0.04	0.00	3 (17)	134 (17)	13 (17)
17	100	40	10.05	10.05	0.00	0.00	0 (17)	0 (17)	0 (17)

Sperone

Tensione massima di compressione nel calcestruzzo 14940 [kPa]
Tensione massima di trazione dell'acciaio 450000 [kPa]

n°	B [cm]	H [cm]	Afi [cmq]	Afs [cmq]	M [kNm]	N [kN]	σc [kPa]	σfi [kPa]	σfs [kPa]
1	100	40	10.05	10.05	5.23	0.00	361 (17)	16723 (17)	1667 (17)

12.4.4 Verifica a fessurazione

Simbologia adottata

n° indice sezione
Y ordinata sezione espressa in [m]
B larghezza sezione espresso in [cm]
H altezza sezione espressa in [cm]
Af area ferri zona tesa espresso in [cmq]
Aeff area efficace espressa in [cmq]
M momento agente espressa in [kNm]
Mpf momento di formazione/apertura fessure espressa in [kNm]
ε deformazione espresso in %
Sm spaziatura tra le fessure espressa in [mm]
w apertura delle fessure espressa in [mm]

Combinazioni SLEF

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (16)
2	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (16)
3	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (16)
4	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (16)
5	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (16)
6	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (16)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
7	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (16)
8	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (16)
9	100	45	10.05	1780.00	0.02	139.92	0.000000	0.00	0.000 (16)
10	100	45	10.05	1780.00	0.02	139.92	0.000000	0.00	0.000 (16)
11	100	45	10.05	1780.00	-0.09	-140.01	0.000000	0.00	0.000 (16)
12	100	45	10.05	1780.00	-0.21	-140.10	0.000000	0.00	0.000 (16)
13	100	45	10.05	1780.00	-0.32	-140.18	0.000000	0.00	0.000 (16)
14	100	45	10.05	1780.00	-0.43	-140.27	0.000000	0.00	0.000 (16)
15	100	45	10.05	1780.00	-0.55	-140.36	0.000000	0.00	0.000 (16)
16	100	45	10.05	1780.00	-0.66	-140.44	0.000000	0.00	0.000 (16)
17	100	45	10.05	1780.00	-0.76	-140.53	0.000000	0.00	0.000 (16)
18	100	45	10.05	1780.00	-0.84	-140.61	0.000000	0.00	0.000 (16)
19	100	45	10.05	1780.00	-0.91	-140.70	0.000000	0.00	0.000 (16)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (16)
2	100	40	10.05	1581.29	-0.02	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
3	100	40	10.05	1581.29	-0.07	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
4	100	40	10.05	1581.29	-0.15	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
5	100	40	10.05	1581.29	-0.25	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
6	100	40	10.05	1581.29	-0.35	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
7	100	40	10.05	1581.29	-0.38	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
8	100	40	10.05	1581.29	-0.34	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
9	100	40	10.05	1581.29	-0.21	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
10	100	40	10.05	1581.29	0.00	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
11	100	40	10.05	1581.29	0.31	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
12	100	40	10.05	1581.29	1.18	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
13	100	40	10.05	1581.29	0.77	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
14	100	40	10.05	1581.29	0.44	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
15	100	40	10.05	1581.29	0.20	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
16	100	40	10.05	1581.29	0.05	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)
17	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (16)

Sperone

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.30$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	10.05	1581.29	5.23	110.47	0.000000	0.00	0.000 (16)

Combinazioni SLEQ

Paramento

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (17)
2	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (17)
3	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (17)
4	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (17)
5	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (17)
6	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (17)
7	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (17)
8	100	45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.000000	0.00	0.000 (17)
9	100	45	10.05	1780.00	0.11	139.92	0.000000	0.00	0.000 (17)
10	100	45	10.05	1780.00	0.11	139.92	0.000000	0.00	0.000 (17)
11	100	45	10.05	1780.00	0.09	140.01	0.000000	0.00	0.000 (17)
12	100	45	10.05	1780.00	0.07	140.09	0.000000	0.00	0.000 (17)
13	100	45	10.05	1780.00	0.05	140.19	0.000000	0.00	0.000 (17)
14	100	45	10.05	1780.00	0.02	140.27	0.000000	0.00	0.000 (17)
15	100	45	10.05	1780.00	0.00	140.36	0.000000	0.00	0.000 (17)

RELAZIONE DI CALCOLO

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
16	100	45	10.05	1780.00	-0.02	-140.44	0.000000	0.00	0.000 (17)
17	100	45	10.05	1780.00	-0.03	-140.53	0.000000	0.00	0.000 (17)
18	100	45	10.05	1780.00	-0.02	-140.61	0.000000	0.00	0.000 (17)
19	100	45	10.05	1780.00	0.00	-140.70	0.000000	0.00	0.000 (17)

Fondazione

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (17)
2	100	40	10.05	1581.29	-0.01	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
3	100	40	10.05	1581.29	-0.03	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
4	100	40	10.05	1581.29	-0.07	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
5	100	40	10.05	1581.29	-0.11	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
6	100	40	10.05	1581.29	-0.14	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
7	100	40	10.05	1581.29	-0.10	-110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
8	100	40	10.05	1581.29	0.03	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
9	100	40	10.05	1581.29	0.25	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
10	100	40	10.05	1581.29	0.56	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
11	100	40	10.05	1581.29	0.97	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
12	100	40	10.05	1581.29	1.00	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
13	100	40	10.05	1581.29	0.65	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
14	100	40	10.05	1581.29	0.37	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
15	100	40	10.05	1581.29	0.17	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
16	100	40	10.05	1581.29	0.04	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)
17	100	40	0.00	0.00	0.00	0.00	---	---	0.000 (17)

Sperone

Apertura limite fessure $w_{lim}=0.20$

n°	B [cm]	H [cm]	Af [cmq]	Aeff [cmq]	M [kNm]	Mpf [kNm]	ε [%]	Sm [mm]	w [mm]
1	100	40	10.05	1581.29	5.23	110.47	0.000000	0.00	0.000 (17)

12.4.5 Elenco ferri

Simbologia adottata

n°	Indice del ferro
nf	numero ferri
D	diametro ferro espresso in [mm]
L	Lunghezza ferro espresso in [m]
P _{ferro}	Peso ferro espresso in [kN]

Paramento

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto inferiore	5	16.00	2.78	0.0430	0.2152	
2	Diritto superiore	5	16.00	2.78	0.0430	0.2152	
3	Ripartitore	5	12.00	1.00	0.0087	0.0435	
4	Gancio	6	12.00	0.49	0.0043	0.0257	
Totale al metro						0.5259	0.68
Totale						0.4995	0.68

Fondazione

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto superiore	5	16.00	2.96	0.0459	0.2294	
2	Diritto inferiore	5	16.00	2.96	0.0459	0.2294	
3	Ripartitore	4	12.00	1.00	0.0087	0.0348	
Totale al metro						0.5284	0.88
Totale						0.4936	0.88

Sperone

n°	Tipo	nf	D [mm]	L [m]	P _f [kN]	P _{af} [kN]	V _{cls} [mc]
1	Diritto superiore	5	16.00	1.62	0.0251	0.1255	
2	Diritto inferiore	5	16.00	1.62	0.0251	0.1255	
Totale al metro						0.2511	0.00
Totale						0.2511	0.00

13 VERIFICHE DELL'OPERA (TIPO 4)

La tipologia 4 fa riferimento ai muri di fondazione ad U per le barriere di sicurezza e le barriere fonoassorbenti.

Come già detto in precedenza, le verifiche geotecniche sono state condotte mediante il programma MAX16, ricorrendo ad opportune semplificazioni: non potendo modellare un muro con due paramenti nel software di calcolo, il peso proprio del paramento che fa da fondazione alla barriera di sicurezza e le azioni agenti su di esso (urto) sono stati applicati direttamente sulla fondazione.

Le verifiche strutturali sono state eseguite mediante un modello frame poggiate su un letto di molle (spring elements), utilizzando il programma di calcolo Sap2000.

13.1 MODELLO MURO

Geometria paramento e fondazione

Lunghezza muro	1.00	[m]	
Paramento			
Materiale	C32/40		
Altezza paramento	1.50	[m]	
Altezza paramento libero	0.95	[m]	
Spessore in sommità	0.45	[m]	
Spessore all'attacco con la fondazione	0.45	[m]	
Inclinazione paramento esterno	0.00	[°]	
Inclinazione paramento interno	0.00	[°]	
Fondazione			
Materiale	C32/40		
Lunghezza mensola di valle	0.43	[m]	
Lunghezza mensola di monte	2.90	[m]	
Lunghezza totale	3.78	[m]	
Inclinazione piano di posa	0.00	[°]	
Spessore	0.40	[m]	
Spessore magrone	0.00	[m]	

RELAZIONE DI CALCOLO

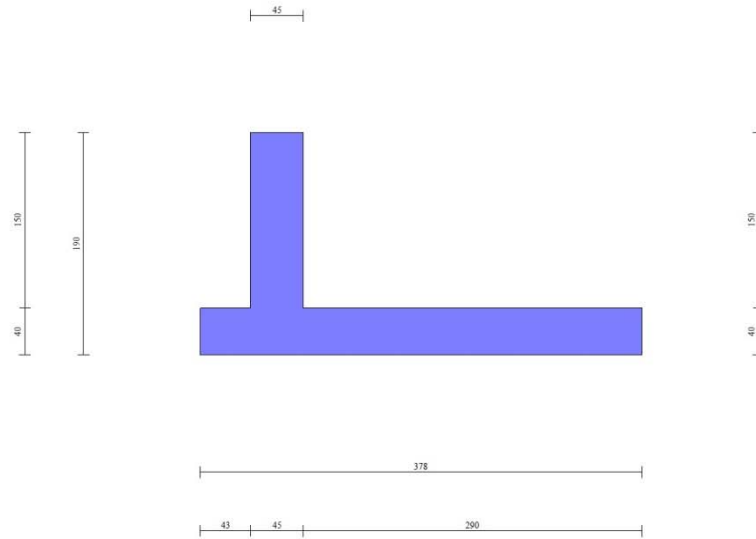


Fig. 1 - Sezione quotata del muro

Descrizione terreni

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	23.330	0	0	---	---
2	p	18.0000	18.0000	22.500	15.000	15	7	---	---
3	vs1	18.0000	18.0000	41.000	27.330	0	0	---	---

