

**E 78 GROSSETO - FANO
TRATTO SELCI - LAMA (E 45) - S.STEFANO DI GAIFA
Adeguamento a 2 corsie del tratto Mercatello sul Metauro Ovest -
Mercatello sul Metauro Est (Lotto 4°)**

PROGETTO DEFINITIVO

AN 245

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Sironi</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 Progettore a-b-c</p> <p><i>Ing. Morena Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. David Crenca</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Frosinone n. A1762</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>coopprogetti</p> <p>engeko Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

Galleria Mercatello 2

Imbocco ovest

Relazione tecnica e di calcolo muri

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE	SCALA	
PROGETTO	LIV.PROG	ANNO	T00GA03OSTRE04A.				
D	D	22	T00GA03OSTRE04			A	-
D							
C							
B							
A	Emissione a seguito istruttoria U.0030221 del 16.01.2023		Febbraio'23	Amoruso	Signorelli	Guiducci	
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	

INDICE

1.	<u>DESCRIZIONE INTERVENTO.....</u>	<u>2</u>
2.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>2</u>
3.	<u>DESCRIZIONE DELLE OPERE.....</u>	<u>3</u>
4.	<u>MURO “A”.....</u>	<u>5</u>
5.	<u>MURO “B”.....</u>	<u>26</u>

1. DESCRIZIONE INTERVENTO

La presente relazione ha per oggetto la progettazione strutturale dei muri “A” e “B”, localizzati all’imbocco Ovest della galleria Mercatello 2.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.
- Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge nr. 64 del 02/02/1974.
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.
- Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.
- Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 9 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.
- Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- Testo relazione stile normale – deve essere usato per il testo dei paragrafi

3. DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

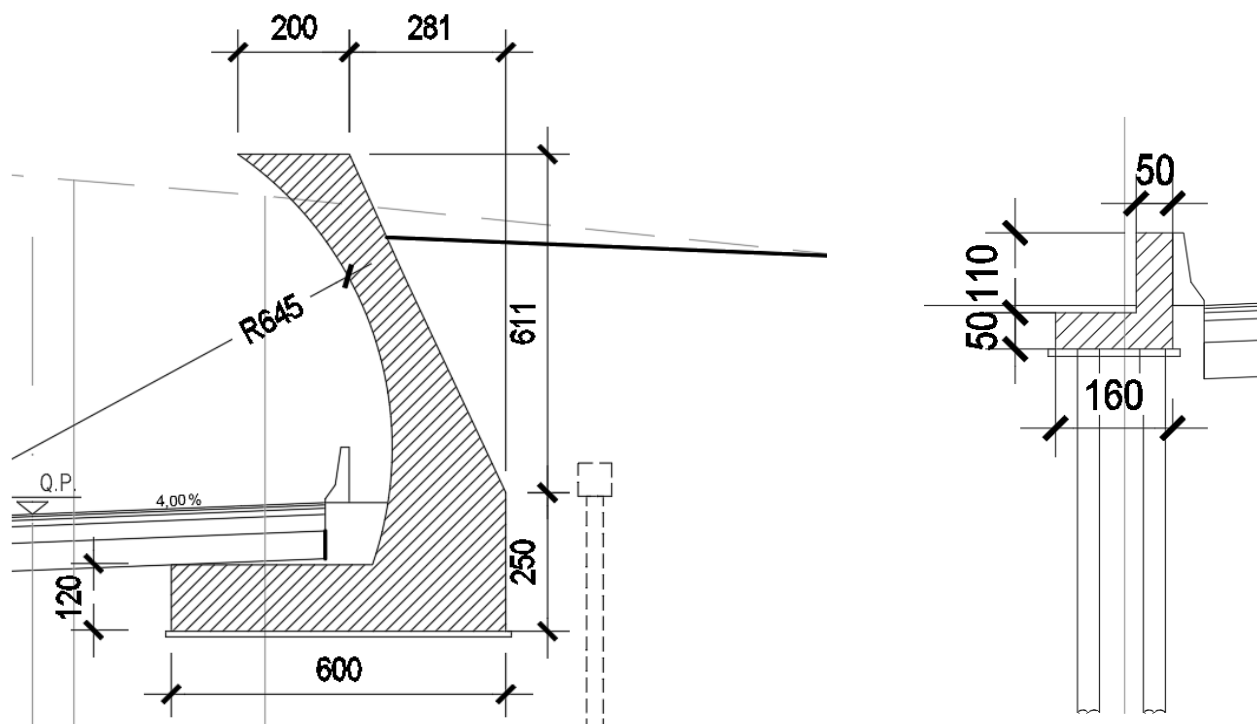
- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale

Se il muro è in calcestruzzo armato: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

Se il muro è a gravità: Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione e verifica in diverse sezioni al ribaltamento, allo scorrimento ed allo schiacciamento.

Si riportano di seguito le geometrie dei muri.

Per il **muro "A"** (sx) si riporta la sezione di massima altezza. Il **muro "B"** (dx) fondato su micropali, è un muro di sostegno al prolungamento del profilo redirettivo in uscita dalla galleria Mercatello 2, e sarà quindi soggetto alla sola azione accidentale "urto".



Di seguito i materiali impiegati.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo per magroni classe C12/15 (UNI 11104)

Massima dimensione aggregati ... - 40 mm

Calcestruzzo classe C32/40 (UNI 11104) - Elevazione Muri

Classe di resistenza	C32/40
Modulo elastico	$E_{cm}=33.643 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC4
Massima dimensione aggregati	16 mm
Copriferro	60 mm
Massimo rapporto A/C	0,50
Minimo contenuto in cemento	340 kg/m^3

Calcestruzzo classe C28/35 (UNI 11104) - Fondazione Muri

Classe di resistenza	C28/35
Modulo elastico	$E_{cm}=32.588 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Massima dimensione aggregati	16 mm
Copriferro	45 mm
Massimo rapporto A/C	0,50
Minimo contenuto in cemento	320 kg/m^3

Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata tipo B450C contr.

$$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2 \quad f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$$

L'acciaio fornito dovrà essere di tipo saldabile.

