

**REGIONE AUTONOMA DELLA VALLE D'AOSTA
REGION AUTONOME DE LA VALLEÉ D'AOSTE**

UNITE' DES COMMUNES VALDOTAINES

MONT-EMILIUS

MANUTENZIONE STRAORDINARIA E ADEGUAMENTO "VÉLODOIRE"

CUP: H87H22000180007 - CIG: Z8D342F3D6

PROGETTO DEFINITIVO

**RELAZIONE DI CALCOLO
DELLE STRUTTURE**

Committente:

Unité des Communes Valdôtaines Mont-Emilius

Raggruppamento Temporaneo di Professionisti (RTP):

Arch. Andrea MARCHISIO (mandatario)

Ing. Flavio LOVATO

Arch. Sylvie CERISE

Dott. Forestale Duilio GAL

Dott. Geologo Stefano DE LEO

Data:

16 aprile 2022

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

1. PREMESSE

La presente relazione di calcolo si riferisce alla realizzazione di un nuovo muro di contenimento in corrispondenza del viadotto dell'autostrada A5 in comune di Pollein, nel tratto, del percorso ciclabile lungo la Dora Baltea denominato Vélodoire, che collega il Pont-Suaz (Charvensod) alla Grand Place (Pollein).

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per l'esecuzione dei calcoli si fa riferimento alle seguenti norme:

D.Min. Infrastrutture e Trasporti 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".

Circolare Min. Infrastrutture n. 7 del 21 Gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell' <Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018>".

LEGGE n° 64 del 02/02/1974. "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.";

L.R. 31.7.2012 n. 23: "*Discipline delle attività di vigilanza su opere e costruzioni in zone sismiche*"

D.G.R. della Valle d'Aosta del 4.10.2013 n. 1603: "*Approvazione delle prime disposizioni attuative di cui all'articolo 3 comma 3 della legge regionale 31 luglio 2012 n. 23 < Discipline delle attività di vigilanza su opere e costruzioni in zone sismiche >*".

Eurocodice 1 - Parte 1 - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo";

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo;

Eurocodice 8 - Parte 5 - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

3. DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE

Il muro in oggetto è del tipo a mensola in c.c.a., caratterizzato da una fondazione larga 160 cm e spessa 40 cm, da un'altezza variabile con un valore massimo di 190 cm e da uno spessore di 40 cm.

4. MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZO

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Rck: resistenza caratteristica cubica; valore medio nel caso di edificio esistente. [N/mm²]

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [N/mm²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [N/mm²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

γ: peso specifico del materiale. [N/mm³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	Rck	E	G	v	γ	α
C25/30	30	314478.2	(13102.98)	0.1	0.000025	0.00001

4.2. ACCIAIO IN BARRE DA CEMENTO ARMATO E RETI ELETTRISALDATE

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

fyk: resistenza caratteristica. [N/mm²]

σ_{amm.}: tensione ammissibile. [N/mm²]

Tipo: tipo di barra.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [N/mm²]

γ: peso specifico del materiale. [N/mm³]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Livello di conoscenza: indica se il materiale è nuovo o esistente, e in tal caso il livello di conoscenza secondo Circ.617 02/02/09 §C8A. Informazione impiegata solo in analisi D.M. 14-01-08 (N.T.C.) e D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Descrizione	fyk	σ _{amm.}	Tipo	E	γ	v	α	Livello di conoscenza
B450C	450	255	Aderenza migliorata	206000	0.0000785	0.3	0.000012	Nuovo

5. INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Sulla base di quanto indicato nella relazione geologica a firma del dott. geol. Stefano De Leo, il terreno interessato dalle modeste opere di fondazione previste in progetto risulta essere caratterizzato dai seguenti parametri: $\phi = 32^\circ$; $\gamma = 17,50 \text{ kN/m}^3$ e coesione nulla.

6. METODO DI CALCOLO

I calcoli sono stati condotti con l'ausilio dei programmi Muro e VcaSlu, ideati dal professor Piero Gelfi. La correttezza dei risultati è stata poi confermata da calcoli di verifica eseguiti a mano o con l'ausilio di Microsoft Excel.

7. CARICHI E COMBINAZIONI DI PROGETTO

I carichi considerati sono: il carico dovuto alla pista ciclabile; il peso proprio del terreno e del muro e la spinta sismica.

Per la pista ciclabile è stato considerato un carico di 5000 N/m^2 , corrispondente ad una

categoria di carichi C3 in base alla tabella 3.1.II delle NTC 2018.

Data l'entità dei sovraccarichi dovuta al transito dei mezzi e l'impossibile concomitanza di questi con il carico neve, quest'ultimo è stato trascurato nel dimensionamento della struttura in esame.

Ai fini delle verifiche degli stati limite sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

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 caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

Dove, secondo la tabella 2.5.I delle NTC 2018:

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60

In base a quanto indicato al par. 6.5.3.1.1 delle NTC 2018, le verifiche a scorrimento sul piano di posa, a collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno e a ribaltamento, devono essere effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (A1+M1+R3) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I. La verifica a stabilità del pendio è stata omessa in quanto l'opera è situata in una zona pianeggiante.

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

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione 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_γ	1,0	1,0

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

Per quanto riguarda invece le verifiche in condizioni sismiche, il par. 7.11.6.2.2 delle NTC dispone di utilizzare coefficienti parziali unitari per le azioni e i seguenti coefficienti per le verifiche:

Tab. 7.11.III - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche degli stati limite (SLV) dei muri di sostegno.

Verifica	Coefficiente parziale γ_R
Carico limite	1.2
Scorrimento	1.0
Ribaltamento	1.0
Resistenza del terreno a valle	1.2

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione

orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
II	50.0	1.0	50.0	B	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica, il programma calcola (vedi NTC §7.11.6.2.1):

- l'accelerazione massima attesa

$$a_{\max} = a_g \cdot S_S \cdot S_T,$$

- il coefficiente di riduzione β_m dell'accelerazione massima.

Ricerca per coordinate
 Ricerca per comune
 Isole

Longitudine: Latitudine:

Parametri interpolati

TR	ag	Fo	Tc*
30	0,031	2,459	0,201
50	0,038	2,525	0,222
72	0,045	2,510	0,242
101	0,052	2,533	0,249
140	0,058	2,560	0,263
201	0,067	2,554	0,273
475	0,094	2,526	0,287
975	0,122	2,499	0,297
2475	0,168	2,507	0,305

Le tabelle individuano aree per le quali è necessario una validazione ad hoc. (dati sismologici aprile 2004)

OK Annulla

V_R Stato Limite → a_g F_o T_{c^*}

Suolo S_s Topo h/H S_T

a_{\max} g β_m k_h k_v

8. VERIFICHE GEOTECNICHE ALLO SLU

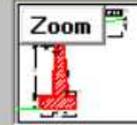
Vengono di seguito esposti i risultati del calcolo effettuato con il programma Muro.

Titolo : muro sotto pista ciclabile

Altezza paraghiaia (m) h1 0
 Spessore paraghiaia (m) s1 0
 Inclinazione parete (%) i 0
 Altezza parete (m) h2 1,9
 Spessore in testa (m) s2 0,4
 Spessore alla base (m) s3 0,4
 Altezza fondazione (m) h3 0,4
 Sbalzo fond. contro terra L1 0
 Larghezza totale fond. L2 1,6

Angolo attrito interno φ° 32
 Ang. attrito terra-muro δ° 21
 Ang. attrito fondazione φ_f° 26
 Peso spec. terre [kN/m3] γ_t 17,5
 Peso spec. muro [kN/m3] γ_m 24
 Dati Sisma K_v 0,0101 K_h 0,0203

Impalcato
 Ni 0 dN 0
 Vi 0 kN



N* lati terreno 1
 Calcolo Visualizza

	Lungh.	Dislivello	q
Lato 1	2,5	0	5

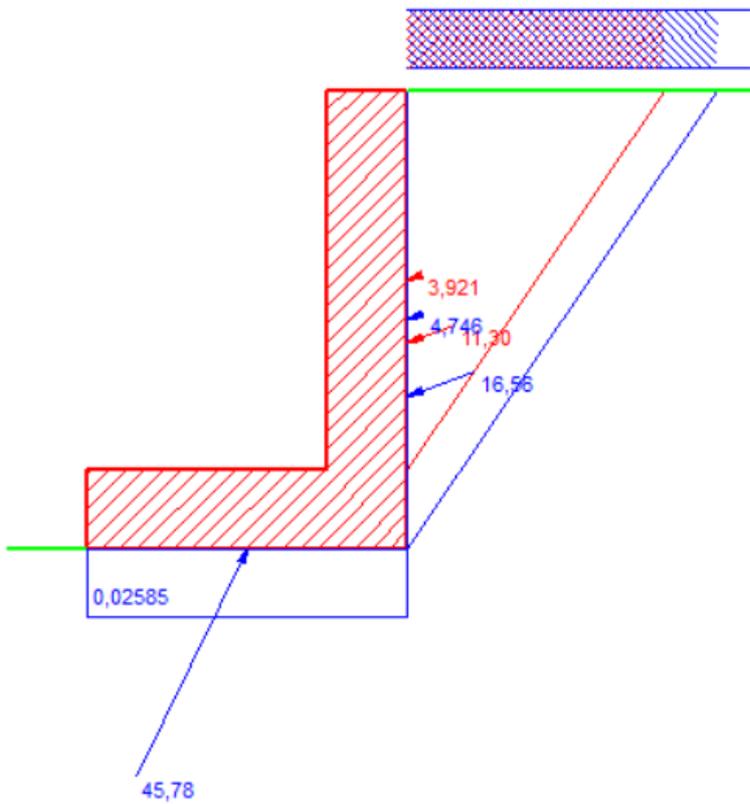
Parete
 St 11,30 kN
 Sq 3,921 kN
 Ss 0 kN
 Si 0 kN
 M 9,067 kNm
 N 23,69 kN
 V 14,21 kN
 ?1

Fondazione

Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento	
St	16,56 ?1	St	16,56 ?1	St	16,56 ?1
Sq	4,746	Sq	4,746	Sq	4,746
Ss	0	Ss	0	Ss	0
Si	0	Si	0	Si	0
Mr	4,731	V	19,89	M	-0,1059
Ms	37,82	N	41,23	N	41,23
Ms/Mr	7,995	c. scor.	1,011	V	19,89

Sbalzi Fondazione
 M valle 11,54
 M monte 0
 $\sigma_{t, valle}$ 0 MPa
 $\sigma_{t, monte}$ 0,02585
 % comp. 99,68
 Verifiche più gravose ▾

muro sotto pista ciclabile



Dati
 $\varphi = 32^\circ$
 $\delta = 21^\circ$
 $\varphi f = 26^\circ$
 $\gamma t = 17,5 \text{ kN/m}^3$
 $\gamma m = 24 \text{ kN/m}^3$
 $kh = 0,0203; kv = 0,0101$
 $Ni = 0$
 $dN = 0$
 $Vi = 0$
 $Vi = 0$

Sollecitazioni Parete
 $St = 11,30$
 $Sq = 3,921$
 $Ss = 0$
 $Si = 0$
 $M = 9,067$
 $N = 23,69$
 $V = 14,21$

Sollecitazioni Fondazione per Ribaltamento
 $St = 16,56$
 $Sq = 4,746$
 $Ss = 0$
 $Si = 0$
 $Mr = 4,731$

Verifiche Fondazione
 Sicurezza ribaltamento = 7,995
 Sicurezza scorrimento = 1,011
 $M = -0,1059$
 $N = 41,23$
 $\sigma_{t, valle} = 0 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma_{t, monte} = 0,02585 \text{ N/mm}^2$
 $M_{sbalzo valle} = 11,54$
 $M_{sbalzo monte} = 0$

Come si può notare le verifiche a ribaltamento e a scorrimento risultano soddisfatte in quanto il rapporto tra le azioni stabilizzanti e quelle instabilizzanti è superiore ai coefficienti di sicurezza di tabella 6.5.I. in condizioni statiche (come si evince dalla figura sopra riportata) e di tabella 7.11.iii in condizioni sismiche (si veda figura sottostante).

Fondazione							
Ribaltamento		Scorrimento		Schiacciamento		Sbalzi Fondazione	
St	12,74	St	12,74	St	12,74	M valle	11,54
Sq	3,164	Sq	3,164	Sq	3,164	M monte	0
Ss	0,8613	Ss	0,8613	Ss	0,8613	$\sigma_{t, valle}$	0 MPa
Si	0,6821	Si	0,6821	Si	0,6821	$\sigma_{t, monte}$	0,02585
Mr	4,081	V	16,33	M	-2,169	% comp.	99,68
Ms	38,21	N	39,95	N	39,95	2 Ver. sismiche kv>0	
Ms/Mr	9,363	c. scor.	1,529	V	16,33		

Il calcolo del carico limite è stato eseguito avvalendosi della nota formula di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma_1' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_\chi \cdot g_\chi + \gamma_2' \cdot D \cdot N_q \cdot i_c \cdot s_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot g_q$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- N_q, N_c, N_γ coefficienti di capacità portante funzione dell'angolo d'attrito interno ϕ' del terreno (Vesic, 1975):

ϕ' (°)	0	22	24	26	28	30	32	34	36
N_c	5.14	16.88	19.32	22.25	25.80	30.14	35.49	42.16	50.59
N_q	1.00	7.82	9.60	11.85	14.72	18.40	23.18	29.44	37.75
N_γ	0.00	7.13	9.44	12.54	16.72	22.40	30.22	41.06	56.31

- s_q, s_c, s_γ coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- d_q, d_c, d_γ coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- i_q, i_c, i_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- b_q, b_c, b_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione della fondazione
- g_q, g_c, g_γ coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del piano campagna
- γ_2' peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- γ_1' peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- c' coesione del terreno;
- B dimensione della fondazione;
- D profondità di posa.

I coefficienti di inclinazione del carico sono stimabili dalle seguenti espressioni (Vesic, 1973):

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

e in cui A_f è l'area della fondazione ($B \times L$) e c_a è la coesione.

Il contributo legato alla profondità di posa è stato trascurato a favore di sicurezza, mentre i coefficienti s, b e g sono stati omessi in quanto né la fondazione né il piano campagna risultano inclinati e poiché la fondazione è nastriforme.

Nel caso, come quello studiato, di carico eccentrico il valore della dimensione B della fondazione da introdurre in tutte le precedenti formule deve corrispondere, secondo Meyerhof (1953), a quello relativo alla minima superficie rispetto alla quale il carico risulta centrato e quindi nel caso di fondazione rettangolare si ha $B_{eff} = B - 2e$ (in cui e è l'eccentricità del carico).

Nelle tabelle che seguono si riportano i risultati ottenuti nella combinazione di carico peggiore (quella statica).

Caratteristiche del terreno		
coeff sicurezza	1	(tab 6.2.ii)
coeff coesione	1	(tab 6.2.ii)
coeff peso specifico	1	(tab 6.2.ii)
coeff resistenza	1,4	(tab 6.5.i)
peso specifico γ_1'	17,5	kN/m ³
angolo di attrito ϕ'	32	°
peso specifico di progetto γ_{1d}'	17,5	kN/m ³
angolo di attrito di progetto ϕ'_{d}	32	°
Carichi		
M	-0,106	kNm
V	41,23	kN
H	19,89	kN
Geometria		
eccentricità e	0,003	m
Bridotta	1,59	m
S spessore	0,4	m
Capacità portante		
N_{γ}	30,22	
i_{γ}	0,140	
q_{lim}	58,86	kN/m ²

Infine affinché la verifica a carico limite sia soddisfatta deve essere

$$N_{lim}/V_{sd} \geq 1 \text{ dove } V \text{ è il carico verticale e } N_{lim} = q_{lim} \cdot B_{eff} \cdot L / \gamma_R$$

In questo caso N_{lim} vale 66,8 kN e quindi

$$N_{lim}/V_{sd} = 1,62 \geq 1 \text{ e la verifica è soddisfatta}$$

9. VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Come prescritto inoltre al paragrafo 6.5.3.2 delle NTC 2018, la fondazione del muro in oggetto deve essere verificata anche allo SLE, in particolare verificando che gli spostamenti risultino compatibili con i requisiti prestazionali.

Pertanto è stato calcolato il cedimento immediato e dopo 50 anni (vita nominale) facendo riferimento ai metodi di calcolo basati sui risultati di prove in sito per terreni simili a quello in

oggetto; in particolare ci si è basati sul metodo proposto da Burland e Burbidge (1985) che risulta tra i più affidabili (si veda studio Berardi e Lancellotta del 1993).

La combinazione considerata è stata quella allo SLE frequente e dunque:

$$- V_{sd} = 38,96 \text{ kN.}$$

La lunghezza della zona di interesse può essere stimata pari a

$z_i = B^{0.7} = 1,39 \text{ m}$, pertanto la zona di interesse va da quota $-0,70 \text{ m}$ a quota $-2,09 \text{ m}$. In questa zona il numero di colpi stimabili con una prova penetrometrica SPT è cautelativamente pari a $N_{av} = 15$.

Pertanto, l'indice di compressibilità I_c può essere stimato pari a

$$I_c = 1,7/N_{av}^{1.4} = 0,04;$$

quindi, considerando un carico distribuito $q_d' = V_{sd}/\text{Area} = 24,35 \text{ kN/m}^2$, e, a favore di sicurezza, un fattore di forma della fondazione unitario, si ha che il cedimento immediato può essere considerato pari a

$$w = f_s \cdot (q_d' - 2/3 \cdot \sigma_{v0}') \cdot B^{0.7} \cdot I_c = 0,86 \text{ mm.}$$

Il cedimento dopo 50 anni si ottiene invece come:

$$w_{50} = (1 + R_3 + R \cdot \log(50/3)) \cdot w = 1,33 \text{ mm}$$

dove $R_3 = 0.3$ e $R = 0.2$ in quanto i carichi considerati sono statici.

I cedimenti così calcolati **risultano compatibili con la funzionalità** del muro.

10. VERIFICHE STRUTTURALI

10.1. PROGETTAZIONE A TAGLIO

Per la verifica a taglio del muro è stata considerata la sezione allo spiccatto della parete ed è stato verificato che la resistenza del calcestruzzo privo di armatura a taglio è nettamente maggiore delle sollecitazioni.

Il taglio nella combinazione di calcolo peggiore viene fornito dal programma Muro ed è pari a $14,21 \text{ kN}$.

In base a quanto riportato al par. 4.1.2.3.5.1 delle NTC 2018, la resistenza degli elementi privi di armatura a taglio si può valutare come:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{s1} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non meno di $(l_{ba} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{ba} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Nel caso in esame

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$;

$d = h - \text{copriferro} - \phi/2 - \phi_{\text{staffe}} = 400 - 40 - 7 - 10 = 343 \text{ mm}$;

quindi $k = 1,76 \leq 2$, $v_{\min} = 0,035 \cdot k^{1,5} \cdot f_{ck}^{0,5} = 0,41 \text{ N/mm}^2$ e si può affermare che $V_{rd} \geq V_{\min} \cdot L \cdot d = 140,63 \text{ kN}$ che è maggiore di $V_{ed} = 14,21 \text{ kN}$.

Pertanto non è richiesta armatura specifica a taglio. Lo stesso vale nella suola, in cui il taglio vale $19,37 \text{ kN} < 140,63 \text{ kN}$.

10.2. PROGETTAZIONE DELLE ARMATURE A FLESSIONE

Per il progetto delle armature a flessione ci si è invece avvalsi dell'ausilio del programma Vca-Slu. Prendendo sempre a riferimento la sezione allo spiccato della parete, dal programma Muro si ottiene che nella combinazione peggiore (quella statica):

- $M = 9,067 \text{ kNm}$;

- $N = 23,69 \text{ kN}$.

Se si prende invece la sezione più sollecitata della suola, si ha:

- $M = 11,54 \text{ kNm}$.

Prevedendo un'armatura $\phi 12/20$ ambo i lati si dimostra, tramite il programma Vca-Slu che le sollecitazioni sia della parete che della suola risultano ampiamente all'interno del dominio M-N della sezione.

Titolo :

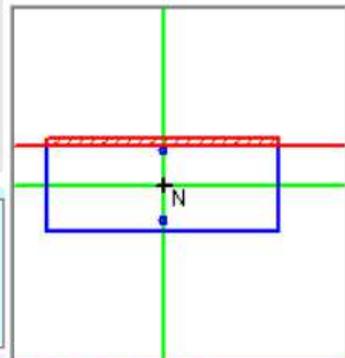
N° figure elementari Zoom

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5,65	4,8
2	5,65	35,2

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



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C **C25/30**

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

M_{xRd} kN m

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

N° rett.

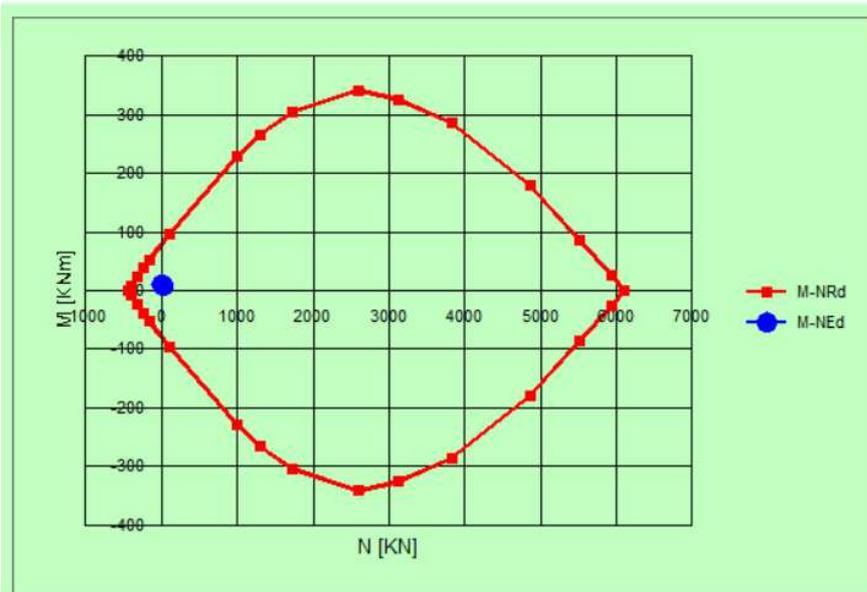
Calcola MRd

L₀ cm

Precompresso

Dominio M-N

File



Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	23,69	9,067
2	0	11,54