Stratigrafia

Simbologia adottata

n°	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
α	Inclinazione espressa in [°]
Terreno	Terreno dello strato

Per calcolo pali (solo se presenti)

Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /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')

$K_{st_{sta}}$, $K_{st_{sis}}$ Coeff. di spinta statico e sismico

n°	H [m]	α [°]	Terreno	Kw [Kg/cm ²]	Ks	Cesp	$K_{st_{sta}}$	$K_{st_{sis}}$
1	5.00	0.000	RILEVATO	---	---	---	0.000	0.000

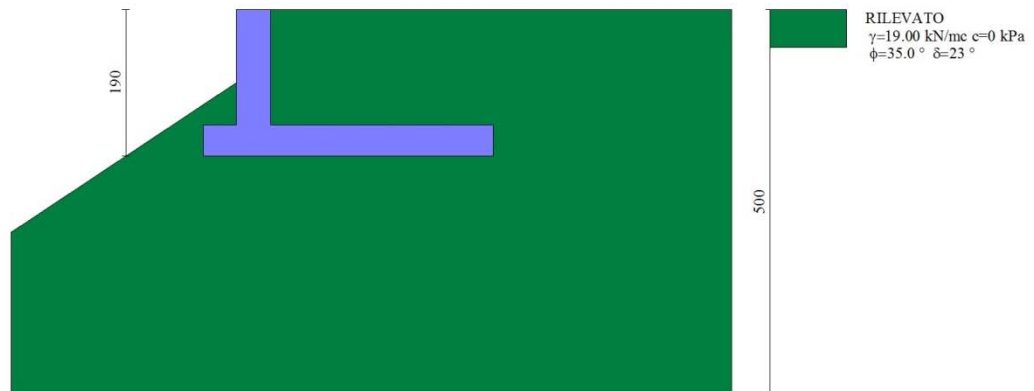


Fig. 2 - Stratigrafia

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 (peso del paramento con barriera di sicurezza) - PERMANENTE

Carichi sul muro

n°	Tipo	Dest	X; Y [m]	F_x [kN]	F_y [kN]	M [kNm]	X_i [m]	X_f [m]	Q_i [kN]	Q_f [kN]
1	Concentrato	Fondazione	2.28; -1.90	0.0000	20.2500	0.0000				

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	Fondazione	2.28; -1.90	100.0000	0.0000	290.0000				

Carichi sul terreno

n°	Tipo	X	Fx [kN]	Fy [kN]	M [kNm]	Xi [m]	Xf [m]	Qi [kN]	Qf [kN]
1	Distribuito					2.40	3.80	124.2200	124.2200

Condizione n° 3 (Vento+) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60 - \Psi_1=0.20 - \Psi_2=1.00$

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	4.5600	0.0000	9.1200				

Condizione n° 4 (vento-) - VARIABILE

Coeff. di combinazione $\Psi_0=0.60 - \Psi_1=0.20 - \Psi_2=0.00$

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	-4.5600	0.0000	-9.1200				

Normativa

Normativa usata: Norme Tecniche sulle Costruzioni 2008 (D.M. 14.01.2008) - Approccio 2 + Circolare C.S.LL.PP. 02/02/2009 n.617

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

Carichi	Effetto		Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche			
			HYD	UPL	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G1.fav}$	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G1.sfav}$	1.30	1.10	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevoli	$\gamma_{G2.fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevoli	$\gamma_{G2.sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevoli	$\gamma_{O.fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevoli	$\gamma_{O.sfav}$	1.50	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili da traffico	Favorevoli	$\gamma_{OT.fav}$	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili da traffico	Sfavorevoli	$\gamma_{OT.sfav}$	1.50	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	1.25
Coesione efficace	γ_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Peso nell'unità di volume	γ_r	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	--	--	1.00	--	--	1.00
Stabilità fronte di scavo	--	1.10	--	--	1.20	--

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 caratteristica, cosiddetta rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{0,2} Q_{k2} + \Psi_{0,3} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente, impiegata per gli effetti di lungo periodo:

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

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

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali Ad:

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

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
------------	----------	--------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.30	--	Sfavorevole
Vento+	1.50	1.00	Sfavorevole
vento-	1.50	0.60	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
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.30	--	Sfavorevole
Vento+	1.50	0.60	Sfavorevole
vento-	1.50	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
peso del paramento con barriera di sicurezza	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
peso del paramento con barriera di sicurezza	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
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.30	1.00	Sfavorevole
vento-	1.30	0.60	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
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.30	0.60	Sfavorevole
vento-	1.30	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
peso del paramento con barriera di sicurezza	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
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.10	--	Sfavorevole
Vento+	1.50	1.00	Sfavorevole
vento-	1.50	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	0.90	--	Favorevole
Peso terrapieno	0.90	--	Favorevole
Spinta terreno	1.10	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.10	--	Sfavorevole
Vento+	1.50	0.60	Sfavorevole
vento-	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 14 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	1.00	Sfavorevole

RELAZIONE DI CALCOLO

Condizione	γ	Ψ	Effetto
vento-	1.00	0.60	Sfavorevole

Combinazione n° 15 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	0.20	Sfavorevole

Combinazione n° 16 - SLEQ

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 17 - SLER

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	0.60	Sfavorevole
vento-	1.00	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 18 - SLEF

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
peso del paramento con barriera di sicurezza	1.00	--	Sfavorevole
Vento+	1.00	1.00	Sfavorevole
vento-	1.00	0.20	Sfavorevole

Dati sismici

Comune **Vizzini**
 Provincia **Catania**
 Regione **Sicilia**
 Latitudine **37.131500**
 Longitudine **14.512900**
 Indice punti di interpolazione **49633 - 49634 - 49412 - 49411**
 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_0	[m/s ²]	2.673	0.709

RELAZIONE DI CALCOLO

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_w/g	[%]		0.272	0.072
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.347	2.510
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.453	0.292
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		C	1.316	1.500
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T1	1.000	

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.310	11.116	5.558
Esercizio	0.180	1.951	0.976

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Opzioni di calcolo

Spinta

Metodo di calcolo della spinta Coeff. di spinta definiti da strato

Tipo di spinta Spinta attiva

Terreno a bassa permeabilità SI

Superficie di spinta limitata NO

Capacità portante

Metodo di calcolo della portanza Meyerhof

Criterio di media calcolo del terreno equivalente (terreni stratificati) Ponderata

Criterio di riduzione per eccentricità della portanza Meyerhof

Criterio di riduzione per rottura locale (punzonamento) Nessuna

Larghezza fondazione nel terzo termine della formula del carico limite ($0.5B\gamma N_\gamma$) Larghezza ridotta (B')

Fattori di forma e inclinazione del carico Solo i fattori di inclinazione

Se la fondazione ha larghezza superiore a 2.0 m viene applicato il fattore di riduzione per comportamento a piastra

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 NO

Considera terreno sulla fondazione di valle SI

Considera spinta e peso acqua fondazione di valle NO

Spostamenti

Non è stato richiesto il calcolo degli spostamenti

Cedimenti

Non è stato richiesto il calcolo dei cedimenti

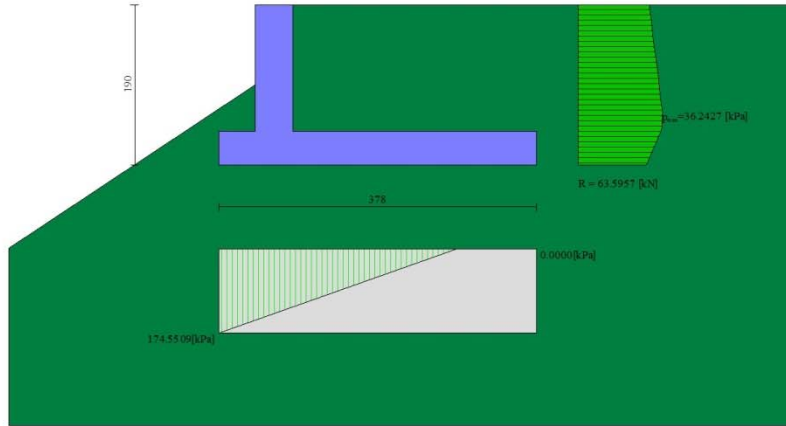


Fig. 4 - Diagramma delle pressioni (combinazione statica) (Combinazione n° 13)

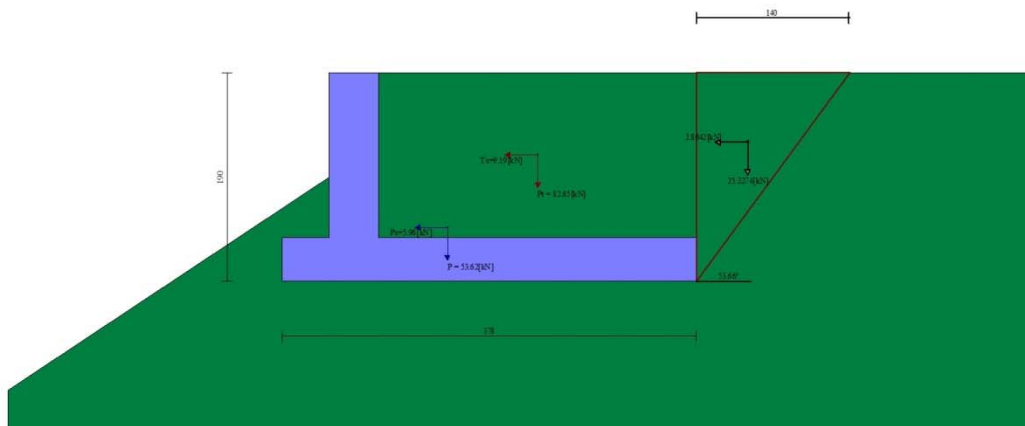


Fig. 5 - Cuneo di spinta (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

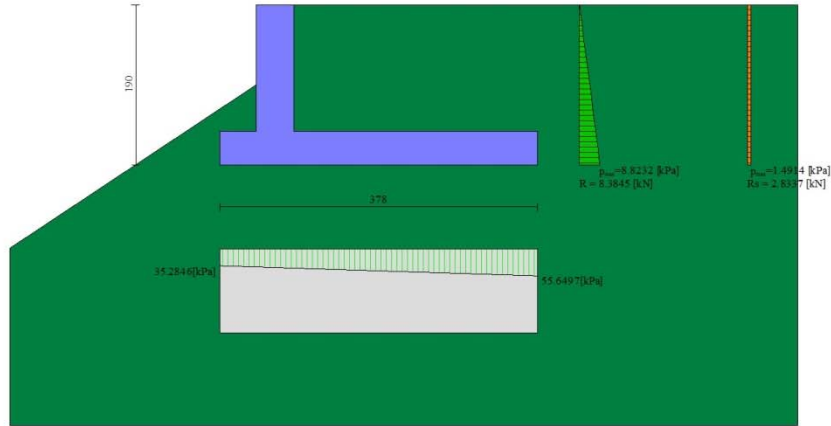


Fig. 6 - Diagramma delle pressioni (combinazione sismica) (Combinazione n° 3)