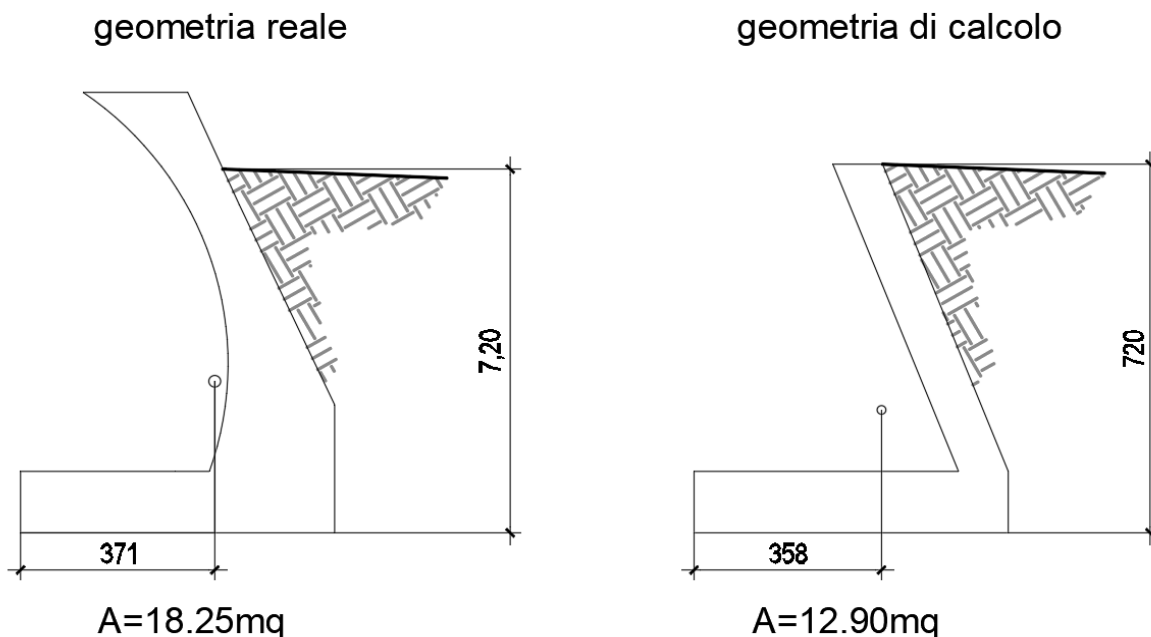
Ogni fornitura deve essere accompagnata da copia conforme del relativo certificato, con data non anteriore a tre mesi, emesso dal Laboratorio Ufficiale incaricato del controllo in stabilimento.

Acciaio per micropali - S355

$$f_{yk} \geq 355 \text{ N/mm}^2 \quad f_{tk} \geq 510 \text{ N/mm}^2$$

4. MURO "A"

Di seguito si riportano i calcoli di dimensionamento e verifica del muro.
Nei calcoli si è considerata la seguente geometria semplificata.



La geometria adottata nel calcolo, pur semplificata, può essere considerata cautelativa rispetto al caso reale per i seguenti motivi:

- Il peso del muro considerato nel calcolo è inferiore al peso del muro reale, rendendo le verifiche a scorrimento a vantaggio di sicurezza
- Il baricentro della struttura reale è più arretrato rispetto al baricentro del modello di calcolo, il che rende il calcolo più sicuro dal punto di vista delle verifiche a ribaltamento, anche in virtù del minore peso considerato
- Le altezze di spinta del terreno sono le medesime

Per quanto riguarda i terreni di riempimento a tergo e di fondazione sono stati considerati i seguenti parametri (cautelativi per quanto riguarda il riempimento):

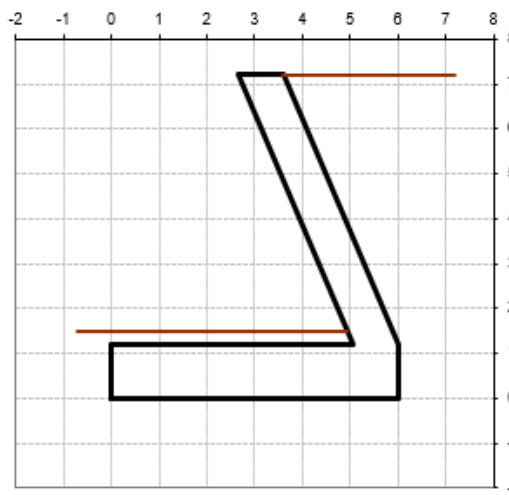
- Terreno di riempimento
 - $\gamma = 19 \text{ kN/mc}$
 - $\phi = 26^\circ$
 - $c = 0 \text{ kPa}$
 - $\delta = 2/3 \phi$
- Terreno di fondazione (unità UG2 - elab. T00GE00GETRE01)
 - $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
 - $\phi = 26^\circ$
 - $c = 10 \text{ kPa}$
 - $\delta = \phi$

Dai profili geologici e geotecnici di progetto (T00GE00GEOFG02 - T00GE00GEtFG02) la falda è al di sotto del piano di fondazione dell'opera.

Di seguito i dettagli del calcolo.

Dati di input

21																																							
22																																							
23																																							
24	OPEBA Esempio																																						
25																																							
26																																							
27																																							
28	Combinazioni coefficienti parziali di verifica																																						
29																																							
30	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td rowspan="2" style="width: 10%; text-align: center; vertical-align: middle;">SLU</td> <td rowspan="2" style="width: 15%; text-align: center;">Approccio 1</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">comb. 1</td> <td style="width: 40%;">A1+M1+R1 EQU+M2</td> <td style="width: 10%; text-align: center;"><input type="radio"/></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">comb. 2</td> <td>A2+M2+R2 EQU+M2</td> <td style="text-align: center;"><input type="radio"/></td> </tr> <tr> <td>31</td> <td></td> <td style="text-align: center;">Approccio 2</td> <td>A1+M1+R3 EQU+M2</td> <td style="text-align: center;"><input checked="" type="radio"/></td> </tr> <tr> <td>32</td> <td colspan="4" style="text-align: center;">SLE (DM88)</td> </tr> <tr> <td>33</td> <td colspan="4" style="text-align: center;">altro</td> </tr> <tr> <td>34</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>35</td> <td colspan="4"></td> </tr> <tr> <td>36</td> <td colspan="2">Peso Specifico del Calcestruzzo</td> <td>$\gamma_{cls} =$</td> <td>25,00 (kN/m³)</td> </tr> </table>	SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>	comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>	31		Approccio 2	A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>	32	SLE (DM88)				33	altro				34					35					36	Peso Specifico del Calcestruzzo		$\gamma_{cls} =$	25,00 (kN/m ³)
SLU	Approccio 1			comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>																																	
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>																																			
31		Approccio 2	A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>																																			
32	SLE (DM88)																																						
33	altro																																						
34																																							
35																																							
36	Peso Specifico del Calcestruzzo		$\gamma_{cls} =$	25,00 (kN/m ³)																																			



				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	26,00	26,00	21,32	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19,00	19,00	19,00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	17,33	17,33	14,21	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	10,00	10,00	8,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	26,00	26,00	21,32	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20,00	20,00	20,00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20,00	20,00	20,00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	16,00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	150000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,25	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1,14	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0,28	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,0798	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0399	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,347	0,347	0,416
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,403	0,403	0,479
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,408	0,408	0,484
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,561	2,561	2,142
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,435	2,435	2,025
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,424	2,424	2,015

Riepilogo dei coefficienti di sicurezza.