Risultanti globali

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
N	Componente normale al piano di posa, espressa in [kN]
T	Componente parallela al piano di posa, espressa in [kN]
M _r	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
M _s	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
ecc	Eccentricità risultante, espressa in [m]

I c	N [kN]	T [kN]	M _r [kNm]	M _s [kNm]	ecc [m]
1 - STR (A1-M1-R3)	170.24	12.74	17.01	373.65	-0.205
2 - STR (A1-M1-R3)	170.24	7.27	6.34	384.32	-0.330
3 - STR (A1-M1-R3)	171.87	28.07	21.08	370.16	-0.141
4 - STR (A1-M1-R3)	156.36	27.25	35.50	353.62	-0.144
5 - GEO (A2-M2-R2)	163.28	12.31	15.54	351.12	-0.165
6 - GEO (A2-M2-R2)	163.28	7.56	6.29	360.37	-0.279
7 - GEO (A2-M2-R2)	171.91	30.78	22.95	370.33	-0.131
8 - GEO (A2-M2-R2)	156.40	29.71	37.13	353.74	-0.134
9 - EQU	151.68	13.66	17.59	331.38	-0.179
10 - EQU	151.68	8.19	6.92	342.05	-0.319
11 - EQU	171.91	30.78	22.95	370.33	-0.131
12 - EQU	156.40	29.71	37.13	353.74	-0.134
13 - ECC	247.15	158.40	344.79	578.08	0.946
14 - SLER	163.17	9.52	11.99	350.72	-0.186
15 - SLEF	163.17	8.61	8.44	350.72	-0.208
16 - SLEQ	163.17	12.26	22.66	350.72	-0.120
17 - SLER	163.17	5.87	4.88	357.83	-0.273
18 - SLEF	163.17	11.35	19.11	350.72	-0.142

13.2 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 _{QUIM}	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 _{QUIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		5.761		3.323			
2 - STR (A1-M1-R3)		7.609		3.284			
3 - STR (A1-M1-R3)	H + V	2.641		2.802			
4 - STR (A1-M1-R3)	H - V	2.475		2.990			
5 - GEO (A2-M2-R2)					1.671		
6 - GEO (A2-M2-R2)					1.671		
7 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.357		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.327		
9 - EQU			18.834				
10 - EQU			49.399				
11 - EQU	H + V		16.139				
12 - EQU	H - V		9.526				

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	73.42	0.00	0.00	--	--	73.42	12.74	5.761
4 - STR (A1-M1-R3) H - V	67.44	0.00	0.00	--	--	67.44	27.25	2.475

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limite e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
2 - STR (A1-M1-R3)	170.24	559.07	399.34	3.284
3 - STR (A1-M1-R3) H + V	171.87	481.63	344.02	2.802

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia $0.5B_r N_r$ viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cono di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]

Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo "--" sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
2	46.124	0.946	1.256	--	--	--	--	--	--	0.704	1.000
	33.296	0.946	1.128	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.865	1.128	--	--	--	--	--	--		
3	46.124	0.804	1.256	--	--	--	--	--	--	0.807	1.000
	33.296	0.804	1.128	--	--	--	--	--	--		
	37.152	0.540	1.128	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	ϕ [kN/mc]	c [kPa]
2	0.67	1.00	0.96	19.00	35.00	0
3	0.67	1.00	0.96	19.00	35.00	0

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
9 - EQU	331.38	17.59	18.834
12 - EQU H - V	353.74	37.13	9.526

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

Ic	C [m]	R [m]	FS
5 - GEO (A2-M2-R2)	-1.80; 1.80	5.99	1.671
8 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.80; 1.80	5.99	1.327

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	2.59	0.00	0.00	3.93 - 0.33	67.687	29.256	0	0.0	
2	7.08	0.00	0.00	0.33	60.839	29.256	0	0.0	
3	10.49	0.00	0.00	0.33	54.781	29.256	0	0.0	
4	13.94	0.00	0.00	0.33	49.541	29.256	0	0.0	
5	16.29	20.25	0.00	0.33	44.821	29.256	0	0.0	
6	18.25	0.00	0.00	0.33	40.463	29.256	0	0.0	
7	19.94	0.00	0.00	0.33	36.374	29.256	0	0.0	
8	21.40	0.00	0.00	0.33	32.491	29.256	0	0.0	
9	22.66	0.00	0.00	0.33	28.770	29.256	0	0.0	
10	23.74	0.00	0.00	0.33	25.178	29.256	0	0.0	
11	24.66	0.00	0.00	0.33	21.689	29.256	0	0.0	
12	24.70	0.00	0.00	0.33	18.283	29.256	0	0.0	
13	28.84	0.00	0.00	0.33	14.943	29.256	0	0.0	
14	19.70	0.00	0.00	0.33	11.654	29.256	0	0.0	
15	18.45	0.00	0.00	0.33	8.405	29.256	0	0.0	
16	17.03	0.00	0.00	0.33	5.182	29.256	0	0.0	
17	15.75	0.00	0.00	0.33	1.975	29.256	0	0.0	
18	14.36	0.00	0.00	0.33	-1.225	29.256	0	0.0	
19	12.85	0.00	0.00	0.33	-4.429	29.256	0	0.0	
20	11.22	0.00	0.00	0.33	-7.647	29.256	0	0.0	
21	9.46	0.00	0.00	0.33	-10.890	29.256	0	0.0	
22	7.58	0.00	0.00	0.33	-14.168	29.256	0	0.0	
23	5.57	0.00	0.00	0.33	-17.495	29.256	0	0.0	
24	3.42	0.00	0.00	0.33	-20.884	29.256	0	0.0	
25	1.13	0.00	0.00	-4.44 - 0.33	-23.150	29.256	0	0.0	

n°	W [kN]	Qy [kN]	Qf [kN]	b [m]	α [°]	ϕ [°]	c [kPa]	u [kPa]	Tx; Ty [kN]
1	2.59	0.00	0.00	3.93 - 0.33	67.687	29.256	0	0.0	
2	7.08	0.00	0.00	0.33	60.839	29.256	0	0.0	
3	10.49	0.00	0.00	0.33	54.781	29.256	0	0.0	
4	13.94	0.00	0.00	0.33	49.541	29.256	0	0.0	
5	16.29	20.25	0.00	0.33	44.821	29.256	0	0.0	
6	18.25	0.00	0.00	0.33	40.463	29.256	0	0.0	
7	19.94	0.00	0.00	0.33	36.374	29.256	0	0.0	
8	21.40	0.00	0.00	0.33	32.491	29.256	0	0.0	
9	22.66	0.00	0.00	0.33	28.770	29.256	0	0.0	
10	23.74	0.00	0.00	0.33	25.178	29.256	0	0.0	
11	24.66	0.00	0.00	0.33	21.689	29.256	0	0.0	
12	24.70	0.00	0.00	0.33	18.283	29.256	0	0.0	
13	28.84	0.00	0.00	0.33	14.943	29.256	0	0.0	
14	19.70	0.00	0.00	0.33	11.654	29.256	0	0.0	
15	18.45	0.00	0.00	0.33	8.405	29.256	0	0.0	
16	17.03	0.00	0.00	0.33	5.182	29.256	0	0.0	
17	15.75	0.00	0.00	0.33	1.975	29.256	0	0.0	
18	14.36	0.00	0.00	0.33	-1.225	29.256	0	0.0	
19	12.85	0.00	0.00	0.33	-4.429	29.256	0	0.0	
20	11.22	0.00	0.00	0.33	-7.647	29.256	0	0.0	
21	9.46	0.00	0.00	0.33	-10.890	29.256	0	0.0	
22	7.58	0.00	0.00	0.33	-14.168	29.256	0	0.0	
23	5.57	0.00	0.00	0.33	-17.495	29.256	0	0.0	
24	3.42	0.00	0.00	0.33	-20.884	29.256	0	0.0	
25	1.13	0.00	0.00	-4.44 - 0.33	-23.150	29.256	0	0.0	

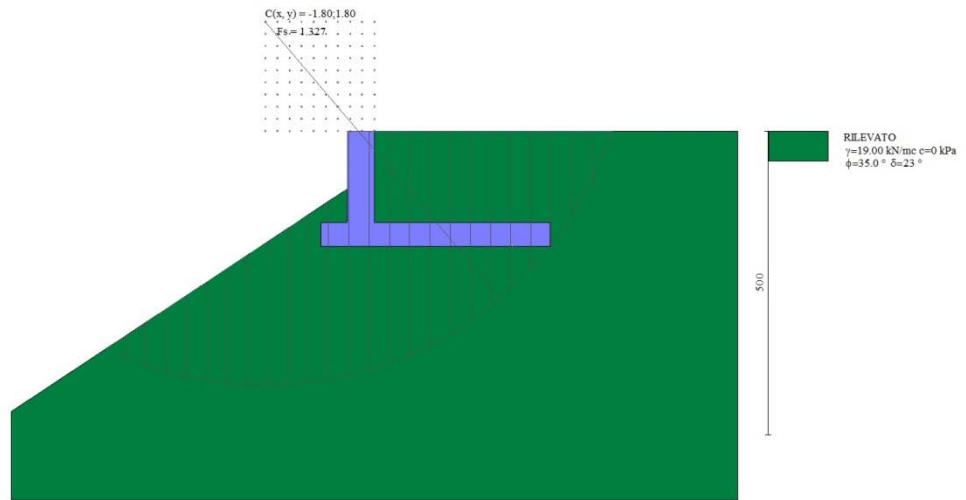


Fig. 7 - Stabilità fronte di scavo - Cerchio critico (Combinazione n° 8)

13.3 VERIFICHE STRUTTURALI

13.3.1 Premessa

L'opera consiste in un muro ad U in c.a. gettato in opera.

La sezione trasversale retta ha una larghezza interna di $L_{int} = 2.05$ m ed un'altezza netta di $H_{int} = 1.50$ m; lo spessore della platea di fondazione è di $S_f = 0.40$ m, lo spessore dei piedritti è di $S_p = 0.45$ m.

Nell'immagine seguente si riportano una sezione trasversale dell'opera.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

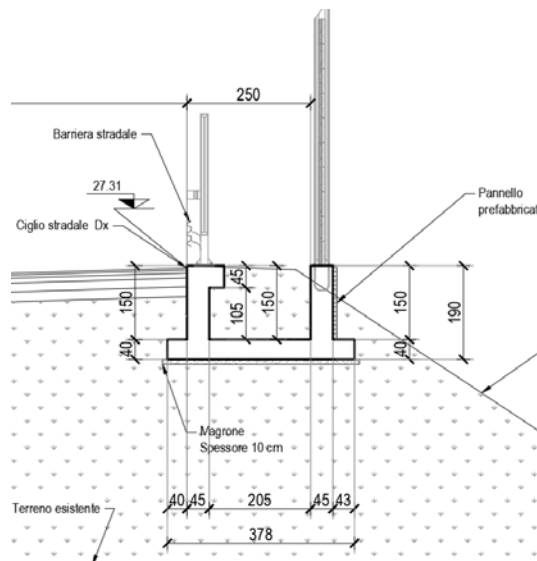


Figura 5 - Sezione trasversale dell'opera.

13.3.2 SOFTWARE DI CALCOLO

13.3.2.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo adottati

Per le analisi delle strutture è stato utilizzato il Sap 2000 v.14.1 prodotto, distribuito ed assistito da Computers and Structures, Inc.1995 University Ave. Berkeley. Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows, permette l'analisi elastica lineare e non di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono frame (trave), con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse. I carichi sono applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

Tale programma fornisce in output, oltre a tutte le caratteristiche geometriche e di carico delle strutture, i risultati relativi alle sollecitazioni indotte nelle sezioni degli elementi presenti.

13.3.2.2 Unità di misura

Le unità di misura adottate sono le seguenti:

- lunghezze: m
- forze: kN
- masse: kN massa
- temperature: gradi centigradi
- angoli: gradi sessadecimali o radianti
- si assume l'uguaglianza $1 \text{ kN} = 100 \text{ kg}$

13.3.2.3 Grado di affidabilità del codice

L'affidabilità del codice di calcolo e' garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura.

13.3.2.4 Valutazione della correttezza del modello

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

13.3.2.5 Caratteristiche dell'elaborazione

Tutte le analisi strutturali sono state eseguite su di una workstation dedicata avente le seguenti caratteristiche tecniche:

- Tipo Intel i7
- Memoria centrale 8 Gb;
- Lunghezza in bit della parola 64 bit;
- Memoria di massa 1 Hard disk da 500 Gb.

13.3.2.6 Giudizio finale sulla accettabilità dei calcoli

Si ritiene che i risultati ottenuti dalla elaborazione siano accettabili e che le ipotesi poste alla base della formulazione del modello matematico siano valide come dimostrato dal comportamento dei materiali.

All'interno del pacchetto Sap 2000 sono inoltre presente una serie di test per il benchmark del solutore, che consentono di comprovare l'affidabilità del codice di calcolo e paragonare risultati ottenuti con le soluzioni esatte.

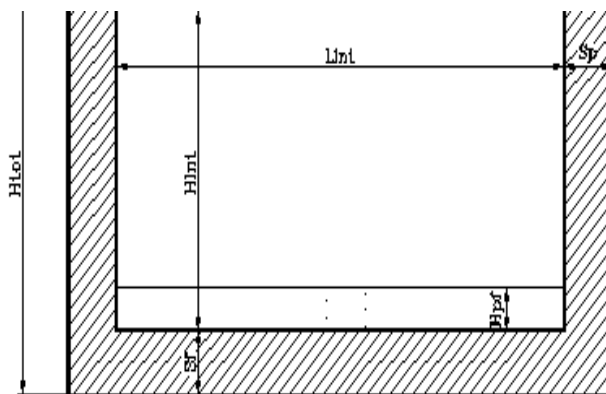
13.3.2.7 Programmi di servizio

Per le verifiche delle sezioni si adotta il programma: "RC-SEC" – Autore GEOSTRU Software. ANALISI DEI CARICHI E FASI

13.3.3 Descrizione opera

La dimensione interna è di 2.05m e l'altezza interna pari a 1.50m, con soletta superiore di spessore 0.00m, piedritti di spessore 0.45m e soletta inferiore di spessore 0.40m.

Nel seguito verrà esaminata una striscia di scatolare avente lunghezza di 1.00 m. In figura si riporta schematicamente la geometria dell'opera.



DATI GEOMETRICI			
Grandezza	Simbolo	Valore	U.M.
larghezza totale scatolare	L_{tot}	2.95	m
larghezza utile scatolare	L_{int}	2.05	m
larghezza interasse	L_a	2.50	m
spessore soletta superiore	S_s	0.00	m
spessore piedritti	S_p	0.45	m
spessore fondazione	S_f	0.40	m
altezza totale scatolare	H_{tot}	1.90	m
altezza libera scatolare	H_{int}	1.50	m
spessore pacchetto stradale superiore	$H_{p_{sup}}$	0.00	m
spessore ricoprimento superiore	$H_{R_{sup}}$	0.00	m
spessore pacchetto stradale inferiore	$H_{p_{inf}}$	0.00	m
spessore ricoprimento inferiore	$H_{R_{inf}}$	1.50	m

13.3.4 Modello di calcolo

Il modello considerato per l'analisi è quello di uno scatolare senza soletta superiore di profondità unitaria (1.00m) soggetto alle azioni permanenti variabili ed eccezionali. In corrispondenza dei vertici dello scatolare sono state inserite delle zone rigide pari a metà spessore degli elementi.

Il terreno di fondazione è stato modellato utilizzando la schematizzazione alla Winkler con un opportuno coefficiente di sottofondo.

Di seguito si riporta lo schema di calcolo.

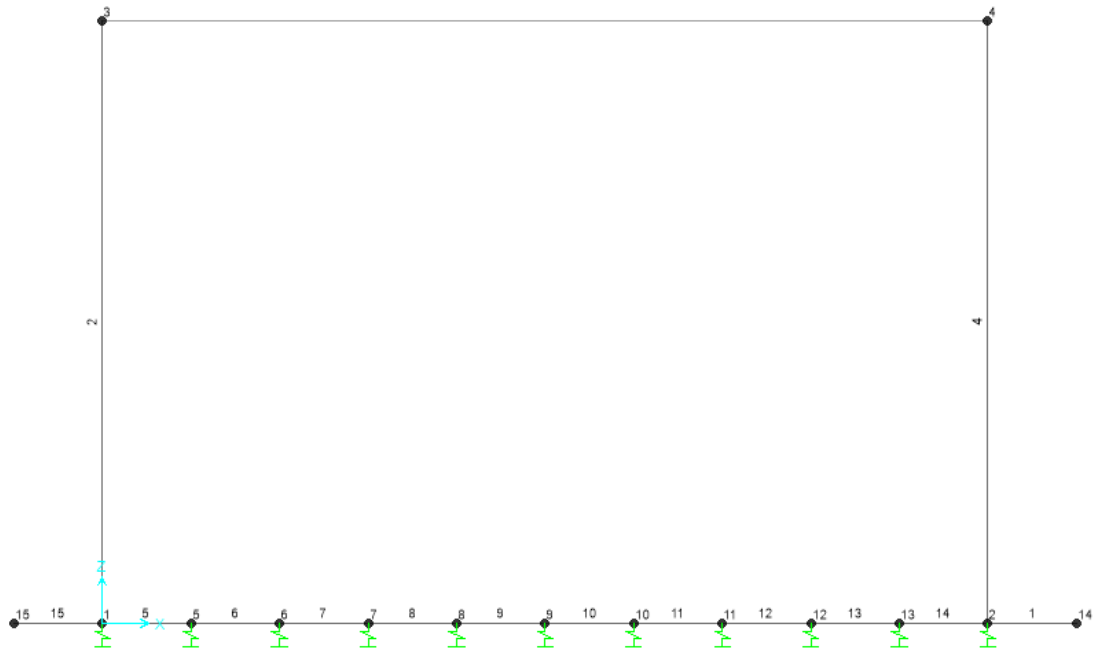
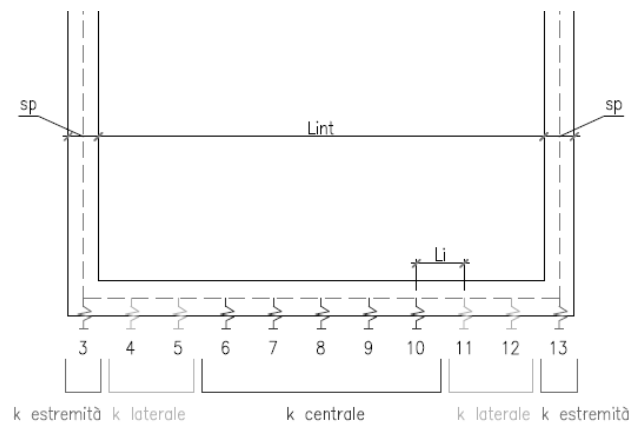


Figura 6 - Numerazione aste e nodi

13.3.5 Valutazione della rigidità delle molle

Si considera lo scatolare appoggiato su di un letto di molle (schematizzazione alla Winkler) assegnando alle aste di fondazione del modello un valore di "linear spring" pari a $K= 19000 \text{ kN/mc}$ in funzione dell'interasse delle molle secondo la seguente formulazione:

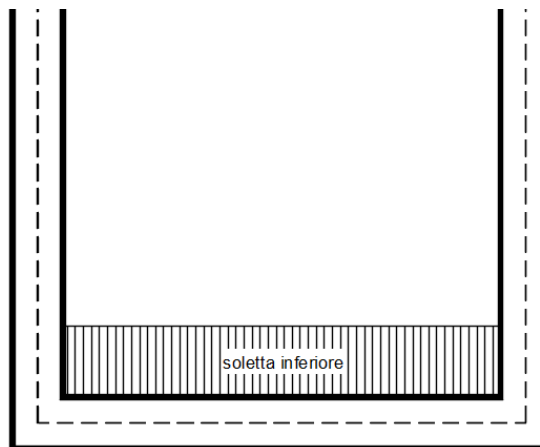
Interasse molle	$i = (S_p/2 + L_{int} + S_p/2)/10 [\text{m}]$	
Molle centrali	$k_1 = k * i$	[kN/m]
Molle intermedie	$k_2 = 1.5 * k * i$	[kN/m]
Molle laterali	$k_3 = 2 * k * (i/2 + S_p/2)$	[kN/m]