Coefficienti di sicurezza			
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1,21	8,73	3,21
Sismico	1,10	4,74	3,03

Forze e verifiche geotecniche

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	-2,40	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,95	(m)
Aggetto monte	B4 =	2,40	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	6,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,20	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	5,05	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3,00	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25,00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	-180,00	-180,00	-162,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	142,50	142,50	128,25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	180,00	180,00	162,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	180,00	180,00	162,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	322,50	322,50	290,25
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	136,80	136,80	123,12
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	136,80	136,80	123,12
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0		

MOMENTI DELLE FORZE VERT. RISPETTO AL PIEDE DI VALLE DEL MURO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	-621,00	-621,00	-558,90
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	445,31	445,31	400,78
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	792,00	792,00	712,80
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	540,00	540,00	486,00
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	1156,31	1156,31	1040,68
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	711,36	711,36	640,22
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	711,36	711,36	640,22
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0		

PROGETTAZIONE ATI:

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$P_m \cdot k_h$	(kN/m)	25,74
Ps v =	$P_m \cdot k_v$	(kN/m)	12,87

- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)

Ptsh =	$P_t \cdot k_h$	(kN/m)	10,92
Ptsv =	$P_t \cdot k_v$	(kN/m)	5,46

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)

MPs1 h=	$k_h \cdot P_m1 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	-45,96
MPs2 h=	$k_h \cdot P_m2 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	47,76
MPs3 h=	$k_h \cdot P_m3 \cdot (H_2 + H_3/3)$	(kNm/m)	45,96
MPs4 h=	$k_h \cdot P_m4 \cdot (H_2/2)$	(kNm/m)	8,62
MPs5 h=	$-k_h \cdot P_m5 \cdot (H_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	56,38

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)

MPs1 v=	$k_v \cdot P_m1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	-24,78
MPs2 v=	$k_v \cdot P_m2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	17,77
MPs3 v=	$k_v \cdot P_m3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	31,60
MPs4 v=	$k_v \cdot P_m4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	21,55
MPs5 v=	$k_v \cdot P_m5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	46,14

- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)

MPts1 h=	$k_h \cdot P_t1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	0,00
MPts2 h=	$k_h \cdot P_t2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 h=	$k_h \cdot P_t3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	56,77
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	56,77

- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)

MPts1 v=	$k_v \cdot P_t1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts2 v=	$k_v \cdot P_t2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,00
MPts3 v=	$k_v \cdot P_t3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	39,30
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	39,30

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 170,95	222,24	225,43
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 163,19	212,15	218,53
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 50,93	66,21	55,34
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
------	---	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MS11 =	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 391,66	509,16	524,47
MS12 =	$St \cdot B$	(kNm/m) 305,59	397,27	332,02
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	525,51	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Squ + f$	212,15	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,49	(-)
-----	----------------	------	-----

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1,21	>
------------------	-----------------------	-------------	-------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	1680,91	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSp	192,45	(kNm/m)
Fs ribaltamento	Ms / Mr	8,73	>

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	525,51	525,51	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sth + Sqh + f - Sp	212,15	212,15	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	1755,79	1755,79	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	-179,25	-179,25	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0Nq'iq + 0,5\gamma_1B^*N\gamma'i\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	10,00		(kN/m³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	25,00		(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	-0,34	-0,34	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	5,32	5,32	(m)

I valori di Nc, Nq e Nγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \varphi/2) * e^{(\pi * tg(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	11,85		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\varphi)$	(2+π in cond. nd)	22,25		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\varphi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,44	0,44	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,39	0,39	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\varphi)))^{m+1}$		0,29	0,29	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

PROGETTAZIONE ATI:

qlim (carico limite unitario) 316,85 316,85

FS carico limite $F = qlim \cdot B^* / N$

Nmin **3,21** >

Nmax **3,21** >

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma^* \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 170,95	170,95	204,93
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma^* \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m) 35,45	35,45	40,19
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 163,19	163,19	198,66
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 33,84	33,84	38,96
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 50,93	50,93	50,31
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 10,56	10,56	9,87
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
-----	--	-------------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m) 391,66	391,66	476,79
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m) 81,22	81,22	93,50
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m) 305,59	305,59	301,84
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m) 63,37	63,37	59,19
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m) 0,00		
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m) 0,00		
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 0,00		

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	539,12 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	=	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh$	233,69 (kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f	=	$tg\phi 1'$	0,49 (-)
Fs	=	$(N*f + Sp) / T$	1,13 >

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms	=	$Mm + Mt + Mfext3$	1867,67 (kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr	=	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	236,97 (kNm/m)
Fr	=	Ms / Mr	7,88 >

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N	=	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)$	Nmin 539,12 Nmax 539,12 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T	=	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp$	233,69 (kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM	=	ΣM	1736,05 1736,05 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M	=	$Xc*N - MM$	-118,69 -118,69 (kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kN/mq)
$\varphi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	25,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,22	-0,22	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,56	5,56	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,41	0,41	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,36	0,36	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot(\varphi')))^{m+1}$		0,26	0,26	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	294,27	294,27	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	3,03	>
		N_{max}	3,03	>

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	170,95	170,95	204,93
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	22,05	22,05	24,13
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	163,19	163,19	198,66
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	21,04	21,04	23,39
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	50,93	50,93	50,31
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6,57	6,57	5,92
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2') \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
-----	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	391,66	391,66	476,79
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	50,51	50,51	56,13
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	305,59	305,59	301,84
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	39,41	39,41	35,54
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		498,47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		220,89	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
$f = \operatorname{tg} \varphi 1'$		0,49	(-)
$Fs = (N \cdot f + Sp) / T$		1,10	>

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
$Ms = Mm + Mt + Mfext3$		1867,67	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPs + Mpts$		394,13	(kNm/m)
$Fr = Ms / Mr$		4,74	>

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		498,47	498,47	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$		220,89		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		1571,93	1571,93	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = Xc \cdot N - MM$		-76,51	-76,51	(kNm/m)

Formula Generale per il Calcolo del Carico Limite Unitario (Brinch-Hansen, 1970)

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI SOSTEGNO – MURI DI SOSTEGNO IMBOCCO OVEST GN MERCATELLO 2

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	10,00		(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	26,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	10,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	25,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	-0,15	-0,15	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,69	5,69	(m)

I valori di N_c , N_q e N_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	11,85		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	22,25		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	12,54		(-)

I valori di i_c , i_q e i_γ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,41	0,41	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,36	0,36	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0,26	0,26	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)		295,07	295,07
-----------	--------------------------	--	--------	--------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	3,37	>
		N_{max}	3,37	>

Sollecitazione e verifiche strutturali SLU – Fessurazione - Tensioni

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

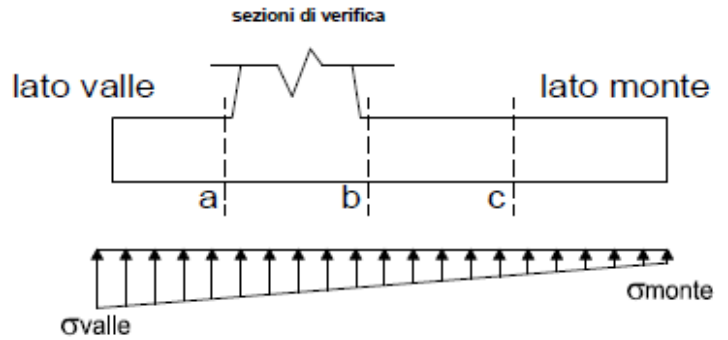
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6,00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6,00 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	525,51	-179,25	57,71	117,46
	525,51	-179,25	57,71	117,46
sisma+	539,12	-118,89	70,07	109,64
	539,12	-118,89	70,07	109,64
sisma-	498,47	-78,51	70,33	95,83
	498,47	-78,51	70,33	95,83



Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 30,00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^3 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B / 2 - PP \cdot B \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	57,71	108,00	567,09	268,92
	57,71	108,00	567,09	268,92
sisma+	70,07	103,37	637,24	347,83
	70,07	103,37	637,24	347,83
sisma-	70,33	91,79	620,73	295,27
	70,33	91,79	605,46	295,27

Mensola Lato Monte

PP = 30,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)
pvb	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)
pvc	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)

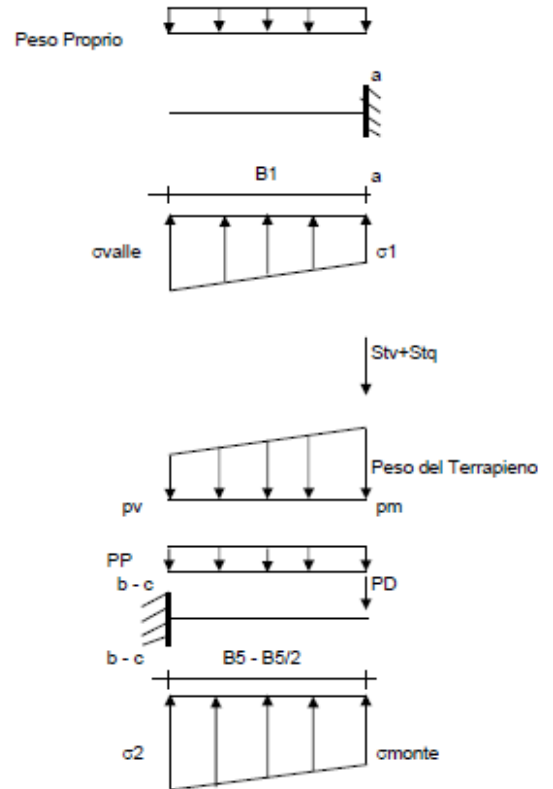
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

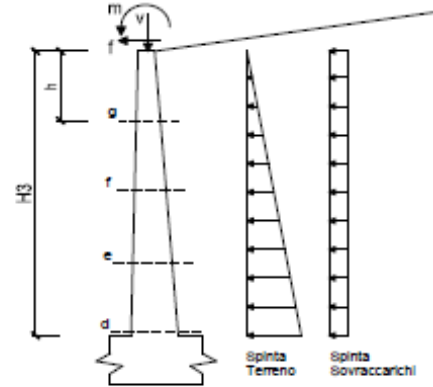
caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	M_b	V_b	$\sigma_2 c$	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	117,46	117,46	0,00	-88,21	117,46	0,00	-88,21
	117,46	117,46	0,00	-88,21	117,46	0,00	-88,21
sisma+	109,64	109,64	0,00	-81,49	109,64	0,00	-81,49
	109,64	109,64	0,00	-81,49	109,64	0,00	-81,49
sisma-	95,83	95,83	0,00	-57,50	95,83	0,00	-57,50
	95,83	95,83	0,00	-57,50	95,83	0,00	-57,50



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$\begin{aligned}
 M_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \\
 M_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o} \cdot h/3 \\
 M_q &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2 \\
 M_{\text{ext}} &= m + f \cdot h \\
 M_{\text{inerzia}} &= \sum P_m \cdot b_i \cdot kh \\
 N_{\text{ext}} &= v \\
 N_{\text{pp+inerzia}} &= \sum P_m \cdot (1 \pm kv) \\
 V_{t \text{ stat}} &= \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \\
 V_{t \text{ sism}} &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \\
 V_q &= K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h \\
 V_{\text{ext}} &= f \\
 V_{\text{inerzia}} &= \sum P_m \cdot kh
 \end{aligned}$$



condizione statica

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	294,65	0,00	0,00	294,65	0,00	142,50	142,50
e-e	4,50	124,31	0,00	0,00	124,31	0,00	106,88	106,88
f-f	3,00	36,83	0,00	0,00	36,83	0,00	71,25	71,25
g-g	1,50	4,60	0,00	0,00	4,60	0,00	35,63	35,63

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	147,32	0,00	0,00	147,32
e-e	4,50	82,87	0,00	0,00	82,87
f-f	3,00	36,83	0,00	0,00	36,83
g-g	1,50	9,21	0,00	0,00	9,21

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	226,65	49,24	0,00	0,00	34,11	310,01	0,00	148,19	148,19
e-e	4,50	95,62	20,77	0,00	0,00	19,19	135,58	0,00	111,14	111,14
f-f	3,00	28,33	6,15	0,00	0,00	8,53	43,02	0,00	74,09	74,09
g-g	1,50	3,54	0,77	0,00	0,00	2,13	6,44	0,00	37,05	37,05

sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	113,33	24,62	0,00	0,00	11,37	149,32
e-e	4,50	63,75	13,85	0,00	0,00	8,53	86,12
f-f	3,00	28,33	6,15	0,00	0,00	5,69	40,17
g-g	1,50	7,08	1,54	0,00	0,00	2,84	11,46

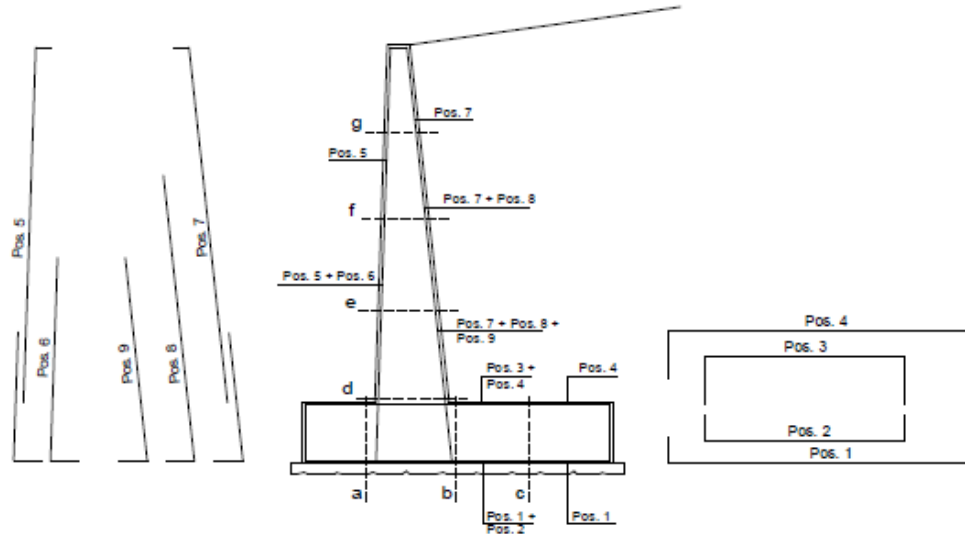
condizione sismica -

sezione	h [m]	Mt _{stat} [kNm/m]	Mt _{sism} [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	226,65	30,62	0,00	0,00	34,11	291,39	0,00	136,81	136,81
e-e	4,50	95,62	12,92	0,00	0,00	19,19	127,73	0,00	102,61	102,61
f-f	3,00	28,33	3,83	0,00	0,00	8,53	40,69	0,00	68,41	68,41
g-g	1,50	3,54	0,48	0,00	0,00	2,13	6,15	0,00	34,20	34,20

sezione	h [m]	Vt _{stat} [kN/m]	Vt _{sism} [kN/m]	Vq [kN/m]	V _{ext} [kN/m]	V _{inerzia} [kN/m]	V _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	113,33	15,31	0,00	0,00	11,37	140,01
e-e	4,50	63,75	8,61	0,00	0,00	8,53	80,89
f-f	3,00	28,33	3,83	0,00	0,00	5,69	37,84
g-g	1,50	7,08	0,96	0,00	0,00	2,84	10,88

PROGETTAZIONE ATI:

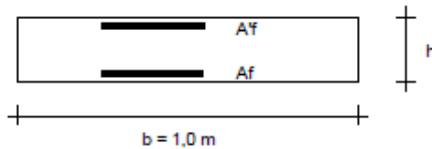
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	26		5	5,0	16	
2	0,0	24	□	6	0,0	24	□
3	0,0	16	□	7	5,0	26	
4	5,0	26		8	0,0	20	□
				9	0,0	12	□

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	652,50	0,00	1,20	26,55	26,55	1108,27
b - b	0,00	0,00	1,20	26,55	26,55	1108,27
c - c	0,00	0,00	1,20	26,55	26,55	1108,27
d - d	310,01	148,19	0,95	26,55	10,05	921,40
e - e	135,58	111,14	0,95	26,55	10,05	906,02
f - f	43,02	74,09	0,95	26,55	10,05	890,59
g - g	6,44	37,05	0,95	26,55	10,05	875,11

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Ed}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	347,83	1,20	364,26	10	20	20	21,8	1899,68	Armatura a taglio non necessaria
b - b	66,21	1,20	364,26	10	20	20	21,8	1899,68	Armatura a taglio non necessaria
c - c	66,21	1,20	364,26	10	20	20	21,8	1899,68	Armatura a taglio non necessaria
d - d	149,32	0,95	342,27	10	20	20	21,8	1486,71	Armatura a taglio non necessaria
e - e	86,12	0,95	337,01	10	20	20	21,8	1486,71	Armatura a taglio non necessaria
f - f	40,17	0,95	331,74	10	20	20	21,8	1486,71	Armatura a taglio non necessaria
g - g	11,46	0,95	326,48	10	20	20	21,8	1486,71	Armatura a taglio non necessaria

PROGETTAZIONE ATI:

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

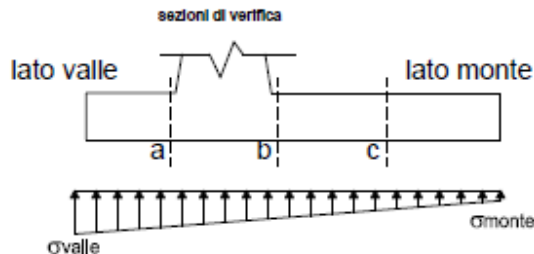
$c_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

$c_{monte} = N / A - M / W_{gg}$

$A = 1.0 \cdot B = 6,00 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6,00 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	c_{valle}	c_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	510,23	-250,91	43,22	126,86
Q.P.	510,23	-250,91	43,22	126,86

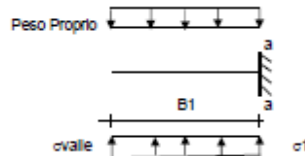


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 30,00 (kN/m)

$Ma = c1 \cdot B^2 / 2 + (c_{valle} - c1) \cdot B^3 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 + kv)$

caso	c_{valle}	$c1$	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	43,22	113,61	467,78
Q.P.	43,22	113,61	467,78



Mensola Lato Monte

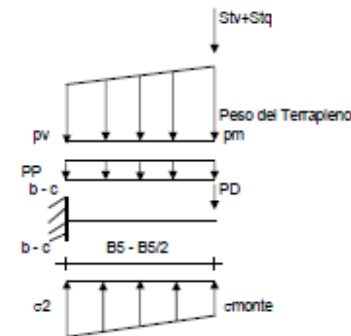
PP = 30,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)
pvb	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)
pvc	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)

$Mb = (c_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot (B5/2)^2 + (c2b - c_{monte}) \cdot (B5/2)^3 - (pm - p_{vb}) \cdot (B5/2)^3 - (Stv + Sqv) \cdot B5 \cdot PD \cdot (B5 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H/2$

$Mc = (c_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B5/2)^2 + (c2c - c_{monte}) \cdot (B5/2)^3 - (pm - p_{vc}) \cdot (B5/2)^3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5/2) \cdot PD \cdot (B5/2 - Bd/2) + Msp + Sp \cdot H/2$

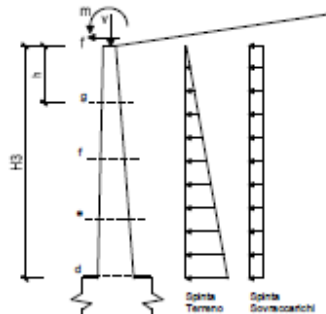
caso	c_{monte}	$c2b$	Mb	$c2c$	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	126,86	126,86	0,00	126,86	0,00
Q.P.	126,86	126,86	0,00	126,86	0,00



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{soil} \cdot h^2 \cdot \tan^2 \alpha$
 $M_q = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{soil} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{tot} = m + f \cdot h$
 $N_{tot} = v$



condizione Frequente

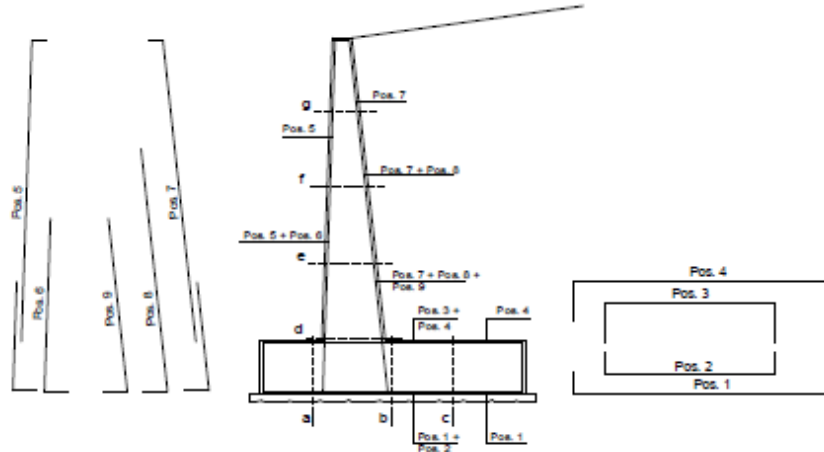
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{tot} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	226,65	0,00	0,00	226,65	0,00	142,50	142,50
e-e	4,50	95,62	0,00	0,00	95,62	0,00	106,88	106,88
f-f	3,00	28,33	0,00	0,00	28,33	0,00	71,25	71,25
g-g	1,50	3,54	0,00	0,00	3,54	0,00	35,63	35,63

PROGETTAZIONE ATI:

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{tot}	M _{tot}	N _{tot}	N _{sp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6,00	226,65	0,00	0,00	226,65	0,00	142,50	142,50
e-e	4,50	95,62	0,00	0,00	95,62	0,00	106,88	106,88
f-f	3,00	28,33	0,00	0,00	28,33	0,00	71,25	71,25
g-g	1,50	3,54	0,00	0,00	3,54	0,00	35,63	35,63

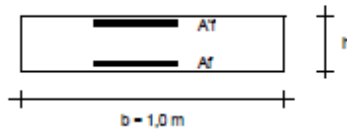
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	26		5	5,0	16	
2	0,0	24	□	6	0,0	24	□
3	0,0	16	□	7	5,0	26	
4	5,0	26		8	0,0	20	□
				9	0,0	12	□

VERIFICHE



- a-a pos 1-2-3-4
- b-b pos 1-2-3-4
- c-c pos 1-4
- d-d pos 5-6-7-8-9
- e-e pos 5-6-7-8-9
- f-f pos 5-7-8
- g-g pos 5-7

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	AT	σc	σt	wk	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	467,78	0,00	1,20	26,55	26,55	2,87	163,71	0,166	0,300
b-b	0,00	0,00	1,20	26,55	26,55	0,00	0,00	0,000	0,300
c-c	0,00	0,00	1,20	26,55	26,55	0,00	0,00	0,000	0,300
d-d	226,65	142,50	0,95	26,55	10,05	2,35	79,67	0,076	0,300
e-e	95,62	106,88	0,95	26,55	10,05	1,01	26,53	0,025	0,300
f-f	28,33	71,25	0,95	26,55	10,05	0,29	3,25	0,003	0,300
g-g	3,54	35,63	0,95	26,55	10,05	0,00	-	-	0,300

sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	AT	σc	σt	wk	w _{lim}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	467,78	0,00	1,20	26,55	26,55	2,87	163,71	0,166	0,400
b-b	0,00	0,00	1,20	26,55	26,55	0,00	0,00	0,000	0,400
c-c	0,00	0,00	1,20	26,55	26,55	0,00	0,00	0,000	0,400
d-d	226,65	142,50	0,95	26,55	10,05	2,35	79,67	0,076	0,400
e-e	95,62	106,88	0,95	26,55	10,05	1,01	26,53	0,025	0,400
f-f	28,33	71,25	0,95	26,55	10,05	0,29	3,25	0,003	0,400
g-g	3,54	35,63	0,95	26,55	10,05	0,00	-	-	0,400

sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

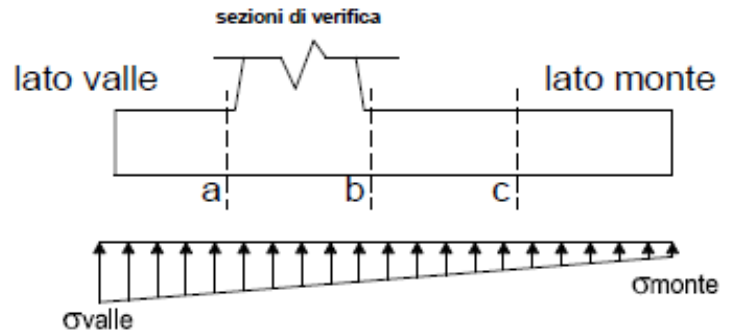
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

$$\sigma_{monte} = N / A - M / W_{gg}$$

$$A = 1.0 \cdot B = 6,00 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 6,00 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	510,23	-250,91	43,22	126,86
	510,23	-250,91	43,22	126,86
sisma+	539,12	-118,69	70,07	109,64
	539,12	-118,69	70,07	109,64
sisma-	498,47	-76,51	70,33	95,83
	498,47	-76,51	70,33	95,83

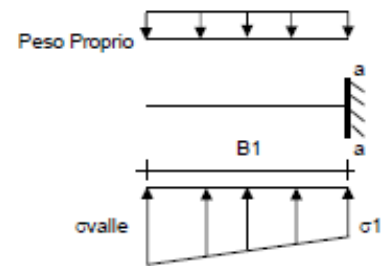


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 30,00 (kN/m)

$$M_a = \sigma_1 \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B^2 / 3 - PP \cdot B^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	43,22	113,61	467,78
	43,22	113,61	467,78
sisma+	70,07	103,37	637,24
	70,07	103,37	637,24
sisma-	70,33	91,79	620,73
	70,33	91,79	620,73



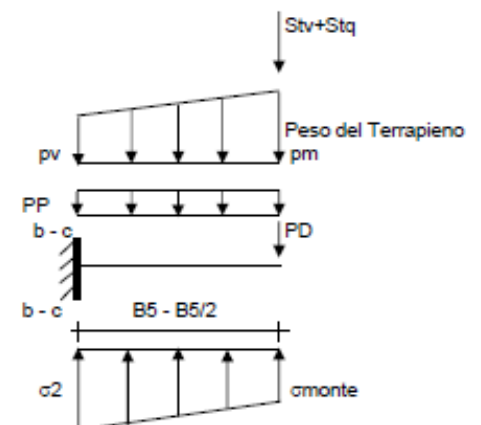
Mensola Lato Monte

PP = 30,00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)
pvb	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)
pvc	114,00	114,00	114,00	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$



caso	σ_{monte}	σ_2^b	M_b	σ_2^c	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	126,86	126,86	0,00	126,86	0,00
	126,86	126,86	0,00	126,86	0,00
sisma+	109,64	109,64	0,00	109,64	0,00
	109,64	109,64	0,00	109,64	0,00
sisma-	95,83	95,83	0,00	95,83	0,00
	95,83	95,83	0,00	95,83	0,00

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a \text{ s orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad \text{o } h/3$$

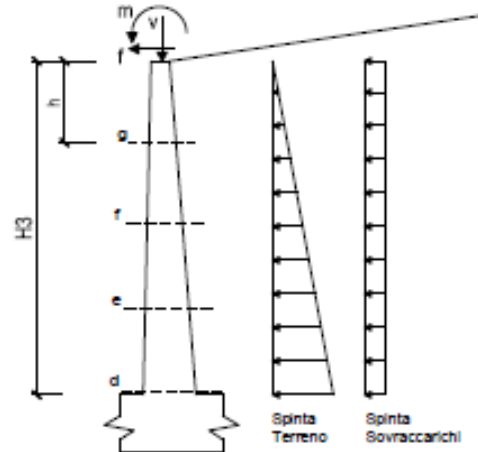
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{\text{ext}} = m + P \cdot h$$

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{\text{ext}} = v$$

$$N_{\text{pp+inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$$



condizione statica

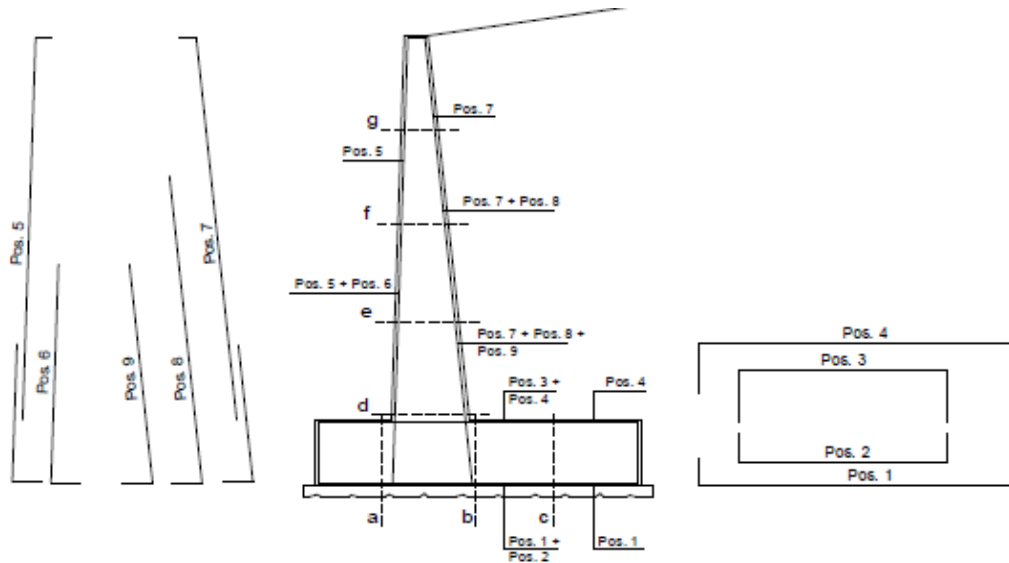
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	226,85	0,00	0,00	226,85	0,00	142,50	142,50
e-e	4,50	95,62	0,00	0,00	95,62	0,00	106,88	106,88
f-f	3,00	28,33	0,00	0,00	28,33	0,00	71,25	71,25
g-g	1,50	3,54	0,00	0,00	3,54	0,00	35,63	35,63

condizione sismica +

sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	226,85	49,24	0,00	0,00	34,11	310,01	0,00	148,19	148,19
e-e	4,50	95,62	20,77	0,00	0,00	19,19	135,58	0,00	111,14	111,14
f-f	3,00	28,33	6,15	0,00	0,00	8,53	43,02	0,00	74,09	74,09
g-g	1,50	3,54	0,77	0,00	0,00	2,13	6,44	0,00	37,05	37,05

condizione sismica -

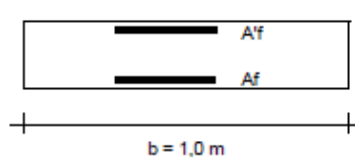
sezione	h [m]	Mt stat [kNm/m]	Mt sism [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{inerzia} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp+inerzia} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	6,00	226,85	30,62	0,00	0,00	34,11	291,39	0,00	136,81	136,81
e-e	4,50	95,62	12,92	0,00	0,00	19,19	127,73	0,00	102,61	102,61
f-f	3,00	28,33	3,83	0,00	0,00	8,53	40,69	0,00	68,41	68,41
g-g	1,50	3,54	0,48	0,00	0,00	2,13	6,15	0,00	34,20	34,20



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	28		5	5,0	16	
2	0,0	24	□	6	0,0	24	□
3	0,0	16	□	7	5,0	28	
4	5,0	28		8	0,0	20	□
				9	0,0	12	□

VERIFICHE



a-a	pos 1-2-3-4
b-b	pos 1-2-3-4
c-c	pos 1-4
d-d	pos 5-6-7-8-9
e-e	pos 5-6-7-8-9
f-f	pos 5-7-8
g-g	pos 5-7

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	467,78	0,00	1,20	28,55	28,55	2,87	163,71
b - b	0,00	0,00	1,20	28,55	28,55	0,00	0,00
c - c	0,00	0,00	1,20	28,55	28,55	0,00	0,00
d - d	226,65	142,50	0,95	28,55	10,05	2,35	79,67
e - e	95,62	106,88	0,95	28,55	10,05	1,01	26,53
f - f	28,33	71,25	0,95	28,55	10,05	0,29	3,25
g - g	3,54	35,63	0,95	28,55	10,05	0,06	-

sez. compressa

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	637,24	0,00	1,20	28,55	28,55	3,91	223,02
b - b	0,00	0,00	1,20	28,55	28,55	0,00	0,00
c - c	0,00	0,00	1,20	28,55	28,55	0,00	0,00
d - d	310,01	136,81	0,95	28,55	10,05	3,18	118,24
e - e	135,58	102,61	0,95	28,55	10,05	1,42	44,95
f - f	43,02	68,41	0,95	28,55	10,05	0,45	9,17
g - g	6,44	34,20	0,95	28,55	10,05	0,07	0,02

(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Per il muro A, si ottiene la seguente incidenza di armatura:

- Fondazione: 85 kg/mc
- Elevazione: 80 kg/mc

PROGETTAZIONE ATI:

5. MURO “B”

Come anticipato in Premessa, il muro “B” è realizzato a sostegno del prolungamento del profilo redirettivo in uscita dalla galleria Mercatello 2.

L'azione dimensionante è quindi l'azione accidentale “urto da traffico autoveicolare”.

Ai sensi delle NTC 2018 § 3.6.3 si considera il valore delle forze longitudinale e trasversale

$$F_{dx} = 1000 \text{ kN}$$

$$F_{dy} = 0,5 F_{dx} = 500 \text{ kN}$$

A vantaggio di sicurezza tale forza è distribuita su uno degli elementi terminali, di sviluppo pari a 6,0m; non si considererà alcuna interazione con gli altri elementi.

La forza è applicata ad una quota pari a 1,0m dal piano stradale.

Verifiche in fondazione.

La fondazione è costituita da micropali con interasse longitudinale 0,9 m e trasversale 1,0m.

L'azione dovuta all'urto si ripartisce quindi sui micropali nel seguente modo, per un modulo di 6,0m.

L'azione trasversale in testa è pari a:

$$F_{hd} = 1000 / 12 = 83.3 \text{ kN/micropalo}$$

Per l'azione normale si considera il valore della forza trasversale unitaria $F_{dy}/6,00\text{m}$ applicata ad 1,6 m dalla testa dei micropali, con braccio trasversale 1,0m. Si ottiene

$$F_{vd} = 500 \times 1,6 / 6 = \pm 133 \text{ kN/micropalo}$$

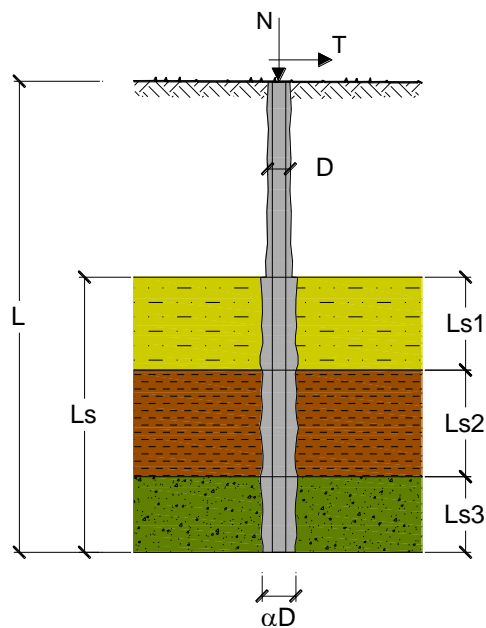
Di seguito le verifiche geotecniche e strutturali del micropalo, considerando coefficienti parziali pari all'unità. Il micropalo ha diametro pari a 0,3 m, lunghezza 5,0m ed è armato con tubolare $\phi 219$ sp.12,5mm.

OPERA: muro B

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	133,00	0,00	133,00
T (kN)	83,30	0,00	83,30



Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D):	0,3	(m)
Lunghezza del micropalo (L):	5,00	(m)
Area dell'armatura (A _{arm}):	7807	(mm ²)
Momento di inerzia della sezione di armatura (J _{arm}):	4,200E+07	(mm ⁴)
Modulo di resistenza della sezione di armatura (W _{arm}):	383 376	(mm ³)
Tipo di acciaio	<input type="text" value="S 355 (Fe 510)"/>	
Tensione di snervamento dell'acciaio (f _y):	355	(N/mm ²)
Coefficiente Parziale Acciaio γ _M	1	
Tensione ammissibile dell'acciaio (σ _{lim}):	355	(N/mm ²)
Modulo di elasticità dell'acciaio (E _{arm}):	210 000	(N/mm ²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k):	20,0	(MN/m ³)
------------------------	------	----------------------

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi * Ds_i * s_i * Is_i$$

Tipo di Terreno	Spessore Is_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha * D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
sabbia	5,00	1,10	0,33	0,120	0,100	0,059	304,92
	0,00	1,10	0,33	0,175	0,150	0,088	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$Ls = 5,00 \text{ (m)}$ $QI = 304,92 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta

$Qp = \%Punta * QI$

(consigliato 10-15%)

$\% Punta$

0%

$Qp = 0,00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + QI$

$Qlim = 304,92 \text{ (kN)}$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Fs = Qlim / N \text{ (Fs > 1)}$

$Fs = 2,29$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$$b = 0,642 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 64,86 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} \pm M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$$\sigma_{max} = 17,03 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = -152,14 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 21,34 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{id} = (\sigma^2 + 3 \tau^2)^{0,5}$$

$$\sigma_{id} = 156,56 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

Verifiche della struttura in c.a.

Si verifica la sezione di incastro tra elevazione e fondazione, soggetta al massimo valore di momento.

L'azione di progetto è la forza trasversale unitaria $F_{dy}/6,00m$ con braccio pari a 1,35m.

Si ottiene quindi:

$$V_d = 83,3 \text{ kN/m}$$

$$M_d = 112,5 \text{ kNm/m}$$

Di seguito le verifiche.

Per sezione armata con $\phi 24/20$ lato teso e $\phi 16/20$ lato compresso si ottiene

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N*	As [cm²]	d [cm]
1	22,62	6
2	10,05	44

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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 C28/35
 ϵ_{su} 67,5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 %
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 23,8
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 2,25 % $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} kN m

σ_c -23,8 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 29,46 %
 d 44 cm
 x 4,673 x/d 0,1062
 δ 0,7

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

SEZIONE			
b _w	=	50	cm
h	=	40	cm
c	=	5	cm
d	=	h-c	= 35 cm
MATERIALI			
f _{ywd}	=	450,00	MPa
R _{ck}	=	35	MPa
γ _c	=	1	
f _{ck}	=	0.83xR _{ck}	= 29,05 MPa
f _{cd}	=	0.85xf _{ck} /γ _c	= 24,69 MPa

ARMATURE LONGITUDINALI			
\varnothing_l	=	24	
Numero	=	5	
A_{sl}	=	22,619	cm ²
TAGLIO AGENTE	$V_{Ed} =$	83	(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed} =$	0	(KN)

ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO			
k	=	1,76	$1 + (200/d)^{1/2} < 2$
v_{min}	=	0,439	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$
ρ_l	=	0,0129	
σ_{cp}	=	0,0000	(Mpa)
V_{Rd}	=	185,22	(KN) >= OK 76,81 (KN)
V_{Rd}	=	185,22	(KN)

Le verifiche sono soddisfatte.

Per il muro B, ottiene la seguente incidenza di armatura:

- Fondazione: 120 kg/mc
- Elevazione: 120 kg/mc