13.3.6 Analisi dei carichi

13.3.6.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

<u>Soletta superiore</u>	- Peso proprio	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	0.00 kN/m
	- Totale	0.00 kN/m
<u>Soletta inferiore</u>	- Peso proprio	10.00 kN/m
	- Totale	10.00 kN/m
	- Peso pacchetto pavimentazione 0 cm	0.00 kN/m
	- Peso terreno ricoprimento	28.50 kN/m
	- Totale	28.50 kN/m
<u>Piedritti</u>	- Peso proprio	11.25 kN/m
	- Totale	11.25 kN/m

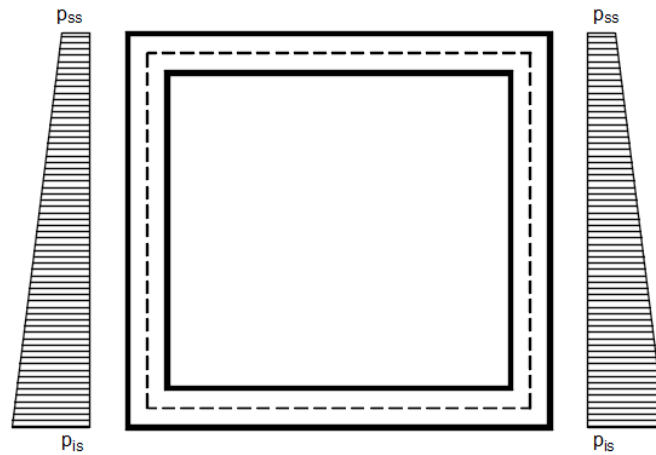


13.3.6.2 Spinta sulle pareti dovuta al terreno ed al sovraccarico permanente

Per il rinterro si prevede un terreno avente angolo di attrito $\varphi = 35^\circ$ ed un peso di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, il coefficiente di spinta viene calcolato, considerando l'elevata rigidezza dello scatolare, utilizzando la formula $K_0=1-\sin\varphi'$, per cui si ottiene un valore di $K_0=0.43$. Le spinte in asse soletta superiore ed asse soletta inferiore valgono:

$$p_{ss} = K_0 * (H_t + H_p + S_s/2) * \gamma = 0.0 \text{ kN/m}$$

$$p_{is} = p_{ss} + K_0 * \gamma * (S_s/2 + H_{int} + S_f/2) = 13.8 \text{ kN/m}$$



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto e soletta inferiore con valore pari a 2.92 kN.

13.3.6.3 Spinta del sovraccarico sul rilevato $q_1=20 \text{ kN/m}$

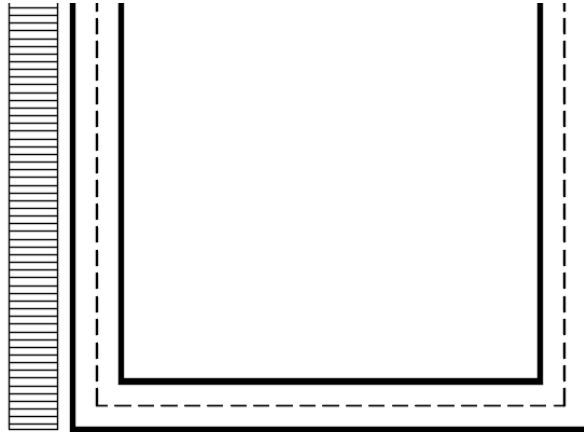
Per il calcolo della spinta dovuta al traffico stradale sul rilevato, si considera un carico tandem distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0m) e sui 3.0m di corsia.

$$q_1 = 150 \text{ kN} * 4 / (18 * 3) \text{ m}^2 + 9 \text{ kN/m}^2 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$q_1 * K_0 = 8.53 \text{ kN/m}^2$$

a) Spinta sul piedritto sinistro

RELAZIONE DI CALCOLO



Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 1.71 kN.

13.3.6.4 Azione del vento

Si rimanda al paragrafo 8.1 per il calcolo dell'azione del vento sulla barriera antirumore.
Si applica un momento e una forza orizzontale come in figura, dove M_u è momento dato dall'azione dell'urto e M_v e F_v sono le azioni del vento:

$M_v = 9.12 \text{ kNm al metro lineare}$

$F_v = 4.56 \text{ kN al metro lineare}$

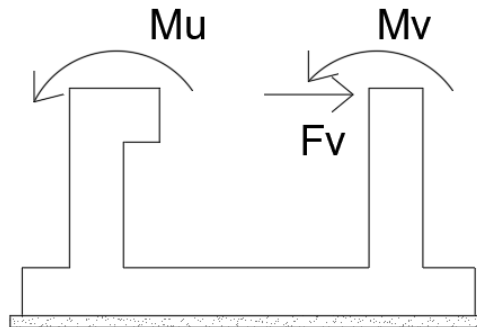


Figura 7 – azioni puntuali agenti sulla sezione

13.3.6.5 Azione da Urto

Le azioni di progetto agenti nella sezione di verifica sono trasformate in azioni distribuite al metro lineare tenendo conto della diffusione a 45° nel piano orizzontale.

Lo spessore del pacchetto stradale è pari a 60cm, pertanto le dimensioni in pianta a livello dell'interfaccia tra pacchetto stradale e terreno sottostante sono le seguenti:

$$L_{\text{TRASV}} = 0.6 + 0.60 + 0.6 = 1.6 \text{ m}$$

$$L_{\text{LONG}} = 0.6 + 0.35 + 0.6 = 1.55 \text{ m}$$

Il carico verticale applicato sul metro lineare adiacente al cordolo è pari a:

$$F_v = [200\text{kN}/(1.6\text{m} \cdot 1.55\text{m})] \cdot 1\text{m} = 80.6 \text{ kN/m}$$

L'urto è applicato come un momento in sommità del piedritto sinistro come:

$$F_u = 100\text{kN}$$

$$M_u = 100 \text{ kNm}$$

13.3.6.6 Variazione termica

Si applica una variazione termica pari a +/- 15°C.

13.3.6.7 Azione sismica inerziale

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale } F_h = k_h \cdot W$$

$$\text{Forza sismica verticale } F_v = k_v \cdot W$$

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

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Con riferimento alla nuova classificazione sismica del territorio nazionale ai fini del calcolo dell'azione sismica secondo il DM 17/01/2018 viene assegnata all'opera una vita nominale $V_N \geq 50$ anni $C_u = 2.0$; segue un periodo di riferimento $V_R = V_N \cdot C_u = 100$ anni.

	SLO	SLD	SLV	SLC
ag =	0.072	0.103	0.368	0.524
F0 =	2.503	2.339	2.350	2.342
TC* =	0.275	0.303	0.466	0.526
SS, oriz =	1.200	1.200	1.054	1.000
ST =	1.000	1.000	1.000	1.000

A seguito di tale assunzione si ottiene allo stato limite ultimo SLV in funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_g = 0.368$ g.

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

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

dove assumendo un terreno di tipo B ed in base al fattore di amplificazione del sito S_s si ottiene:

$$S_s = 1.054 \quad \text{Coefficiente di amplificazione stratigrafica}$$

$$S_T = 1 \quad \text{Coefficiente di amplificazione topografica}$$

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.054 * 1 * 0.368 \text{ g} = 0.388 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max} / g = 0.388$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.194$$

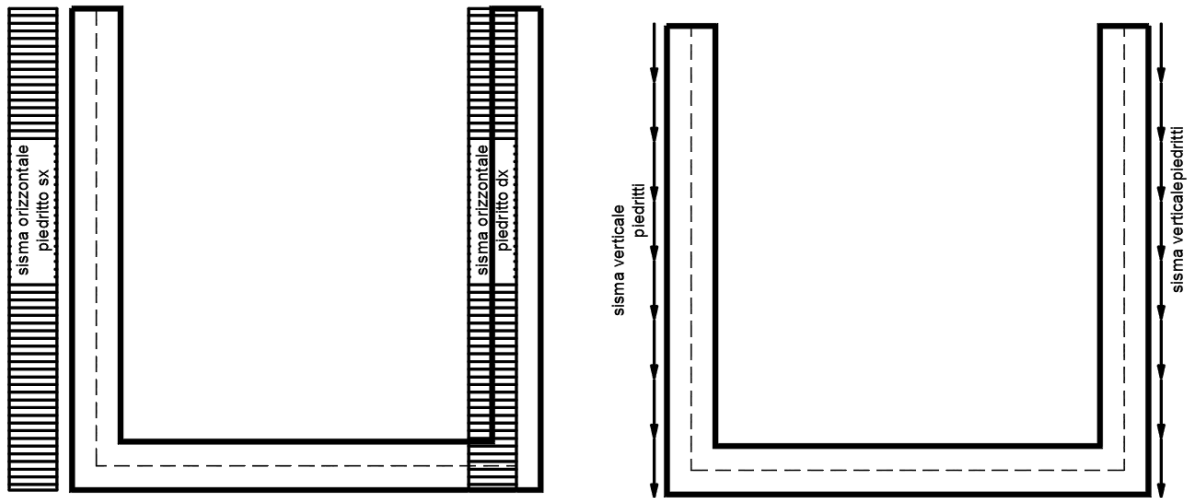
Sisma orizzontale

$F_{sis} = a_{max} * \gamma * H_{tot}$	=	14.00	kN/m	(carico applicato sulla parete)
$F_{inp} = \alpha * S_p * \gamma * 1m$	=	4.36	kN/m	(inerzia piedritti)
Totale	=	18.37	kN/m	(piederitto sx)
Totale	=	4.36	kN/m	(piederitto dx)
$F_{inr} = \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	0.00	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	0.00	kN/m	(inerzia soletta superiore)
$F_q = \alpha * q * 1m * 0.2$	=	0.00	kN/m	(inerzia veicoli)
Totale	=	0.00	kN/m	

Per tenere in conto dei carichi agenti sul semispessore degli elementi considerati nel modello di calcolo, si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto sinistro e soletta inferiore con valore pari a 3.67 kN. Si applicano delle forze concentrate nei nodi tra piedritto destro e soletta inferiore con valore pari a 0.87 kN.

Sisma verticale

$F_{inp} = 0.5 * \alpha * S_p * \gamma * 1m$	=	2.18	kN/m	(inerzia piedritti)
$F_q = 0.5 * \alpha * q * 1m * 0.2$	=	6.41	kN/m	(inerzia veicoli)
$F_{inr} = 0.5 * \alpha * (H_p + H_r) * \gamma_r * 1m$	=	0.00	kN/m	(inerzia pavimentazione e riempimento)
$F_{ins} = 0.5 * \alpha * S_s * \gamma_{cls} * 1m$	=	0.00	kN/m	(inerzia soletta superiore)
Totale	=	6.41	kN/m	



13.3.6.8 Spinta sismica terreno

Le spinte delle terre potranno essere determinate secondo la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinato con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max}/g) * \gamma * H_{tot}^2$$

Tale risultante applicata ad un'altezza pari ad $H_{tot}/2$ sarà considerata agente su uno solo dei piedritti dell'opera.

13.3.7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

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

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

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

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.3 \times E_z$$

avendo indicato con E_y e E_z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

13.3.8 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

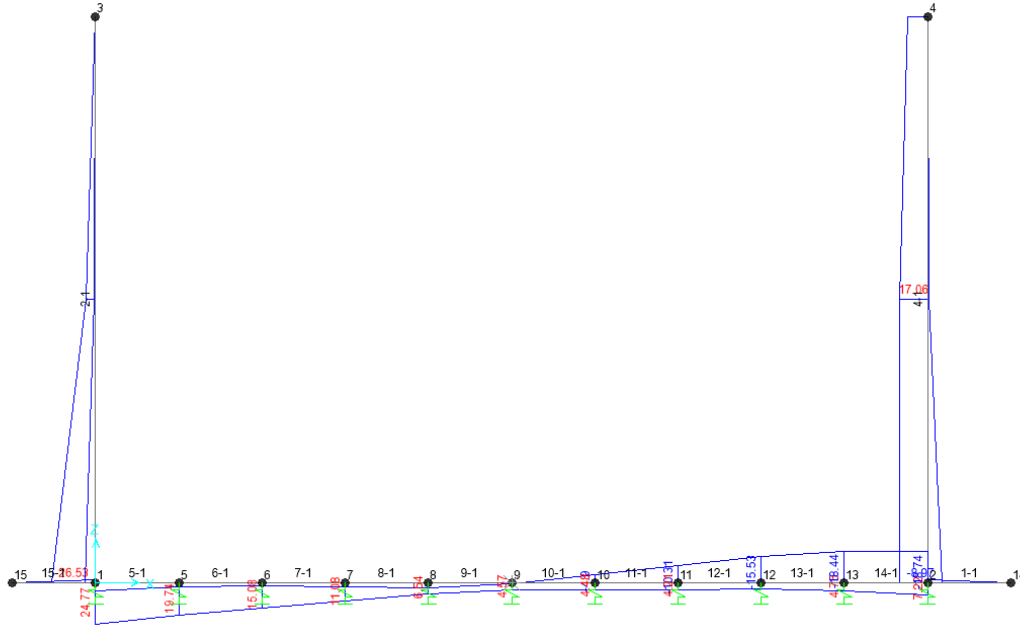


Fig. 1 – Involuppo momenti flettenti SLU

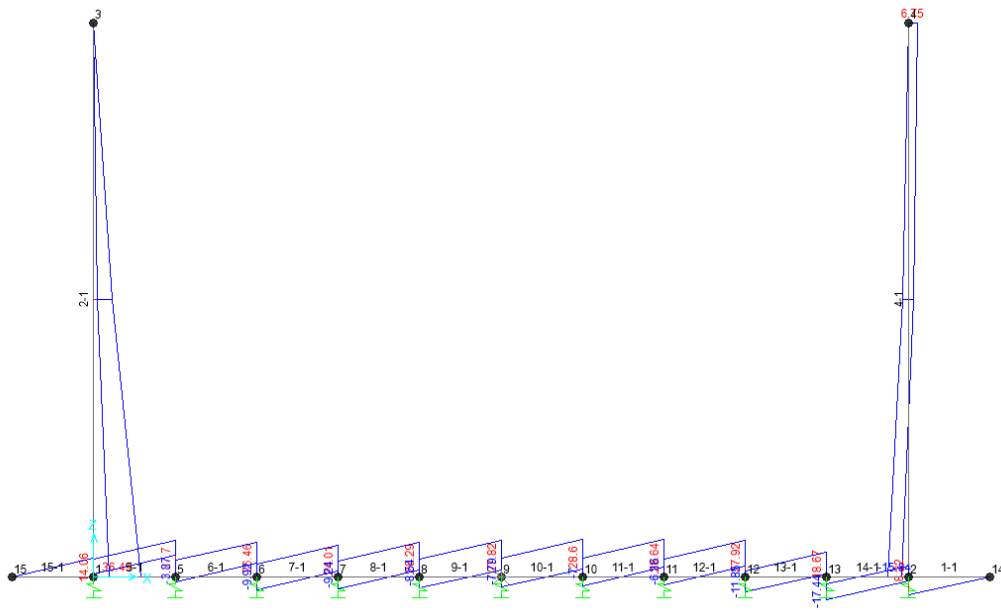


Fig. 2 – Involuppo sforzi taglianti SLU

RELAZIONE DI CALCOLO

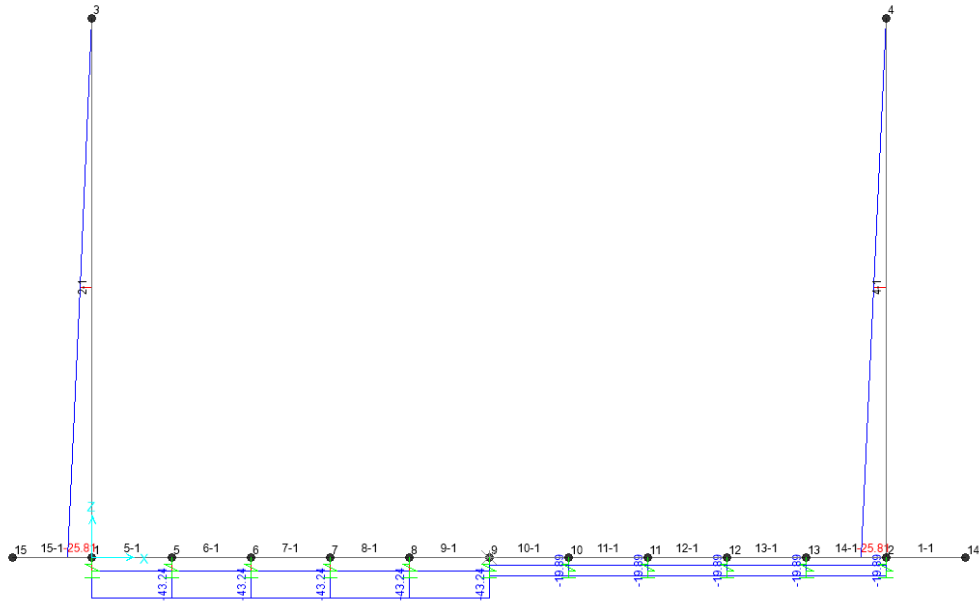


Fig. 3 – Inviluppo azioni assiali SLU

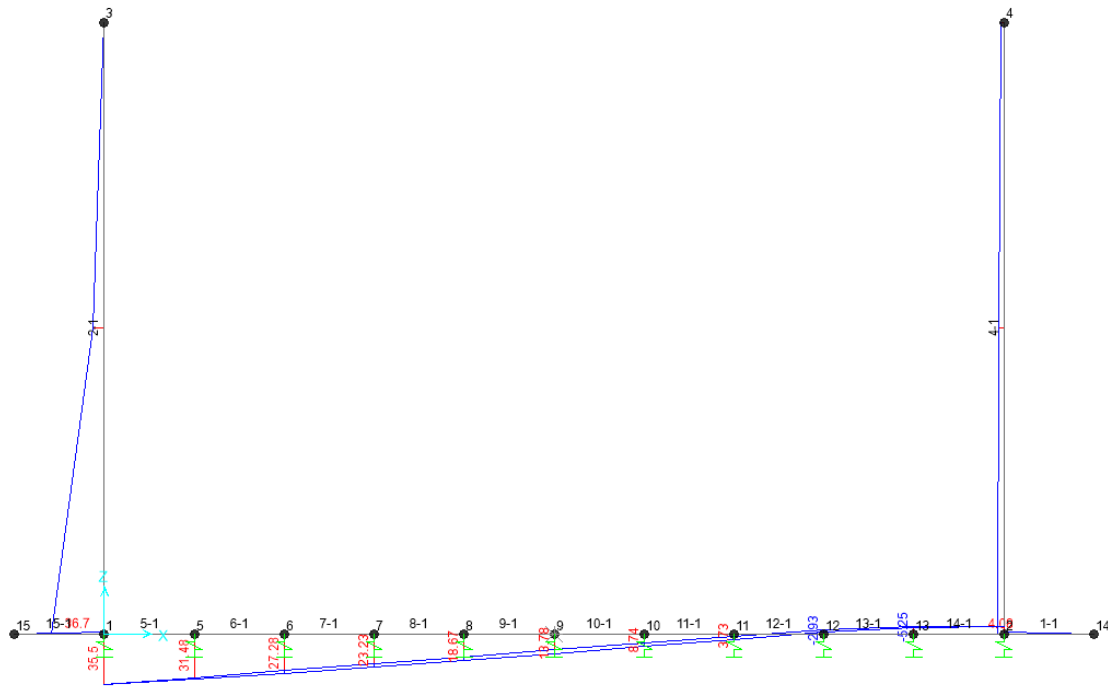


Fig. 4 – Inviluppo momenti flettenti SLV

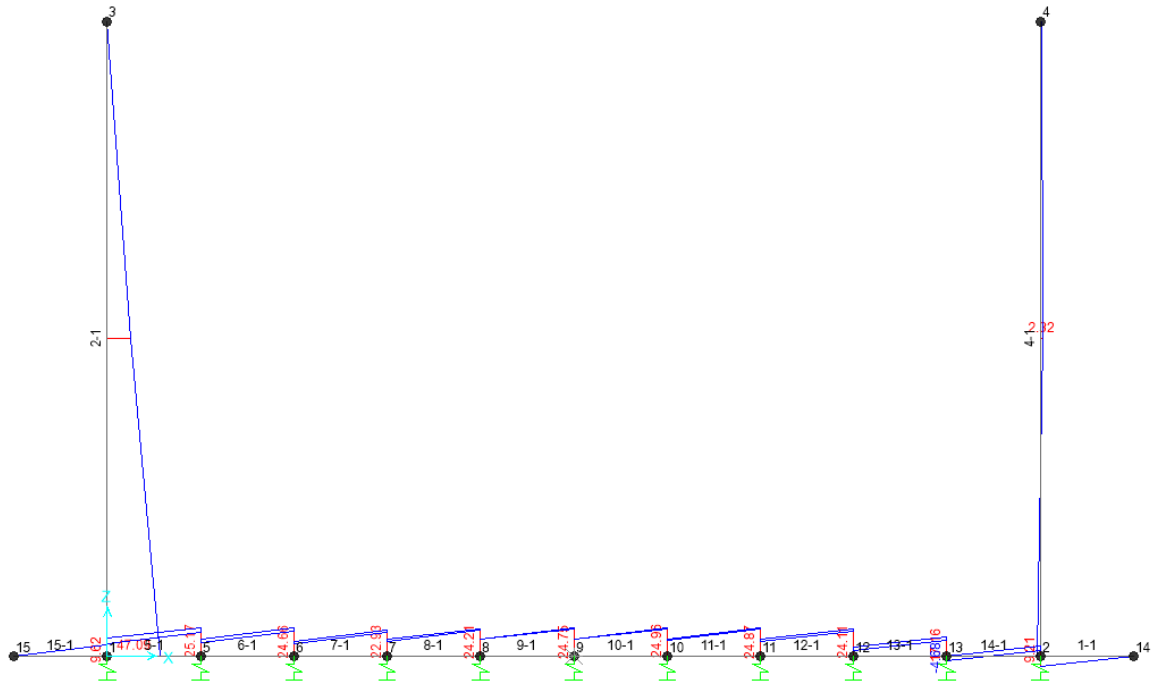


Fig. 5 – Inviluppo sforzi taglianti SLV

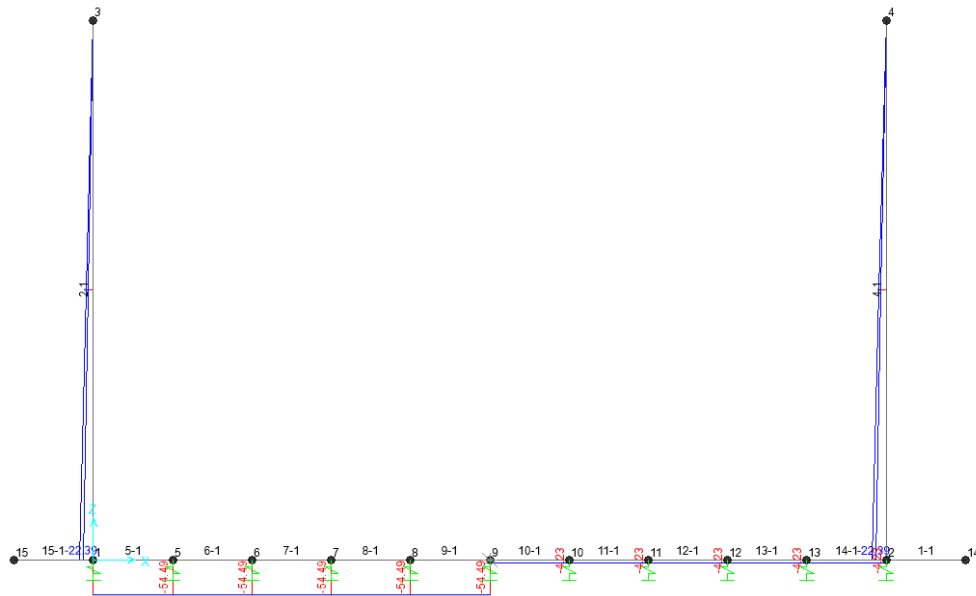


Fig. 6 – Inviluppo azioni assiali SLV

RELAZIONE DI CALCOLO

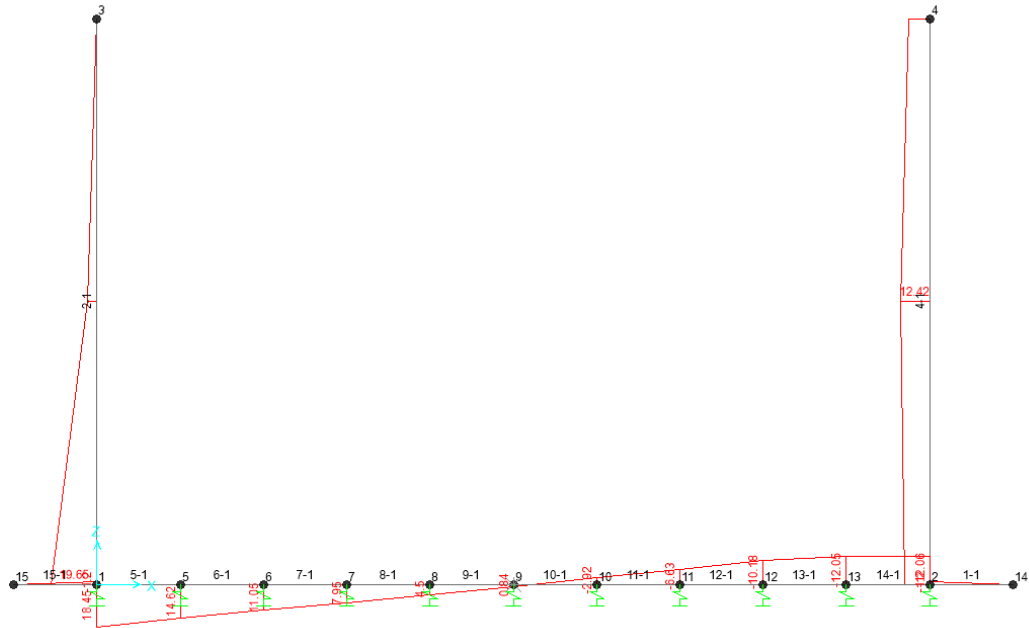


Fig. 7 – Inviluppo momenti flettenti SLE rara

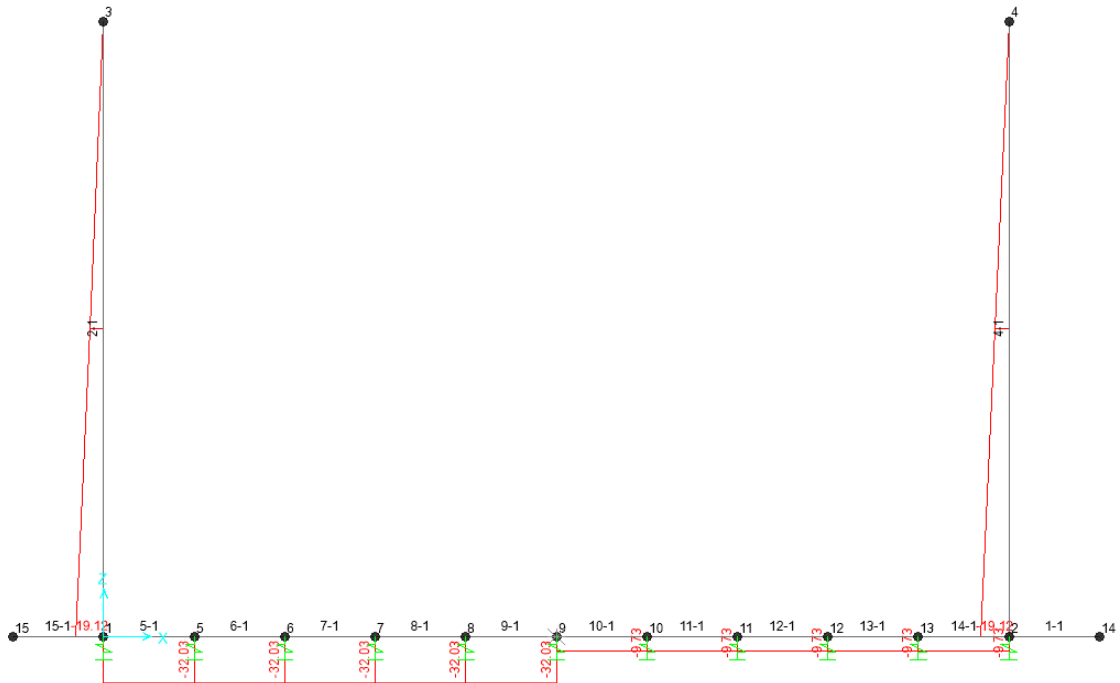


Fig. 8 – Inviluppo azioni assiali SLE rara

13.3.9 VERIFICA DELLE SEZIONI IN C.A.

Nelle tabelle seguenti sono indicati i valori delle sollecitazioni massime e i valori delle sollecitazioni per la verifica a fessurazione risultanti dalle combinazioni di cui al capitolo precedente.

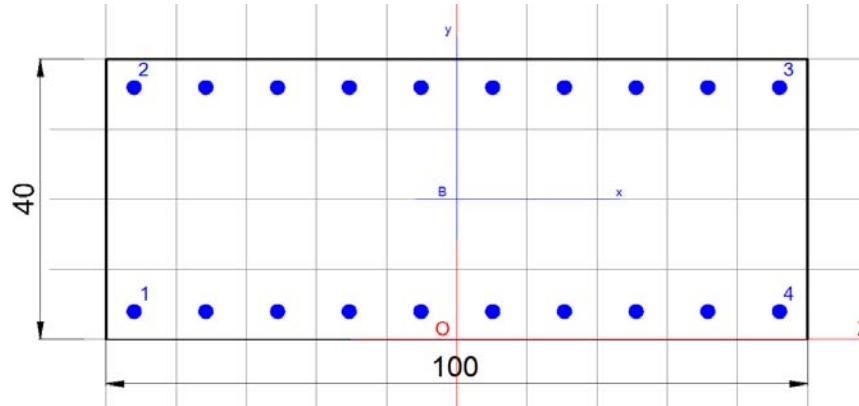
Per le verifiche in corrispondenza dei nodi si considerano le sollecitazioni a filo elemento rigido. Per ogni elemento si ricerca la sezione di Momento e Taglio massimo; la verifica sarà eseguita con la sollecitazione, in modulo, maggiore:

		SLU STR-SLV			
Elemento strutturale	Sezione	C.C. M_{max}	N (kN)	M_{max} (kNm)	T_{max} (kN)
soletta inferiore	nodo piedritto	SLU17-SIS2	211.58	177.70	228.54
	campata	SLU14-STR	292.57	-256.63	-
piedritti	nodo soletta inf	SLU15-STR	0.00	0.00	47.09
	nodo soletta inf	SLU16-SIS	22.39	36.70	47.09
	nodo soletta sup	SLU01-STR	25.81	8.97	15.84
	nodo soletta sup	SLU14-STR	12.91	-17.06	15.84

		SLE RARA		SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
Elemento strutturale	Sezione	N (kN)	M_{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M_{max} (kNm)	ID Asta	N (kN)	M_{max} (kNm)
soletta inferiore	nodo piedritto	84.03	56.34	soletta inferiore	73.98	43.63	soletta inferiore	48.11	44.47
	campata	206.34	-182.31		183.72	-161.89		115.86	-104.82
piedritti	nodo soletta inf	0.00	0.00	piedritti	0.00	0.00	piedritti	0.00	0.00
	nodo soletta inf	19.12	19.65		19.12	16.40		19.12	6.65
	nodo soletta sup	0.00	-9.00		-19.12	-6.48		19.12	6.65
	nodo soletta sup	9.56	-12.42		9.56	-9.11		0.00	0.00

13.3.9.1 Verifica soletta inferiore

Si adotta armatura longitudinale $\varnothing 16/10$.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	40.0
3	50.0	40.0

RELAZIONE DI CALCOLO

4 50.0 0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-46.0	4.0	16
2	-46.0	36.0	16
3	46.0	36.0	16
4	46.0	4.0	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	8	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	211.00	178.00	228.00
2	292.00	-256.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	84.00	56.00	0.00
2	206.00	-182.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	74.00	44.00 (121.92)	0.00 (0.00)
2	184.00	-162.00 (-116.48)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	48.00	45.00 (115.83)	0.00 (0.00)
2	116.00	-105.00 (-116.19)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	211.00	178.00	210.93	300.12	1.69	20.1(7.2)
2	S	292.00	-256.00	292.21	-313.07	1.22	20.1(7.2)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.136	-50.0	40.0	0.00063	46.0	36.0	-0.02231	-46.0	4.0
2	0.00350	0.142	-50.0	0.0	0.00075	-46.0	4.0	-0.02123	46.0	36.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.00000000	0.000716968	-0.025178711	0.136	0.700
2	0.00000000	-0.000686829	0.003500000	0.142	0.700

RELAZIONE DI CALCOLO

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	228.00	228.05	36.0	100.0	0.0056	0.53
2	S	0.00	238.99	36.0	100.0	0.0056	0.73

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.54	-50.0	40.0	-67.0	-46.0	4.0	900	20.1
2	S	8.17	-50.0	0.0	-232.7	35.8	36.0	900	20.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0.00000	0.500	16.0	32	0.00020 (0.00020)	231 0.046 (990.00)	120.05	0.00	
2	S	-0.00136	0.00000	0.500	16.0	32	0.00070 (0.00070)	231 0.161 (990.00)	-116.45	0.00	

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.01	-50.0	40.0	-50.9	-35.8	4.0	900	20.1
2	S	7.27	-50.0	0.0	-207.0	35.8	36.0	900	20.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

RELAZIONE DI CALCOLO

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00030	0.00000	0.500	16.0	32	0.00015 (0.00015)	231	0.035 (0.40)	121.92	0.00
2	S	-0.00121	0.00000	0.500	16.0	32	0.00062 (0.00062)	231	0.143 (0.40)	-116.48	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

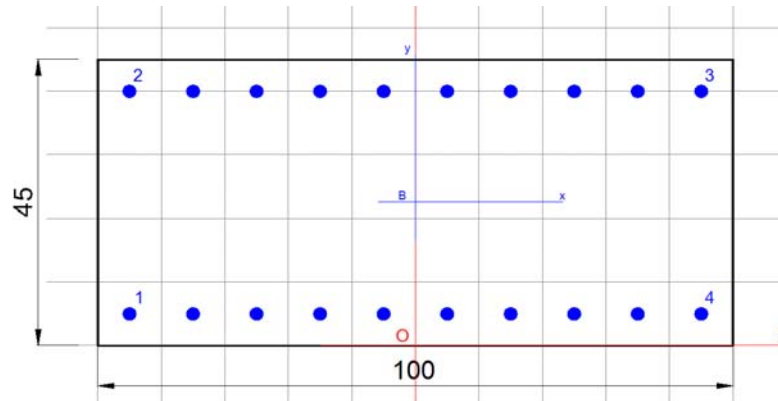
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.02	-50.0	40.0	-58.2	-46.0	4.0	900	20.1
2	S	4.71	-50.0	0.0	-134.9	35.8	36.0	900	20.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00034	0.00000	0.500	16.0	32	0.00017 (0.00017)	231	0.040 (0.30)	115.83	0.00
2	S	-0.00079	0.00000	0.500	16.0	32	0.00040 (0.00040)	231	0.093 (0.30)	-116.19	0.00

13.3.9.2 Verifica piedritti

Si adotta armatura longitudinale $\phi 16/10$.



CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	18.8 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale E_c :	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	19.9 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	19.9 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	14.9 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura f_{tk} :	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto f_{yd} :	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto f_{td} :	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto E_{pu} :	0.068
	Modulo Elastico E_f :	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C32/40	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	45.0
3	50.0	45.0
4	50.0	0.0

RELAZIONE DI CALCOLO

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	5.0	16
2	-45.0	40.0	16
3	45.0	40.0	16
4	45.0	5.0	16

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	8	16
2	2	3	8	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	0.10	47.00
2	23.00	37.00	47.00
3	26.00	9.00	16.00
4	13.00	-17.00	16.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	19.00	20.00	0.00
2	0.00	-9.00	0.00
3	0.00	-13.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	My
1	19.00	17.00 (143.24)	0.00 (0.00)
2	-19.00	-7.00 (-106.34)	0.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO

3 10.00 -9.00 (-143.15) 0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	19.00	7.00 (167.45)	0.00 (0.00)
2	19.00	7.00 (167.45)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	0.10	0.00	297.64	999.00	20.1(7.2)
2	S	23.00	37.00	22.77	301.69	8.15	20.1(8.1)
3	S	26.00	9.00	25.91	302.25	33.58	20.1(8.1)
4	S	13.00	-17.00	13.00	-299.95	17.64	20.1(8.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.126	-50.0	45.0	0.00004	45.0	40.0	-0.02418	-45.0	5.0
2	0.00350	0.128	-50.0	45.0	0.00008	45.0	40.0	-0.02388	-45.0	5.0
3	0.00350	0.128	-50.0	45.0	0.00008	45.0	40.0	-0.02384	-45.0	5.0
4	0.00350	0.127	-50.0	0.0	0.00006	-45.0	5.0	-0.02401	45.0	40.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45

RELAZIONE DI CALCOLO

C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000692068	-0.027643051	0.126	0.700
2	0.000000000	0.000684609	-0.027307419	0.128	0.700
3	0.000000000	0.000683573	-0.027260803	0.128	0.700
4	0.000000000	-0.000687821	0.003500000	0.127	0.700

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale <0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [MPa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	47.00	209.40	40.0	100.0	0.0050	0.00
2	S	47.00	212.46	40.0	100.0	0.0050	0.05
3	S	16.00	212.86	40.0	100.0	0.0050	0.06
4	S	16.00	211.13	40.0	100.0	0.0050	0.03

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.77	-50.0	45.0	-23.3	-45.0	5.0	1050	20.1
2	S	0.34	-50.0	0.0	-12.5	35.0	40.0	1100	20.1
3	S	0.49	-50.0	0.0	-18.0	35.0	40.0	1100	20.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}											
e1	Esito della verifica											
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata											
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata											
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]											
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]											
k3	= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]											
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali											
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali											
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]											
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa											
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]											
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]											
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]											
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi											
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]											
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]											

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00014	0.00000	0.500	16.0	42	0.00007 (0.00007)	285	0.020 (990.00)	141.10	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO

2	S	-0.00007	0.00000	0.500	16.0	42	0.00004 (0.00004)	292	0.011 (990.00)	-130.08	0.00
3	S	-0.00011	0.00000	0.500	16.0	42	0.00005 (0.00005)	292	0.016 (990.00)	-130.08	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.66	-50.0	45.0	-19.1	-45.0	5.0	1050	20.1
2	S	0.21	-50.0	0.0	-14.4	35.0	40.0	1250	20.1
3	S	0.35	-50.0	0.0	-10.1	35.0	40.0	1050	20.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00011	0.00000	0.500	16.0	42	0.00006 (0.00006)	285	0.016 (0.40)	143.24	0.00
2	S	-0.00008	0.00000	0.500	16.0	42	0.00004 (0.00004)	312	0.013 (0.40)	-106.34	0.00
3	S	-0.00006	0.00000	0.500	16.0	42	0.00003 (0.00003)	285	0.009 (0.40)	-143.15	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.28	-50.0	45.0	-5.5	-25.0	5.0	900	20.1
2	S	0.28	-50.0	45.0	-5.5	-25.0	5.0	900	20.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0.00000	0.500	16.0	42	0.00002 (0.00002)	265	0.004 (0.30)	167.45	0.00
2	S	-0.00003	0.00000	0.500	16.0	42	0.00002 (0.00002)	265	0.004 (0.30)	167.45	0.00

13.3.9.3 Tabella riassuntiva armature

ARMATURA		
soletta inferiore	nodo piedritto	Ø16/10 inf Ø16/10 sup
	campata	Ø16/10 inf Ø16/10 sup
piedritti	nodo soletta inf	Ø16/10 inf Ø16/10 sup
	nodo soletta inf	Ø16/10 inf Ø16/10 sup
	nodo soletta sup	Ø16/10 inf Ø16/10 sup
	nodo soletta sup	Ø16/10 inf Ø16/10 sup

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature).