

Collegamento tra l'A4 (Torino–Milano) in località Santhià, Biella, Gattinara e l'A26 (Genova Voltri–Gravellona) in località Ghemme. Lotto 1

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD.

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**I PROGETTISTI:**

*ing. Vincenzo Marzi*  
Ordine Ing. di Bari n.3594  
*ing. Achille Devitofranceschi*  
Ordine Ing. di Roma n.19116

**IL GEOLOGO:**

*geol. Serena Majetta*  
Ordine Geol. del Lazio n.928

**RESPONSABILE DEL SIA**

*arch. Giovanni Magarò*  
Ordine Arch. di Roma n.16183

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*geom. Fabio Quondam*

**VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :**

*ing. Nicolò Canepa*

PROTOCOLLO

DATA

Tombino Km 26676  
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG.

CODICE ELAB. T00 TM01 STR RE01

A

—

C

B

A

emissione

18/5/2018

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme

TOMBINO TM01 KM 26+676.00  
RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>4</b>
1.1. Descrizione dell'opera	4
<b>2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>5</b>
<b>3. DIMENSIONAMENTO TUBO .....</b>	<b>5</b>
<b>4. PROGETTO DEI MURI D'ALA.....</b>	<b>9</b>
4.1. Normativa di riferimento	10
4.2. Caratteristiche dei materiali	11
4.2.1. Conglomerato cementizio per sottofondazione .....	11
4.2.2. Conglomerato cementizio strutturale.....	11
4.2.3. Acciaio per cemento armato .....	11
4.3. Caratteristiche dei terreni	12
4.4. Analisi dei carichi	13
4.4.1. Peso proprio $W_{clS}$ .....	13
4.4.2. Spinta delle terre in condizioni statiche $S_t$ .....	13
4.4.3. Carico accidentale da traffico $q_{acc}$ .....	14
4.4.4. Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche .....	14
4.4.5. Spinta delle terre in condizioni sismiche $S_{sis}$ .....	14
4.5. Combinazione delle azioni	16
4.6. Criteri di verifica	18
4.6.1. Verifiche di Stato Limite Ultimo .....	18
4.7. Muri H4 (altezze fino a 4m)	23
4.8. Muri H5 (altezze fino a 5m)	36
4.9. Muri H6 (altezze fino a 6m)	49

4.10. Muri H8 (altezze fino a 8m)

62

## 1. PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli statici e le verifiche del tombino circolare TM01 (DN1500) nell'ambito del Progetto Definitivo del collegamento viario Masserano-Ghemme «Pedemontana Piemontese» tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme). La struttura è progettata coerentemente con quanto previsto dalla normativa vigente.

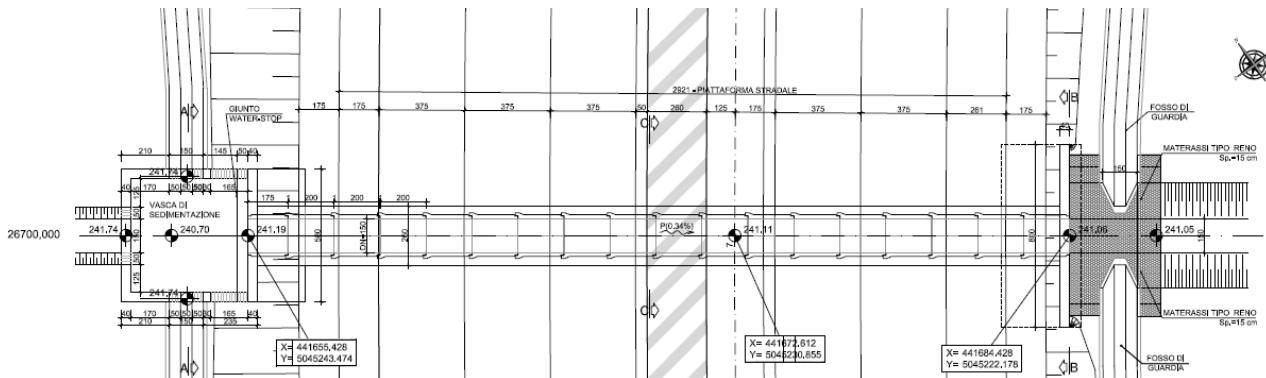


Figura 1 Planimetria dell'opera

### 1.1. Descrizione dell'opera

Il tombino è posto al km. 26+676.00 ed è realizzato tramite moduli prefabbricati in cemento armato a compressione radiale (vedi figura 2). La distanza massima tra il piano viario e l'estradosso dell'opera è pari a 1.70m.

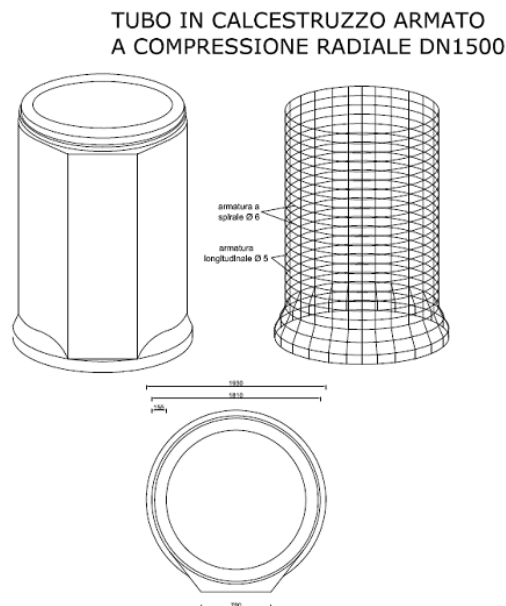


Figura 2 - Dimensioni caratteristiche del manufatto

## **2.       NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative e in particolare alle seguenti norme e circolari:

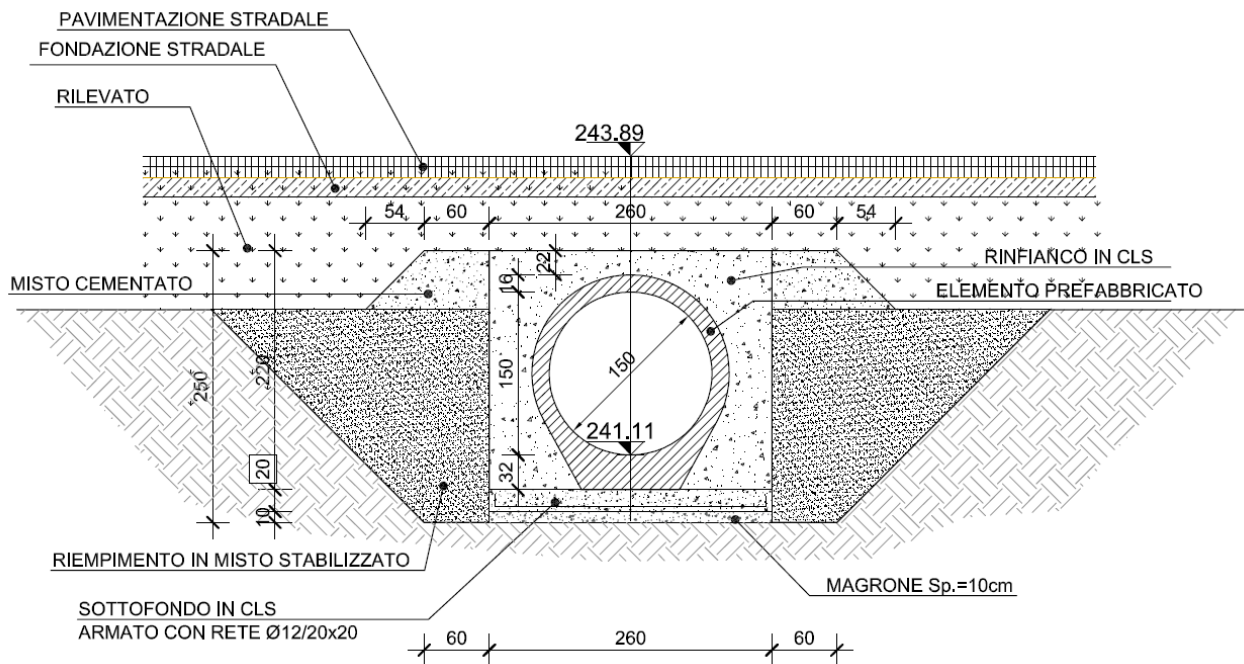
- Legge n. 1086 del 5 gennaio 1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008”.
- Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” Marzo 2005.

## **3.       DIMENSIONAMENTO TUBO**

La classe di resistenza minima per la scelta del tubo è quella che determina un carico di resistenza maggiore di quello di progetto calcolato.

Il carico totale dovuto al rinterro ed al carico mobile stradale relativo ad un carico di 1° categoria viene amplificato da un coefficiente di sicurezza per determinare il carico di progetto e quindi la classe di resistenza del tubo.

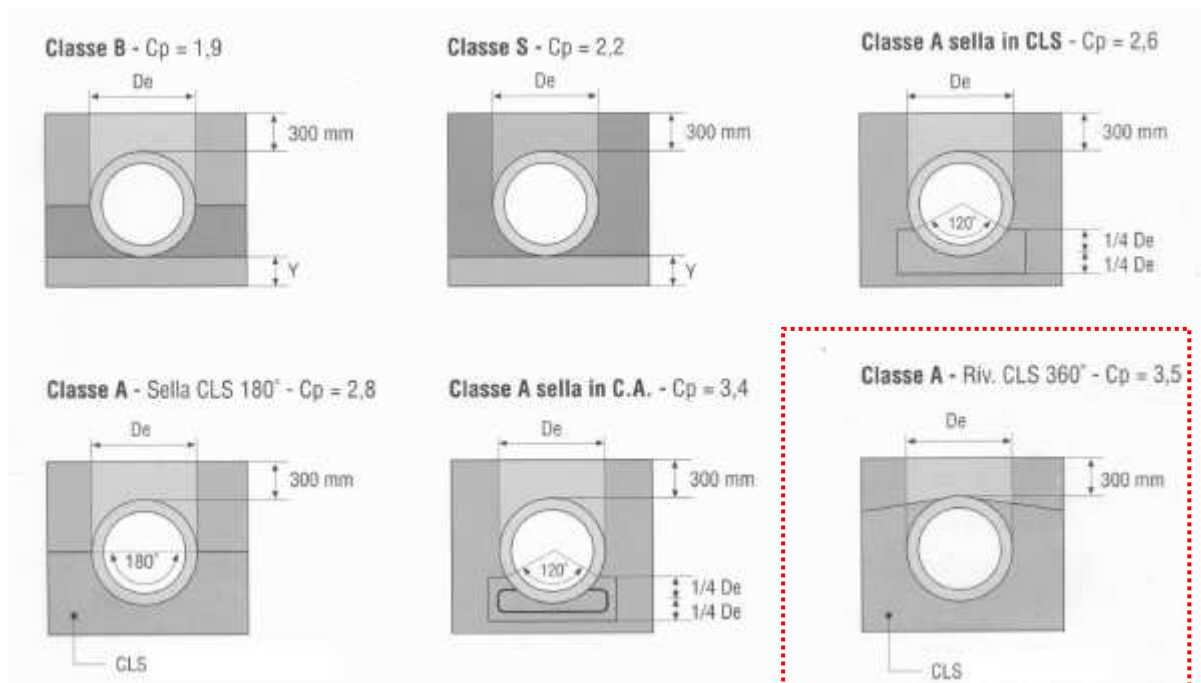
Il coefficiente di sicurezza è per definizione il rapporto tra il carico di collasso ed il carico di fessurazione. Tale valore viene specificato nella norma europea ed anche in quella italiana pari a 1,5. Pertanto se il calcolo dei tubi armati viene fatto con riferimento alla fessurazione il coefficiente di sicurezza viene posto pari a 1, mentre se il calcolo viene fatto con riferimento al carico di collasso, il coefficiente di sicurezza diventa pari a 1,5.



**Figura 3 Modalità di posa di progetto**

Il tubo viene posato su un magrone Sp=10cm e su di un sottofondo in CLS armato con rete  $\phi 12/20 \times 20$  e opportunamente rinfiancato con CLS.

Tale modalità di posa determina un coefficiente di posa  $CP=3.5$  come di seguito specificato:



**Figura 4 Modalità di scelta del coefficiente di posa CP**

Con riferimento ai carichi di 1° categoria si riportano i valori del carico a metro lineare in funzione del ricoprimento: per tubazioni in CLS DN1500 e coperture di 1.7m, si determina un valore del carico di progetto sul tubo pari a 178 kN/m.

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
 tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
 Collegamento viario Masserano-Ghemme  
 Progetto Definitivo

**Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri**

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																		DN (mm)
			0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.2	
300	750	--	43.4	39.9	38.7	38.3	37.8	37.9	38.0	38.1	38.2	38.3	38.5	38.7	38.9	39.0	39.2	39.5	39.8	40.1	300
450	1150	--	64.3	62.8	58.7	58.4	57.3	58.0	59.3	60.7	62.1	63.2	64.2	65.4	66.1	66.8	67.8	68.8	69.7	70.8	450
525	1200	--	73.2	71.6	66.7	65.7	66.2	66.8	67.6	68.4	69.0	70.0	71.0	72.0	72.8	73.7	74.7	75.8	76.9	78.0	525
600	1350	2.1	86.5	82.4	79.2	78.9	79.1	79.6	80.4	81.4	82.4	83.5	84.7	86.1	87.0	88.0	89.4	90.9	92.3	93.7	600
750	1500	3.3	104	100	94.5	93.4	93.6	94.0	94.7	95.5	96.2	97.6	99.0	100	102	103	104	106	108	109	750
825	1600	3.9	113	109	103	102	101	102	103	104	105	107	108	109	110	112	114	116	118	118	825
1050	2050	6.4	141	135	128	125	127	128	130	132	136	139	141	144	146	148	151	154	157	160	1050
1125	2200	7.3	147	143	136	132	133	134	138	143	147	150	152	155	158	160	164	167	171	175	1125
1200	2300	8.3	158	153	147	142	143	145	148	152	155	158	160	163	166	169	172	176	179	183	1200
1350	2450	10.6	175	169	163	160	160	161	163	166	170	173	176	179	182	185	188	192	196	200	1350
1500	2600	13.0	192	187	180	177	177	178	181	184	187	190	193	196	198	201	205	209	214	218	1500
1650	2800	15.7	209	204	199	194	193	195	199	203	207	210	214	217	220	223	228	233	238	243	1650
1800	2950	18.7	234	228	222	218	217	218	220	223	225	228	232	235	238	241	246	251	257	262	1800
1950	3100	22.5	261	251	239	233	232	233	236	238	244	247	250	253	256	259	264	269	275	281	1950
2100	3250	25.5	278	267	255	249	247	249	252	254	257	260	263	267	270	273	278	284	289	295	2100
2250	3400	29.4	298	287	275	269	267	267	270	272	275	278	280	283	287	291	297	302	308	315	2250
2400	3550	33.3	317	304	292	286	284	284	287	289	292	295	298	301	305	309	315	321	327	334	2400
2550	3700	37.3	335	323	311	304	301	301	303	306	309	312	315	319	323	328	334	340	346	354	2550

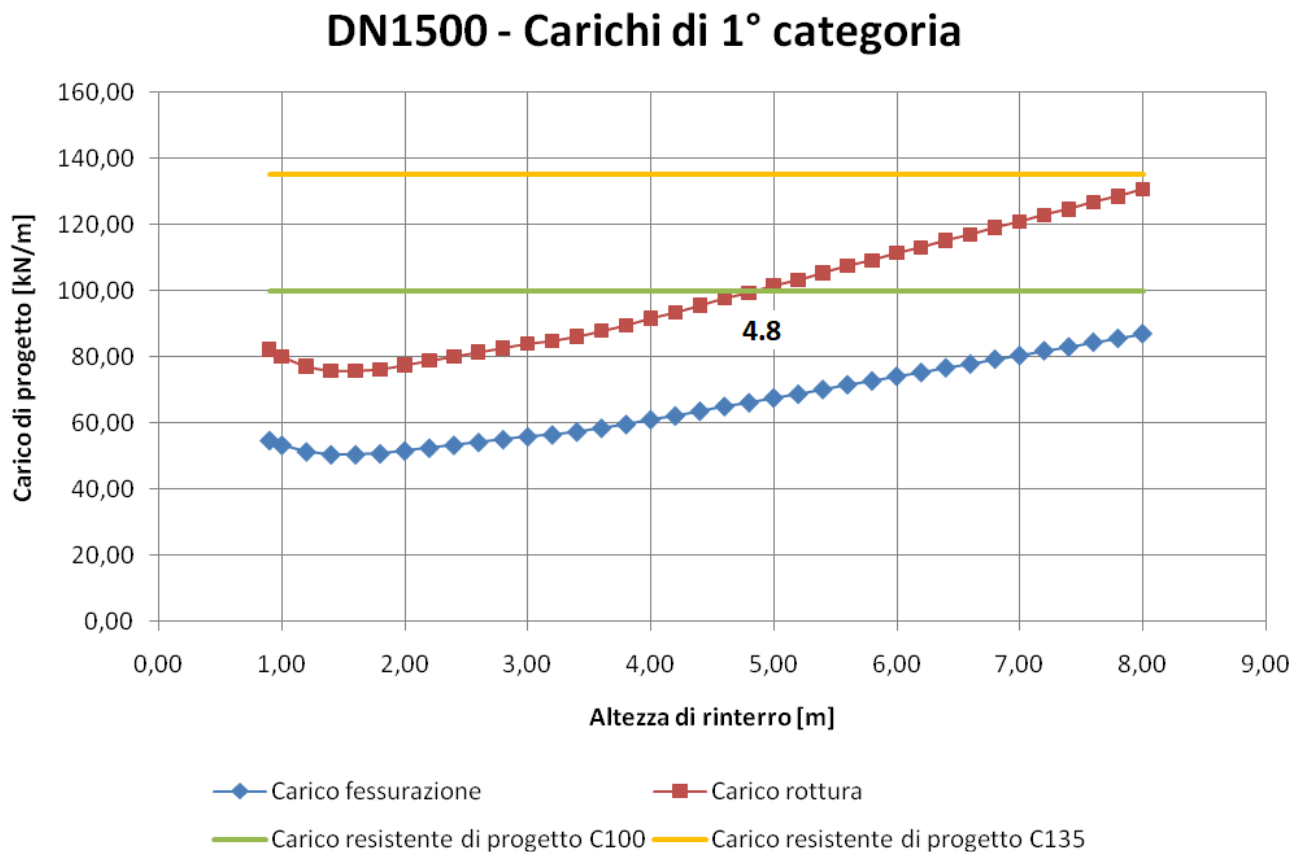
**Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri**

DN (mm)	largh. Scavo (mm)	acqua inclusa (kN/m)	Carico di progetto sul tubo in kN/m per una profondità di rinterro "H" in metri																		DN (mm)
			4.4	4.6	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	6.0	6.2	6.4	6.6	6.8	7.0	7.2	7.4	7.6	7.8	
300	750	--	40.4	40.6	40.8	41.1	41.3	41.5	41.7	41.9	42.1	42.3	42.4	42.5	42.7	42.8	42.9	43.0	43.2	43.3	300
450	1150	--	71.9	73.0	74.0	74.8	75.7	76.7	77.5	78.4	79.2	80.0	80.9	81.7	82.5	83.2	83.9	84.4	85.0	85.6	450
525	1200	--	79.1	80.3	81.4	82.5	83.7	84.5	84.3	86.2	87.3	88.4	89.4	90.4	91.3	92.3	93.0	93.7	94.5	95.2	525
600	1350	2.1	95.1	96.6	98.1	99.5	101	102	104	105	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	600
750	1500	3.3	111	113	115	117	119	120	122	123	125	126	128	129	131	132	134	135	137	139	750
825	1600	3.9	119	121	123	125	127	129	131	133	135	136	138	140	142	143	145	147	148	150	825
1050	2050	6.4	164	167	170	173	176	179	183	186	189	192	195	198	201	204	207	209	212	215	1050
1125	2200	7.3	178	182	185	189	193	196	200	204	207	211	214	218	221	225	228	231	234	238	1125
1200	2300	8.3	187	191	195	199	203	207	211	215	218	221	225	229	233	237	240	244	247	250	1200
1350	2450	10.6	205	209	213	218	222	226	230	234	239	243	247	251	255	259	263	267	271	274	1350
1500	2600	13.0	223	228	232	237	241	246	251	255	260	264	269	273	278	282	287	291	296	300	1500
1650	2800	15.7	248	253	258	264	269	274	280	285	290	296	301	306	311	317	321	326	331	336	1650
1800	2950	18.7	268	273	279	284	290	296	301	307	313	319	324	330	335	341	346	352	357	362	1800
1950	3100	22.5	287	293	299	305	311	317	323	330	336	342	348	354	360	366	372	378	384	390	1950
2100	3250	25.5	302	308	315	321	328	334	340	346	353	359	366	372	379	385	392	398	404	410	2100
2250	3400	29.4	321	328	335	342	349	356	362	369	376	382	389	396	403	410	417	423	430	437	2250
2400	3550	33.3	341	348	355	362	370	377	384	391	399	406	414	421	428	435	443	450	457	464	2400
2550	3700	37.3	361	369	377	384	392	399	407	414	422	431	439	447	454	461	469	477	485	493	2550



Per determinare la massima profondità di rinterro a cui possono essere posati i tubi, secondo la condizione di posa di progetto (CP=3.5) bisogna trasformare il carico di rottura del tubo per il coefficiente di posa CP e dividerli per il coefficiente di sicurezza 1,5.

Di seguito si riporta il diagramma per tubi DN1500 classe 100 e 135.



**Figura 5 Diagramma carico/rinterro per tubi DN1500 calasse 100 e 135**

Dal diagramma sopra esposto si evince che può essere scelta una tubazione DN1500 Classe 100 la cui altezza massima di ricoprimento è 4.80m, superiore a quella relativa al TM01 (1.70m). La classe del tubo viene garantita dal fornitore mediante la marcatura CE.

#### 4. PROGETTO DEI MURI D'ALA

Il seguente capitolo riporta i calcoli statici e le verifiche di sicurezza dei muri d'ala dei tombini/sottovia presenti nel collegamento viario "Pedemontana Piemontese".

Le strutture sono progettate coerentemente al DM2008. Le opere di sostegno in esame sono divise per classi d'altezza:

- **H4** per muri di sostegno di altezza complessiva  $H \leq 4\text{m}$ ;
- **H5** per muri di sostegno di altezza complessiva  $4\text{m} < H \leq 5\text{m}$ ;
- **H6** per muri di sostegno di altezza complessiva  $5\text{m} < H \leq 6\text{m}$ ;
- **H8** per muri di sostegno di altezza complessiva  $6\text{m} < H \leq 8\text{m}$ .

Per ciascuna classe individuata si progetta l'opera di sostegno dimensionante nei confronti delle verifiche SLU.

Nelle varie relazioni di progetto dei tombini scatoari/sottovia sarà richiamata la tipologia di muro d'ala necessaria per il completamento del manufatto in ingresso/uscita.

manufatto da calcolare	H <sub>libera</sub> [m]	H <sub>base</sub> [m]	H <sub>franco</sub> [m]	H <sub>totale</sub> [m]	H <sub>calcolo</sub> [m]	a <sub>max</sub> [m/sec <sup>2</sup> ]	tipologia
TM01	1,50	0,5	0,75	2,75	4,00	0,546	Tipo H4
TM03	2,00	0,5	0,75	3,25	4,00	0,546	Tipo H4
TM04	2,70	0,5	0,75	3,95	4,00	0,546	Tipo H4
→ TM05	2,00	0,5	0,75	3,25	4,00	1,327	Tipo H4
→ TM08	2,50	0,5	0,75	3,75	4,00	0,682	Tipo H4
→ TM23	3,00	0,5	0,75	4,25	5,00	0,547	Tipo H5
TM31	3,00	0,5	0,75	4,25	5,00	0,537	Tipo H5
TM45	4,00	0,5	0,75	5,25	6,00	0,537	Tipo H6
TM47	4,00	0,8	0,75	5,55	6,00	0,682	Tipo H6
ST01	4,50	0,8	0,00	5,30	6,00	0,549	Tipo H6
→ ST02	5,00	0,8	0,00	5,80	6,00	1,324	Tipo H6
→ ST03	5,50	0,8	0,00	6,30	8,00	0,679	Tipo H8
ST04	7,00	0,8	0,00	7,80	8,00	0,537	Tipo H8

Tabella 1 Suddivisione per classi d'altezza delle opere di sostegno in progetto

#### **4.1. Normativa di riferimento**

Si riporta nel seguito l'elenco delle normative di riferimento.

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative e in particolare alle seguenti norme e circolari:

- Legge n. 1086 del 5 gennaio 1971: “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008: “Norme Tecniche per le Costruzioni”.
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008”.
- Eurocodice 8: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica” Marzo 2005.

## 4.2. Caratteristiche dei materiali

Le verifiche sono condotte adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali.

### 4.2.1. Conglomerato cementizio per sottofondazione

- Classe di resistenza C12/15;
- Classe di consistenza S4.

### 4.2.2. Conglomerato cementizio strutturale

- classe di esposizione XC4
- diametro massimo inerte 25mm
- classe di consistenza S4
- copriferro di calcolo 5 cm
- caratteristiche di resistenza C32/40:
  - o  $f_{ck}=0.83 \times R_{ck} = 33.2 \text{ MPa}$  resistenza cilindrica caratteristica
  - o  $f_{cd}=0.85 \times f_{ck}/1.5 = 18.8 \text{ MPa}$  resistenza cilindrica di progetto
  - o  $f_{cm}=f_{ck}+8 \text{ MPa} = 41.2 \text{ MPa}$  resistenza media cilindrica
  - o  $f_{ctm}=0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.1 \text{ MPa}$  resistenza media a trazione assiale
  - o  $f_{ctk}=0.70 \times f_{ctm} = 2.1 \text{ MPa}$  resistenza media a trazione assiale
  - o  $f_{ctm}=1.2 \times f_{ctm} = 3.72 \text{ MPa}$  resistenza media a trazione per flessione
  - o  $f_{ctd}= f_{ctm}/1.5 = 2.1 \text{ MPa}$  resistenza media a trazione assiale
  - o  $E_{cm}=22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642.8 \text{ MPa}$  modulo elastico
  - o  $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$  peso per unità di volume

### 4.2.3. Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata tipo B450C (controllato in stabilimento e saldabile), con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{yk}= 450 \text{ MPa}$ ;
- $f_{tk}=540\text{MPa}$ ;
- $f_{yd}=fyk/1.5=391.3 \text{ MPa}$
- $E_s=210000 \text{ MPa}$

### 4.3. Caratteristiche dei terreni

Le caratteristiche geotecniche assunte nei calcoli strutturali si possono così riassumere:

- Rilevato stradale:
  - peso dell'unità di volume  $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ;
  - angolo di resistenza al taglio  $\phi'=34^\circ$ ;
  - coesione  $c'=0 \text{ kPa}$ .
- Terreno di fondazione
  - peso dell'unità di volume  $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ;
  - angolo di resistenza al taglio  $\phi'=28^\circ$ ;
  - coesione  $c'=0 \text{ kPa}$

#### 4.4. Analisi dei carichi

Si riportano schematicamente i singoli carichi agenti considerati sulla struttura.

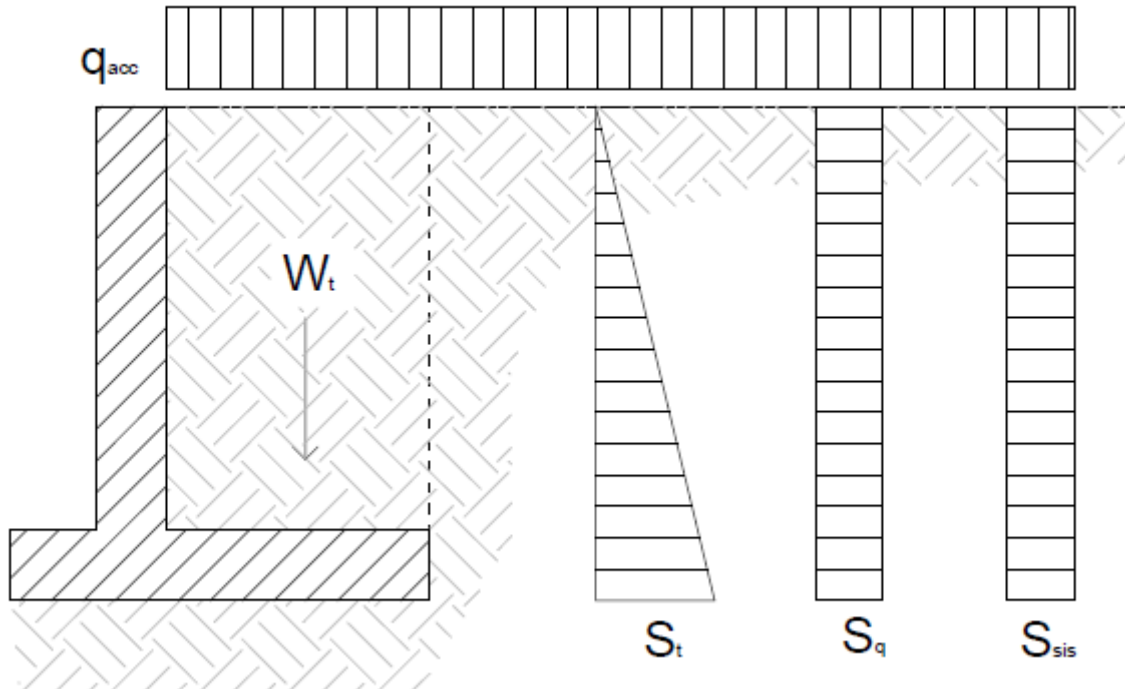


Figura 6 Carichi applicati sulle opere di sostegno

##### 4.4.1. Peso proprio $W_{cls}$

Il peso proprio del manufatto è calcolato assumendo per il calcestruzzo un peso dell'unità di volume pari a  $\gamma_{cls}=25 \text{ kN/m}^3$ .

##### 4.4.2. Spinta delle terre in condizioni statiche $S_t$

La spinta orizzontale del terreno  $S_t$  è valutata mediante l'espressione:

$$\sigma_h(z)=\gamma' \cdot z \cdot k_a$$

con

- $z$  profondità del piano campagna
- $k_a$  coefficiente di spinta attiva, calcolata secondo Coulomb
- $\gamma'$  peso efficace dell'unità di volume di terreno ( $\gamma'=\gamma$  in assenza di falda).

La distribuzione è pertanto triangolare con valore nullo a p.c. e massimo alla base della fondazione.

#### **4.4.3. Carico accidentale da traffico $q_{acc}$**

Il carico stradale è schematizzato cautelativamente tramite applicazione di una distribuzione indefinita posta a piano campagna e di intensità pari a  $q_{acc}=20$  kPa.

Per effetto dell'applicazione del carico da traffico si genera un incremento di spinta sull'opera di sostegno pari a  $S_q=k_a \cdot q_{acc}$  con valore costante lungo l'altezza.

#### **4.4.4. Inerzia delle masse strutturali in condizioni sismiche**

L'inerzia delle masse strutturali è stata considerata tramite l'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dal sisma. Tale approccio, consiste nell'applicazione di una forza orizzontale pari al prodotto tra il coefficiente sismico precedentemente calcolato e la massa del generico elemento strutturale.

#### **4.4.5. Spinta delle terre in condizioni sismiche $S_{sis}$**

Per l'analisi in condizioni sismiche si fa riferimento al metodo pseudo statico per strutture non vincolate alla traslazione in testa. L'incremento di sollecitazione della spinta delle terre per effetto del segnale sismico, può essere valutato attraverso l'espressione proposta da Mononobe-Okabe:

$$S_{sis}=1/2 \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) k_a H^2$$

in cui

- $k_v$  coefficiente di spinta sismica verticale;
- $k_a$  coefficiente di spinta in condizioni sismiche secondo la teoria di Mononobe-Okabe;
- $H$  è l'altezza dell'opera considerata.

Tale incremento è applicato a quota  $H/2$ .

Per ciascun gruppo di opere (diviso per altezza), a favore di sicurezza, è progettato il muro di sostegno con valori dei coefficienti pseudo-statici  $k_h$  e  $k_v$  più severi in funzione delle coordinate geografiche lungo il percorso, come riportato schematicamente in tabella 1.

I coefficienti di intensità sismica sono dati dalle espressioni (NTC08 7.11.6.2.1):

$$k_h = \beta_m \cdot S_s \cdot S_T \cdot a_g / g$$

$$k_v = \pm k_h / 2$$

con:

- $S_s$ ,  $S_T$  coefficiente stratigrafico e topografico rispettivamente;
- $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido;

- $\beta_m$  è valutato secondo la tabella 7.11. II NTC08.

I parametri sismici di progetto sono così riassumibili:

**Tabella 2** Riepilogo dei dati sismici delle opere in progetto

<b>Tipologia muro</b>	<b>Categoria sottosuolo</b>	<b><math>a_g/g</math></b>	<b><math>S_s</math></b>	<b><math>S_T</math></b>	<b><math>\beta_m</math></b>	<b><math>k_h</math></b>	<b><math>k_v</math></b>
		[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
<b>H4</b>	S2	0.14	1	1	0.24	0.0336	0.0168
<b>H5</b>	B	0.06	1	1	0.18	0.0108	0.0054
<b>H6</b>	S2	0.14	1	1	0.24	0.0336	0.0168
<b>H8</b>	C	0.07	1	1	0.18	0.0126	0.0063



#### 4.5. Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono in accordo con le NTC08, le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

con:

- G1 pesi permanenti strutturali degli elementi;
- G2 pesi permanenti non strutturali degli elementi;
- P pretensione e/o precompressione (assenti nel caso in esame);
- Q azioni variabili sulla struttura o sull'elemento strutturale;
- E azioni sismiche.

I valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione delle azioni introdotti sono riportati nelle tabelle 2.5.I e 2.6.I NTC08.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 7 Valori dei coefficienti di combinazione

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

**Figura 8 Valori dei coefficienti parziali per le azioni**

## 4.6. Criteri di verifica

Le verifiche sono effettuate attraverso l'approccio 2 A1+M1+R3, tenendo conto degli opportuni coefficienti parziali riportati nelle NTC08.

### 4.6.1. Verifiche di Stato Limite Ultimo

#### Sollecitazioni flettenti

La verifica agli SLU è stata realizzata attraverso il calcolo dei domini di interazione M-N, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035;
- legame costitutivo dell'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura pari a 0.01.

#### Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio  $V_{rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della formulazione per il calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta attraverso la formula:

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

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

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

E dove

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

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0.02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );

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

La resistenza a taglio  $V_{rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di

calcestruzzo e puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza SLU si pone con

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

dove  $V_{Ed}$  è il valore dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

in cui

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione;

$\sigma_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$s$  è l'interasse tra due armature consecutive;

$\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$ );

$\alpha_c$  è un coefficiente maggiorativo pari ad 1 per membrature non compresse.

### Carico limite

L'espressione generale per il calcolo del carico limite fa riferimento alla formula di Brinch-Hansen (1970):

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q$$

nella quale:

$N_c, N_q, N_\gamma$  fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$s_c, s_q, s_\gamma$  fattori di forma della fondazione;

- $i_c, i_q, i_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;  
 $b_c, b_q, b_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;  
 $d_c, d_q, d_\gamma$  fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per la determinazione dei fattori di capacità portante  $N_q$  e  $N_c$  si fa riferimento alle espressioni ricavate analiticamente da Prandtl (1921) e Reissner (1924). Per il fattore  $N_\gamma$  si fa riferimento all'espressione proposta da Caquot e Kérisel (1953).

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \phi$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza  $B$  da introdurre nell'equazione del carico limite è quello corrispondente all'area effettiva equivalente (Meyerhof, 1953), ossia alla minima superficie rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

Nel caso di fondazioni quadrate o rettangolari tale larghezza è data da:

$$B = B_R - 2 \cdot e$$

dove  $B_R$  è la larghezza della fondazione reale.

#### *Fattori di forma*

$$s_\gamma = s_q = 1 + 0.1 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \frac{B}{L}$$

#### *Fattori di profondità*

Per profondità relative  $D/B \leq 1$   $d_q = 1 + 2 \frac{D}{B} \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$

Per profondità relative  $D/B > 1$   $d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1}(D/B)$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi}$$

$$d_\gamma = 1$$

*Fattori di inclinazione del carico*

Definito il parametro

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^{m+1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{N + A_f c' \cot \phi} \right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \phi}$$

*Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione*

$$b_q = (1 - \alpha \tan \phi)^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \phi}$$

$$b_\gamma = b_q$$

dove  $\alpha$  è l'inclinazione del piano di posa sul piano orizzontale.

*Fattori di inclinazione del pendio*

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi}$$

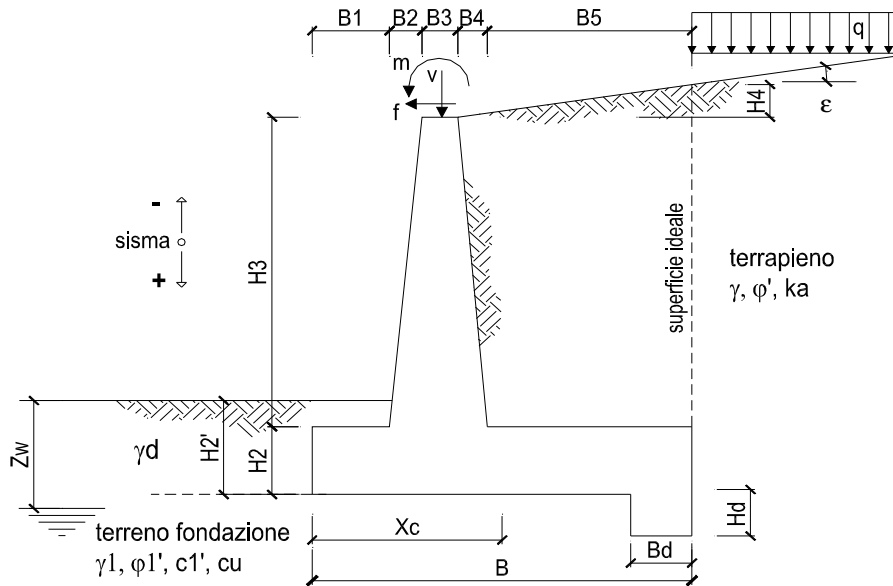
$$g_\gamma = g_q$$

dove  $\omega$  è l'inclinazione del piano campagna.

Ribaltamento e scorrimento

Sono svolte le verifiche a scorrimento lungo il piano di posa del muro e la verifica a ribaltamento, quest'ultima condotta come verifica EQU in quanto non mobilita le resistenze del terreno e adoperando coefficienti parziali del gruppo M2.

#### 4.7. Muri H4 (altezze fino a 4m)



**OPERA** Esempio

#### DATI DI PROGETTO:

##### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

##### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,60	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

#### FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	35,00	35,00	31,50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0,00	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	43,75	43,75	39,38
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	78,75	78,75	70,88

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	163,80	163,80	147,42
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)	0,00	0,00	0,00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	163,80	163,80	147,42



Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q * (B4+B5)$	(kN/m)	52	78
Sovr acc. Sism $qs * (B4+B5)$	(kN/m)	26	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 = $Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 = $Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	24,50	24,50	22,05
Mm3 = $Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 = $Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	76,56	76,56	68,91
Mm5 = $Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm = $Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	101,06	101,06	90,96

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 = $Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	360,36	360,36	324,32
Mt2 = $Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 = $Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr = $Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt = $Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	360,36	360,36	324,32

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	114,4	171,6
Sovr acc. Sism $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	57,2	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h = $Pm*kh$	(kN/m)	2,65
Ps v = $Pm*kv$	(kN/m)	1,32

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

Ptsh = $Pt*kh$	(kN/m)	5,50
Ptsv = $Pt*kv$	(kN/m)	2,75

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

MPs1 h= $kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h= $kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2,65
MPs3 h= $kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h= $kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	0,37
MPs5 h= $-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h= $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	3,01

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

MPs1 v= $kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v= $kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0,41
MPs3 v= $kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v= $kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	1,29
MPs5 v= $kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v= $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	1,70

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

MPts1 h= $kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	( kNm/m )	12,38
MPts2 h= $kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	( kNm/m )	0,00
MPts3 h= $kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	( kNm/m )	0,00
MPts h= $MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )	12,38

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

MPts1 v= $kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	( kNm/m )	6,05
MPts2 v= $kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	( kNm/m )	0,00
MPts3 v= $kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	( kNm/m )	0,00
MPts v= $MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )	6,05

## CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	36,61	47,60	50,20
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)	20,34	30,51	38,03
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	33,78	43,92	47,50
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)	18,77	28,15	35,98
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14,11	18,35	16,27
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)	7,84	11,76	12,32
- 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	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	45,05	58,56	63,33
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	49,39	64,21	56,93
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)	37,54	56,31	71,96
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	27,44	41,16	43,13
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 =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	272,65	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	72,07	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\tan \phi_1'$	0,53	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>2,01</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	415,28	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	35,24	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>11,79</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	272,65	350,65	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	72,07	72,07	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	451,92	623,52	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	25,22	-9,88	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,09	-0,03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,31	3,44	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

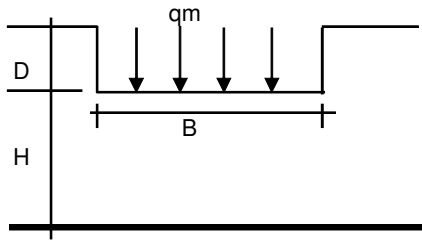
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,54	0,63	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,51	0,51	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0,40	0,40	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	270,26	282,18	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,29</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>2,77</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	259,80	(kN/m)
M	-7,08	(kNm/m)
e=M/N	-0,03	(m)
B*	3,45	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,50	(m)
D/B*	0,15	(m)
Hs/B*	2,03	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 79,13 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,956 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,67 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1,16 \quad (\text{mm})$$

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

**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)	36,61	36,61	45,64
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	3,43	3,43	3,94
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)	10,94	10,94	13,54

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	33,78	33,78	43,18
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3,17	3,17	3,73
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)	10,10	10,10	12,81

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14,11	14,11	14,79
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,32	1,32	1,28
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)	4,22	4,22	4,39

- 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)	45,05	45,05	57,57
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	4,23	4,23	4,97
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	49,39	49,39	51,75
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	4,63	4,63	4,47
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	20,19	20,19	25,63
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	14,76	14,76	15,36
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)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 266,28 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 55,20 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi_1' \quad 0,53 \quad (-)$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad 2,56 \quad > \quad 1,1$$

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 461,42 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts \quad 24,24 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 19,04 \quad > \quad 1$$

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (\text{Sovr acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 55,20 \quad (\text{kN/m})$$

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = $\Sigma M$	453,10	510,30	( kNm/m )	
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = $X_c * N - MM$	12,89	1,19	( kNm/m )	

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

Fondazione Nastriforme

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

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,05	0,00	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,40	3,49	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,63	0,66	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,60	0,63	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,50	0,50	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	338,29	348,85	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4,32</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>4,17</b>	>	

## CONDIZIONE SISMICA -

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica -					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	36,61	36,61	45,64
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas$	(kN/m)	2,21	2,21	2,41
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)	10,97	10,97	13,58
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	33,78	33,78	43,18
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	2,04	2,04	2,28
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	10,12	10,12	12,84
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	14,11	14,11	14,79
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0,85	0,85	0,78
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	4,23	4,23	4,40
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica -					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	45,05	45,05	57,57
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	2,72	2,72	3,04
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	49,39	49,39	51,75
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	2,98	2,98	2,73
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	20,24	20,24	25,69
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	14,80	14,80	15,39
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^3 / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

### MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	(vp+vs)*(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		257,67	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		54,09	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tgφ1'		0,53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>2,53</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		461,42	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		39,57	(kNm/m)	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>11,66</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	257,67	283,67	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	54,09		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	437,43	494,63	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	13,48	1,78	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,05	0,01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,40	3,49	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,62	0,65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,60	0,63	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0,49	0,49	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	334,62	345,53	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4,41</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>4,25</b>	>	



**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

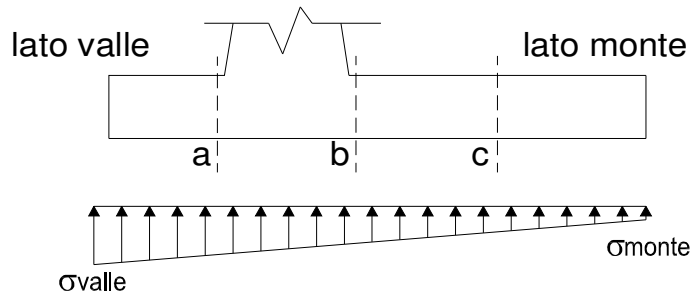
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3,50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2,04 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	272,65	25,22	90,26	65,55
	350,65	-9,88	95,35	105,02
sisma+	266,28	12,89	82,39	69,77
	292,28	1,19	84,09	82,93
sisma-	257,67	13,48	80,22	67,02
	283,67	1,78	81,92	80,18



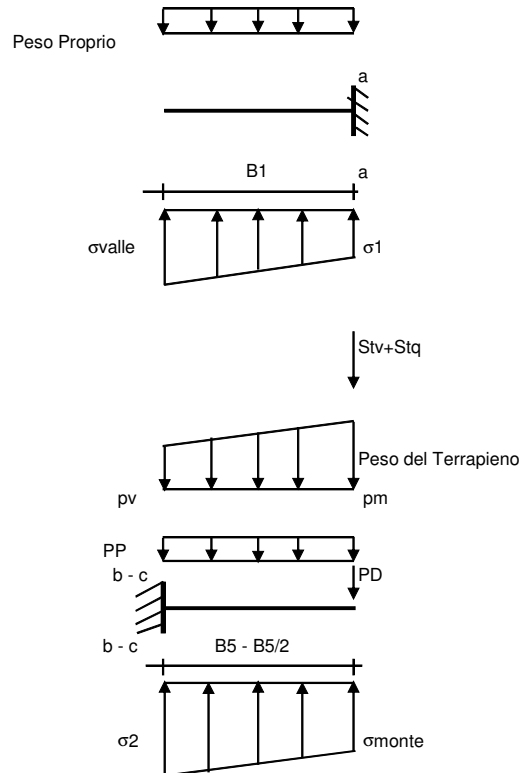
**Mensola Lato Valle**

$$\text{Peso Proprio. PP} = 12,50 \text{ (kN/m)}$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	90,26	86,73	9,57	38,00
	95,35	96,73	10,41	41,77
sisma+	82,39	80,59	8,64	34,84
	84,09	83,92	8,94	35,69
sisma-	80,22	78,33	8,41	33,76
	81,92	81,67	8,67	34,60



**Mensola Lato Monte**

$$\text{PP} = 12,50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$\text{PD} = 0,00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	63,00	93,00	73,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	63,00	93,00	73,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	63,00	93,00	73,00	(kN/m <sup>2</sup> )

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	65,55	83,90	-91,23	-32,12	74,72	-44,96	-37,08
	105,02	97,84	-87,98	-40,68	101,43	-40,55	-33,06
sisma+	69,77	79,15	-64,19	-25,66	74,46	-30,14	-25,71
	82,93	83,79	-63,68	-28,96	83,36	-28,82	-24,58
sisma-	67,02	76,83	-63,23	-25,20	71,92	-29,66	-25,38
	80,18	81,47	-61,58	-27,62	80,82	-28,05	-23,82

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

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

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

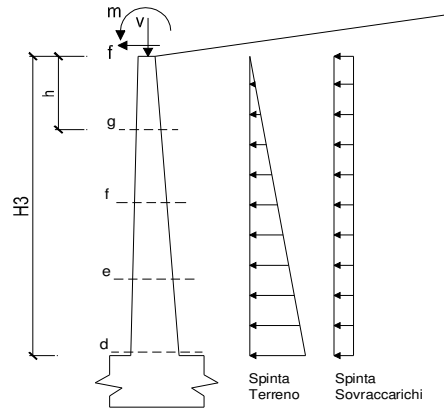
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	39,23	43,11	0,00	82,34	0,00	35,00	35,00
e-e	2,63	16,55	24,25	0,00	40,80	0,00	26,25	26,25
f-f	1,75	4,90	10,78	0,00	15,68	0,00	17,50	17,50
g-g	0,88	0,61	2,69	0,00	3,31	0,00	8,75	8,75

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	33,63	24,63	0,00	58,26
e-e	2,63	18,91	18,48	0,00	37,39
f-f	1,75	8,41	12,32	0,00	20,72
g-g	0,88	2,10	6,16	0,00	8,26

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	30,18	3,07	15,46	0,00	2,06	50,76	0,00	35,59	35,59
e-e	2,63	12,73	1,29	8,70	0,00	1,16	23,88	0,00	26,69	26,69
f-f	1,75	3,77	0,38	3,86	0,00	0,51	8,53	0,00	17,79	17,79
g-g	0,88	0,47	0,05	0,97	0,00	0,13	1,61	0,00	8,90	8,90

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	25,87	2,63	8,83	0,00	1,18	38,51
e-e	2,63	14,55	1,48	6,63	0,00	0,88	23,54
f-f	1,75	6,47	0,66	4,42	0,00	0,59	12,13
g-g	0,88	1,62	0,16	2,21	0,00	0,29	4,28

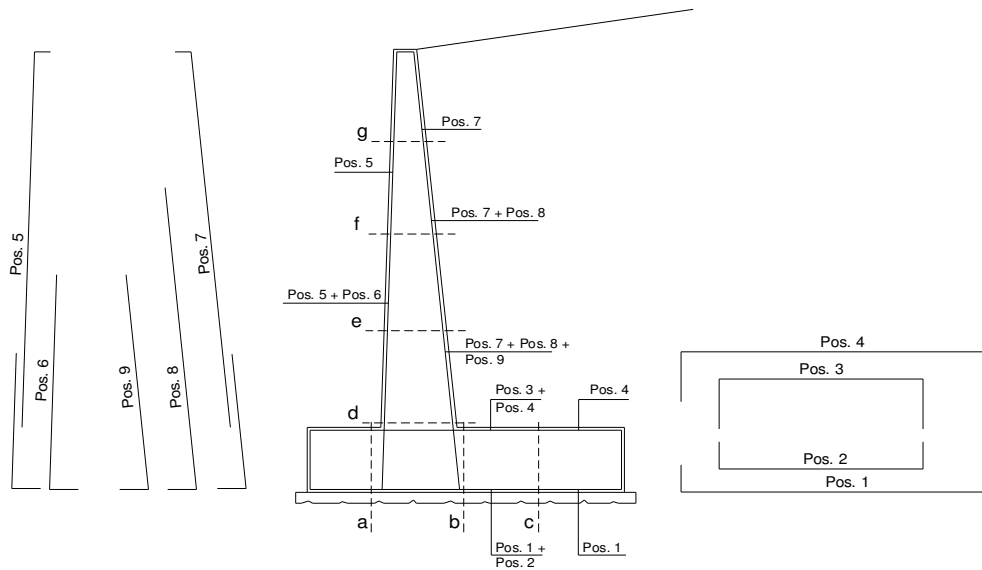
**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	30,18	1,97	15,50	0,00	2,06	49,71	0,00	34,41	34,41
e-e	2,63	12,73	0,83	8,72	0,00	1,16	23,44	0,00	25,81	25,81
f-f	1,75	3,77	0,25	3,87	0,00	0,51	8,41	0,00	17,21	17,21
g-g	0,88	0,47	0,03	0,97	0,00	0,13	1,60	0,00	8,60	8,60

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	25,87	1,69	8,86	0,00	1,18	37,59
e-e	2,63	14,55	0,95	6,64	0,00	0,88	23,02
f-f	1,75	6,47	0,42	4,43	0,00	0,59	11,91
g-g	0,88	1,62	0,11	2,21	0,00	0,29	4,23

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

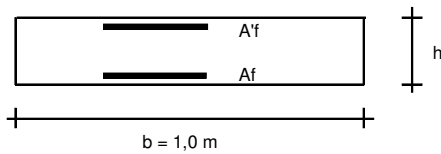
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	18		5	5,0	18	
2	0,0	24	□	6	0,0	16	□
3	0,0	16	□	7	5,0	18	
4	5,0	18		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	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	10,41	0,00	0,50	12,72	12,72	216,89
b - b	-91,23	0,00	0,50	12,72	12,72	216,89
c - c	-44,96	0,00	0,50	12,72	12,72	216,89
d - d	82,34	35,00	0,40	12,72	12,72	172,49
e - e	40,80	26,25	0,40	12,72	12,72	171,15
f - f	15,68	17,50	0,40	12,72	12,72	169,80
g - g	3,31	8,75	0,40	12,72	12,72	168,45

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	41,77	0,50	191,70	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
b - b	40,68	0,50	191,70	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
c - c	37,08	0,50	191,70	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
d - d	58,26	0,40	171,70	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria
e - e	37,39	0,40	170,55	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria
f - f	20,72	0,40	169,40	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria
g - g	8,26	0,40	168,25	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria

## Sintesi dei risultati

Si riassumono i risultati trovati per le verifiche SLU geotecniche

### **Coefficienti di sicurezza**

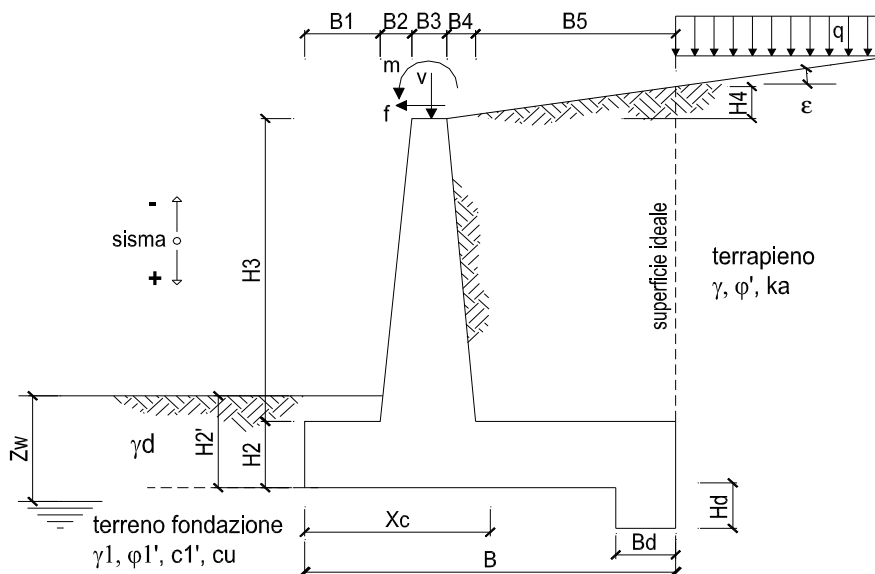
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>2,01</b>	<b>11,79</b>	<b>2,77</b>
<b>Sismico</b>	<b>2,53</b>	<b>11,66</b>	<b>4,17</b>

Per le verifiche SLU strutturali si riepilogano le sollecitazioni massime agenti nelle varie sezioni considerate e il relativo momento ultimo.

<b>Sez.</b>	<b>M</b>	<b>N</b>	<b>h</b>	<b>Af</b>	<b>A'f</b>	<b>Mu</b>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	10,41	0,00	0,50	12,72	12,72	216,89
b - b	-91,23	0,00	0,50	12,72	12,72	216,89
c - c	-44,96	0,00	0,50	12,72	12,72	216,89
d - d	82,34	35,00	0,40	12,72	12,72	172,49
e - e	40,80	26,25	0,40	12,72	12,72	171,15
f - f	15,68	17,50	0,40	12,72	12,72	169,80
g - g	3,31	8,75	0,40	12,72	12,72	168,45

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

#### 4.8. Muri H5 (altezze fino a 5m)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	4,50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,60	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU	
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	45,00	45,00	40,50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	56,25	56,25	50,63
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	101,25	101,25	91,13

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	291,60	291,60	262,44
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)	0,00	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	291,60	291,60	262,44

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q * (B4+B5)$	(kN/m)	72	108
Sovr acc. Sism $qs * (B4+B5)$	(kN/m)	36	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 = $Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 = $Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	31,50	31,50	28,35
Mm3 = $Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 = $Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	126,56	126,56	113,91
Mm5 = $Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm = $Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	158,06	158,06	142,26

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 = $Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	787,32	787,32	708,59
Mt2 = $Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 = $Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr = $Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt = $Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	787,32	787,32	708,59

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	194,4	291,6
Sovr acc. Sism $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	97,2	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h = $Pm*kh$	(kN/m)	1,09
Ps v = $Pm*kv$	(kN/m)	0,55

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

Ptsh = $Pt*kh$	(kN/m)	3,15
Ptsv = $Pt*kv$	(kN/m)	1,57

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

MPs1 h= $kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 h= $kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	1,34
MPs3 h= $kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 h= $kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	0,15
MPs5 h= $-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h= $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	1,49

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

MPs1 v= $kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v= $kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0,17
MPs3 v= $kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0,00
MPs4 v= $kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	0,68
MPs5 v= $kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v= $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	0,85

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

MPts1 h= $kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	( kNm/m )	8,66
MPts2 h= $kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	( kNm/m )	0,00
MPts3 h= $kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	( kNm/m )	0,00
MPts h= $MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )	8,66

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

MPts1 v= $kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	( kNm/m )	4,25
MPts2 v= $kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	( kNm/m )	0,00
MPts3 v= $kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	( kNm/m )	0,00
MPts v= $MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )	4,25

## CONDIZIONE STATICA

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	57,21	74,37	78,44
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	25,43	38,14	47,54
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	52,79	68,63	74,21
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)	23,46	35,19	44,98
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22,05	28,66	25,41
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)	9,80	14,70	15,40
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

### MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	87,98	114,38	123,69
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	99,22	128,99	114,36
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	58,65	87,98	112,44
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	44,10	66,15	69,31
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

### VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	436,21	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f$	103,82	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg \phi1'$	0,53	(-)	
<b>Fs scorr.</b>	<b><math>(N \cdot f + Sp) / T</math></b>	<b>2,23</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	850,84	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	52,46	(kNm/m)	
<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>16,22</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	436,21	544,21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	103,82	103,82	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	938,16	1229,76	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	43,32	-5,28	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,10	-0,01	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,30	4,48	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,58	0,65	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,55	0,55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0,44	0,44	(-)

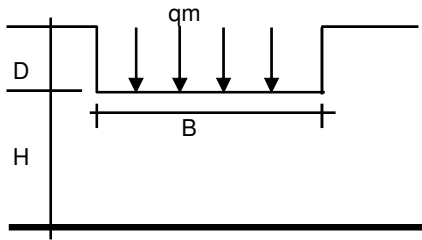
(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	363,26	373,09	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>3,58</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,07</b>	>	



**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	418,82	(kN/m)
M	-8,46	(kNm/m)
e=M/N	-0,02	(m)
B*	4,46	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,50	(m)
D/B*	0,11	(m)
Hs/B*	2,02	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 97,81 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,958 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,67 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1,85 \quad (\text{mm})$$

## CONDIZIONE SISMICA +

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	57,21	57,21	71,31
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	1,69	1,69	1,94
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)	13,02	13,02	16,19
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	52,79	52,79	67,47
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	1,56	1,56	1,83
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	12,01	12,01	15,32
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	22,05	22,05	23,10
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0,65	0,65	0,63
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	5,02	5,02	5,25
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	87,98	87,98	112,44
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	2,60	2,60	3,06
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	( kNm/m )	99,22	99,22	103,97
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	( kNm/m )	2,93	2,93	2,83
MSSq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	30,03	30,03	38,29
MSSq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	22,58	22,58	23,60
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)*(H3 + H2)	( kNm/m )		0,00
Mfext3 =	(vp+vs)*(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		422,69	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h		70,60	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tgφ1'		0,53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>3,18</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		945,38	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		28,44	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>33,24</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		422,69	458,69	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		70,60		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		944,46	1041,66	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		6,59	-9,61	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,02	-0,02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,47	4,46	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \tan(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,69	0,72	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,67	0,70	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,58	0,58	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	480,49	482,47	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>5,08</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>4,69</b>	>	

## 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)	57,21	57,21	71,31
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	1,07	1,07	1,17
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)	13,02	13,02	16,19

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	52,79	52,79	67,47
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,99	0,99	1,11
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)	12,02	12,02	15,32

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	22,05	22,05	23,10
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,41	0,41	0,38
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)	5,02	5,02	5,25

- 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)	87,98	87,98	112,44
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	1,65	1,65	1,84
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	99,22	99,22	103,97
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	1,86	1,86	1,70
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	30,04	30,04	38,30
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	22,58	22,58	23,61
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)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	418,21	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	70,04	(kN/m)
---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0,53	(-)
--------------------	------	-----

$Fs = (N \cdot f + Sp) / T$	<b>3,17</b>	>	<b>1,1</b>
-----------------------------	-------------	---	------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	945,38	(kNm/m)
-------------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	38,56	(kNm/m)
---	-------	---------

$Fr = Ms / Mr$	<b>24,52</b>	>	<b>1</b>
----------------	--------------	---	----------

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		418,21	454,21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		70,04		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		934,13	1031,33	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		6,85	-9,35	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9,00		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,02	-0,02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	4,47	4,46	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,69	0,72	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,67	0,69	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,58	0,58	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	479,65	481,87	(kN/m <sup>2</sup> )
<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	<b>Nmin</b>	<b>5,12</b>	<b>&gt;</b>
		<b>Nmax</b>	<b>4,73</b>	<b>&gt;</b>
				<b>1,4</b>

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

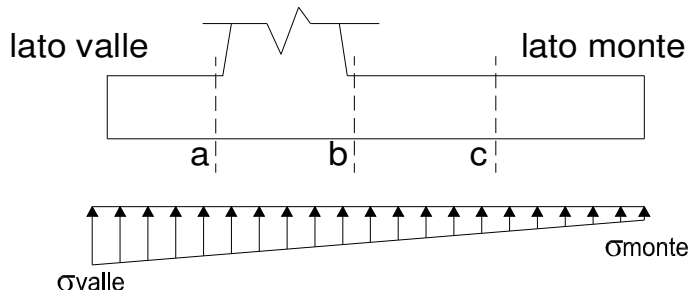
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 4,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3,38 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	436,21	43,32	109,77	84,10
	544,21	-5,28	119,37	122,50
sisma+	422,69	6,59	95,88	91,98
	458,69	-9,61	99,08	104,78
sisma-	418,21	6,85	94,96	90,91
	454,21	-9,35	98,16	103,71



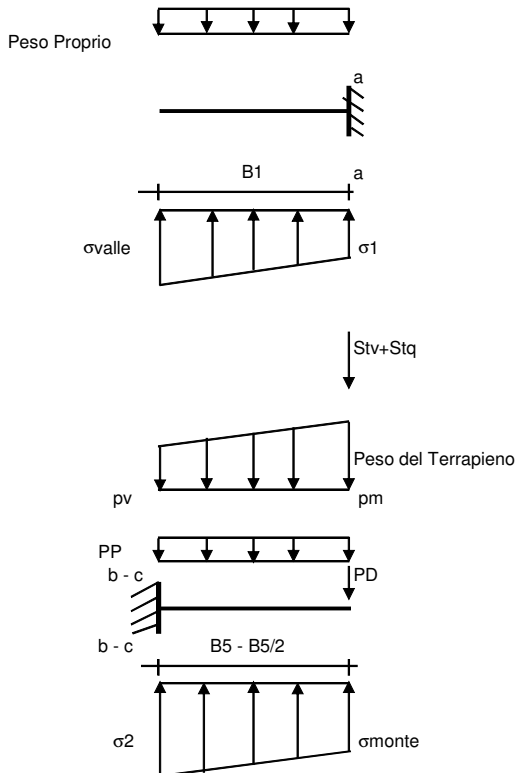
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 12,50 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	109,77	106,92	12,04	47,92
	119,37	119,72	13,37	53,52
sisma+	95,88	95,45	10,40	41,66
	99,08	99,72	10,85	43,26
sisma-	94,96	94,51	10,30	41,20
	98,16	98,78	10,73	42,80



**Mensola Lato Monte**

PP = 12,50 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	81,00	111,00	91,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	81,00	111,00	91,00	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	81,00	111,00	91,00	(kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 +$   
 $-(Stv + Sqv) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$   
 $-(Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) - PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	84,10	104,64	-172,65	-40,23	94,37	-87,74	-51,04
	122,50	120,00	-167,99	-51,47	121,25	-80,35	-46,29
sisma+	91,98	95,10	-106,17	-29,39	93,54	-52,33	-29,96
	104,78	100,22	-104,97	-33,33	102,50	-49,96	-28,47
sisma-	90,91	94,15	-105,45	-29,16	92,53	-51,97	-29,78
	103,71	99,27	-103,55	-32,71	101,49	-49,42	-28,10

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

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

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

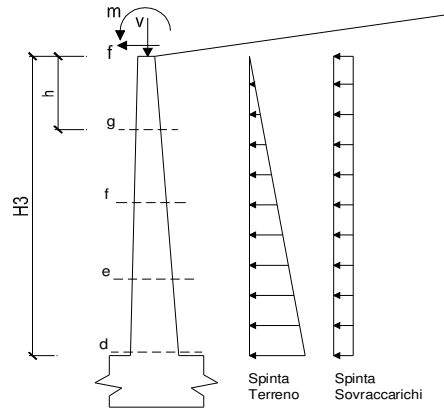
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4,50	83,38	71,26	0,00	154,64	0,00	45,00	45,00
e-e	3,38	35,18	40,09	0,00	75,26	0,00	33,75	33,75
f-f	2,25	10,42	17,82	0,00	28,24	0,00	22,50	22,50
g-g	1,13	1,30	4,45	0,00	5,76	0,00	11,25	11,25

sezione	h [m]	Vt [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4,50	55,59	31,67	0,00	87,26
e-e	3,38	31,27	23,75	0,00	55,02
f-f	2,25	13,90	15,84	0,00	29,73
g-g	1,13	3,47	7,92	0,00	11,39

**condizione sismica +**

sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4,50	64,14	2,05	24,33	0,00	1,09	91,61	0,00	45,24	45,24
e-e	3,38	27,06	0,87	13,68	0,00	0,62	42,22	0,00	33,93	33,93
f-f	2,25	8,02	0,26	6,08	0,00	0,27	14,63	0,00	22,62	22,62
g-g	1,13	1,00	0,03	1,52	0,00	0,07	2,62	0,00	11,31	11,31

sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4,50	42,76	1,37	10,81	0,00	0,49	55,43
e-e	3,38	24,05	0,77	8,11	0,00	0,36	33,29
f-f	2,25	10,69	0,34	5,41	0,00	0,24	16,68
g-g	1,13	2,67	0,09	2,70	0,00	0,12	5,58

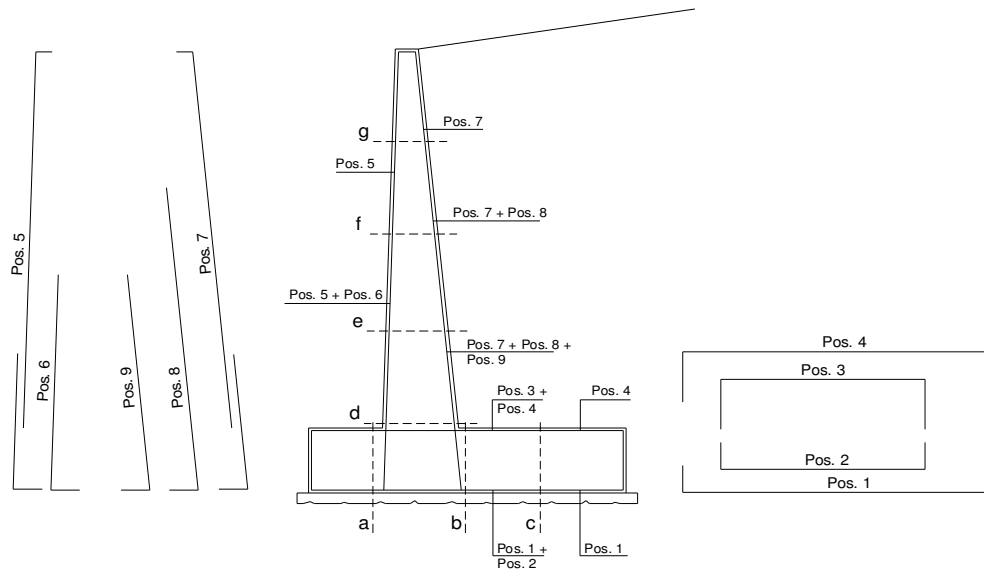
**condizione sismica -**

sezione	h [m]	M <sub>t stat</sub> [kNm/m]	M <sub>t sism</sub> [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M <sub>ext</sub> [kNm/m]	M <sub>inerzia</sub> [kNm/m]	M <sub>tot</sub> [kNm/m]	N <sub>ext</sub> [kN/m]	N <sub>pp+inerzia</sub> [kN/m]	N <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4,50	64,14	1,30	24,33	0,00	1,09	90,87	0,00	44,76	44,76
e-e	3,38	27,06	0,55	13,69	0,00	0,62	41,91	0,00	33,57	33,57
f-f	2,25	8,02	0,16	6,08	0,00	0,27	14,54	0,00	22,38	22,38
g-g	1,13	1,00	0,02	1,52	0,00	0,07	2,61	0,00	11,19	11,19

sezione	h [m]	V <sub>t stat</sub> [kN/m]	V <sub>t sism</sub> [kN/m]	Vq [kN/m]	V <sub>ext</sub> [kN/m]	V <sub>inerzia</sub> [kN/m]	V <sub>tot</sub> [kN/m]
d-d	4,50	42,76	0,87	10,81	0,00	0,49	54,93
e-e	3,38	24,05	0,49	8,11	0,00	0,36	33,02
f-f	2,25	10,69	0,22	5,41	0,00	0,24	16,56
g-g	1,13	2,67	0,05	2,70	0,00	0,12	5,55

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

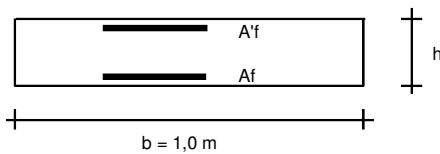
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20		5	5,0	20	
2	0,0	24	☐	6	0,0	20	☐
3	0,0	16	☐	7	5,0	20	
4	5,0	20		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	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	13,37	0,00	0,50	15,71	15,71	264,05
b - b	-172,65	0,00	0,50	15,71	15,71	264,05
c - c	-87,74	0,00	0,50	15,71	15,71	264,05
d - d	154,64	45,00	0,40	15,71	15,71	209,47
e - e	75,26	33,75	0,40	15,71	15,71	207,75
f - f	28,24	22,50	0,40	15,71	15,71	206,03
g - g	5,76	11,25	0,40	15,71	15,71	204,31

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	53,52	0,50	201,18	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
b - b	51,47	0,50	201,18	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
c - c	51,04	0,50	201,18	10	20	20	21,8	777,93	Armatura a taglio non necessaria
d - d	87,26	0,40	185,17	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria
e - e	55,02	0,40	183,69	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria
f - f	29,73	0,40	182,22	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria
g - g	11,39	0,40	180,74	10	20	20	21,8	605,06	Armatura a taglio non necessaria



## **Sintesi dei risultati**

Si riassumono i risultati trovati per le verifiche SLU geotecniche

### **Coefficienti di sicurezza**

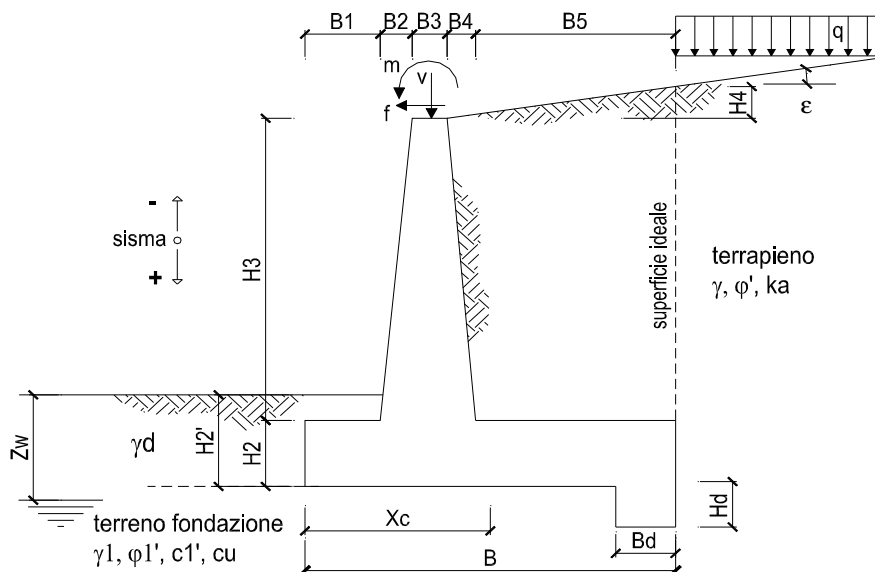
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>2,23</b>	<b>16,22</b>	<b>3,07</b>
<b>Sismico</b>	<b>3,17</b>	<b>24,52</b>	<b>4,69</b>

Per le verifiche SLU strutturali si riepilogano le sollecitazioni massime agenti nelle varie sezioni considererete e il relativo momento ultimo

<b>Sez.</b>	<b>M</b>	<b>N</b>	<b>h</b>	<b>Af</b>	<b>A'f</b>	<b>Mu</b>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	13,37	0,00	0,50	15,71	15,71	264,05
b - b	-172,65	0,00	0,50	15,71	15,71	264,05
c - c	-87,74	0,00	0,50	15,71	15,71	264,05
d - d	154,64	45,00	0,40	15,71	15,71	209,47
e - e	75,26	33,75	0,40	15,71	15,71	207,75
f - f	28,24	22,50	0,40	15,71	15,71	206,03
g - g	5,76	11,25	0,40	15,71	15,71	204,31

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

#### 4.9. Muri H6 (altezze fino a 6m)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

##### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5,20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

##### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5,50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	4,40	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

##### FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU	
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	78,00	78,00	70,20
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	110,00	110,00	99,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	188,00	188,00	169,20

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	411,84	411,84	370,66
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)	0,00	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	411,84	411,84	370,66

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $q * (B4+B5)$	(kN/m)	88	132
Sovr acc. Sism $qs * (B4+B5)$	(kN/m)	44	

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

- Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 = $Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 = $Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	62,40	62,40	56,16
Mm3 = $Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 = $Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	302,50	302,50	272,25
Mm5 = $Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm = $Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	364,90	364,90	328,41

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 = $Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	1359,07	1359,07	1223,16
Mt2 = $Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 = $Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr = $Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt = $Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	1359,07	1359,07	1223,16

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	290,4	435,6
Sovr acc. Sism $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	145,2	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h = $Pm*kh$	(kN/m)		6,32
Ps v = $Pm*kv$	(kN/m)		3,16

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

Ptsh = $Pt*kh$	(kN/m)		13,84
Ptsv = $Pt*kv$	(kN/m)		6,92

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

MPs1 h= $kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h= $kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		8,91
MPs3 h= $kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h= $kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)		1,48
MPs5 h= $-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h= $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		10,39

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

MPs1 v= $kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v= $kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1,05
MPs3 v= $kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v= $kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)		5,08
MPs5 v= $kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v= $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		6,13

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

MPts1 h= $kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	( kNm/m )		47,05
MPts2 h= $kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	( kNm/m )		0,00
MPts3 h= $kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	( kNm/m )		0,00
MPts h= $MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		47,05

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

MPts1 v= $kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	( kNm/m )		22,83
MPts2 v= $kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	( kNm/m )		0,00
MPts3 v= $kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	( kNm/m )		0,00
MPts v= $MPts1 + MPts2 + MPts3$	( kNm/m )		22,83

## 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)	82,38	107,09	112,96
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)	30,51	45,77	57,05

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	76,02	98,82	106,87
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)	28,15	42,23	53,97

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	31,75	41,28	36,60
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)	11,76	17,64	18,48

- 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	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	152,03	197,64	213,73
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	174,63	227,02	201,28
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)	84,46	126,69	161,92
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	64,68	97,02	101,66
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 =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	658,76	(kN/m)	
-----	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	141,05	(kN/m)	
-----	-----------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,53	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>2,48</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	1551,57	(kNm/m)	
------	-------------------------	---------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	72,71	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>21,34</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
------------------------	----------------	--------------	-------------	----------

### VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	658,76	790,76	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	141,05	141,05	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	1723,68	2159,28	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	87,90	15,30	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d^* H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14,40		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,13	0,02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,23	5,46	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

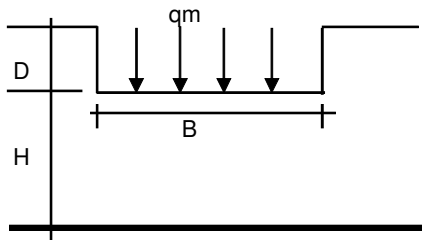
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,62	0,68	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,59	0,59	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0,49	0,49	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	513,06	525,24	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = <math>q_{lim} \cdot B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4,08</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,63</b>	>	

**CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE**



$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E \quad (\text{Christian e Carrier, 1976})$$

N	636,30	(kN/m)
M	11,15	(kNm/m)
e=M/N	0,02	(m)
B*	5,46	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,80	(m)
D/B*	0,15	(m)
Hs/B*	2,01	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 120,54 \quad (\text{kN/mq})$$

Coefficiente di forma  $\mu_0 = f(D/B)$

$$\mu_0 = 0,956 \quad (-)$$

Coefficiente di profondità  $\mu_1 = f(H/B)$

$$\mu_1 = 0,66 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 2,79 \quad (\text{mm})$$

## CONDIZIONE SISMICA +

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	82,38	82,38	102,69
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	7,73	7,73	8,87
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)	16,41	16,41	20,32
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	76,02	76,02	97,15
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	7,13	7,13	8,39
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	15,14	15,14	19,22
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	Sst1 stat * senδ	(kN/m)	31,75	31,75	33,27
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	2,98	2,98	2,87
Ssq1v perm=	Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	6,33	6,33	6,58
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	( kNm/m )	152,03	152,03	194,30
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	( kNm/m )	14,26	14,26	16,77
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	( kNm/m )	174,63	174,63	182,98
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	( kNm/m )	16,38	16,38	15,80
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	( kNm/m )	45,43	45,43	57,66
MSsq2 =	Ssq1v * B	( kNm/m )	34,79	34,79	36,20
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)*(H3 + H2)	( kNm/m )		0,00
Mfext3 =	(vp+vs)*(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		650,97	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		118,44	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	tgφ1'		0,53	(-)	
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>2,92</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	Mm + Mt + Mfext3		1723,97	( kNm/m )	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		62,23	( kNm/m )	
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>27,70</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		650,97	694,97	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		118,44		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		1709,58	1854,78	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		80,60	56,40	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H^2$	sovraccarico stabilizzante	14,40		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,12	0,08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,25	5,34	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,67	0,69	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,65	0,67	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,55	0,55	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	574,45	585,50	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4,63</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>4,50</b>	>	



## 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)	82,38	82,38	102,69
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas$	(kN/m)	4,97	4,97	5,42
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)	16,45	16,45	20,36

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	76,02	76,02	97,15
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,58	4,58	5,13
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)	15,18	15,18	19,26

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	31,75	31,75	33,27
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,92	1,92	1,76
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)	6,34	6,34	6,60

- 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)	152,03	152,03	194,30
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	9,17	9,17	10,26
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	174,63	174,63	182,98
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	10,53	10,53	9,67
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	45,54	45,54	57,79
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	34,88	34,88	36,29
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)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	629,77	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	115,94	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0,53	(-)
--------------------	------	-----

$Fs = (N \cdot f + Sp) / T$	<b>2,89</b>	>	<b>1,1</b>
-----------------------------	-------------	---	------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	1723,97	(kNm/m)
-------------------------	---------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPp + Mpts$	119,83	(kNm/m)
---	--------	---------

$Fr = Ms / Mr$	<b>14,39</b>	>	<b>1</b>
----------------	--------------	---	----------

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		629,77	673,77	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		115,94		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		1650,87	1796,07	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		81,00	56,80	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

$c_1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14,40		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,13	0,08	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	5,24	5,33	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,67	0,69	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,64	0,66	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,54	0,54	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	569,54	580,97	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>4,74</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>4,60</b>	>	

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

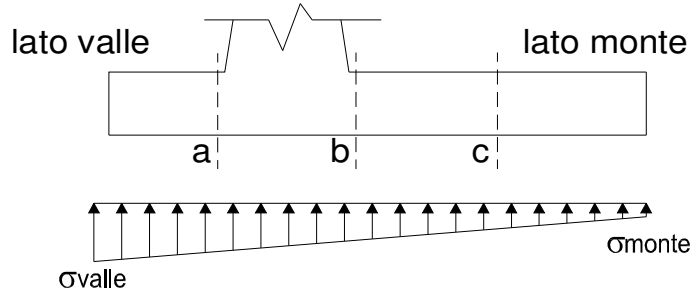
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 5,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 5,04 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	658,76	87,90	137,21	102,34
	790,76	15,30	146,81	140,74
sisma+	650,97	80,60	134,34	102,37
	694,97	56,40	137,54	115,17
sisma-	629,77	81,00	130,57	98,44
	673,77	56,80	133,77	111,24



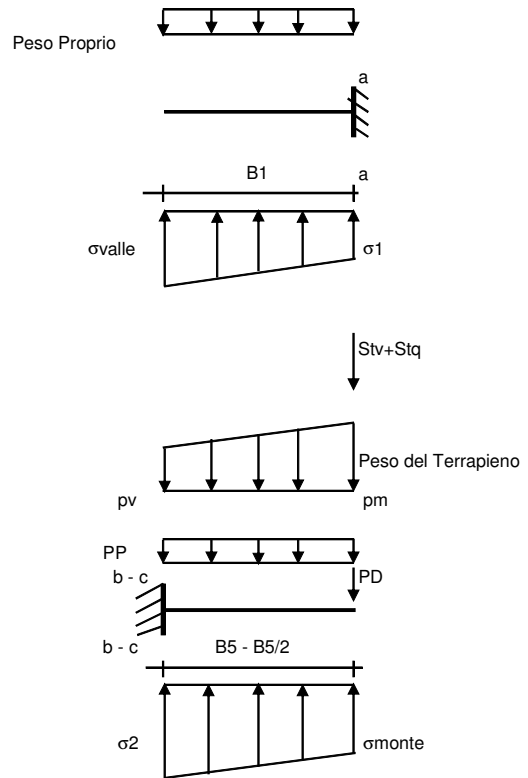
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 20,00 (kN/m)

$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$

$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	137,21	134,04	14,52	57,81
	146,81	146,26	15,83	63,27
sisma+	134,34	131,44	14,13	57,00
	137,54	135,51	14,61	58,60
sisma-	130,57	127,65	13,74	55,12
	133,77	131,72	14,14	56,72



**Mensola Lato Monte**

PP = 20,00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	93,60	123,60	103,60	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	93,60	123,60	103,60	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	93,60	123,60	103,60	(kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 +$   
 $-(St_v + Sq_v) \cdot B_5 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$   
 $-(St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	102,34	130,23	-278,23	-47,09	116,29	-145,62	-68,35
	140,74	145,59	-271,26	-60,82	143,17	-134,58	-62,54
sisma+	102,37	127,95	-225,27	-42,58	115,16	-111,79	-55,89
	115,17	133,07	-224,57	-47,90	124,12	-108,52	-54,32
sisma-	98,44	124,14	-221,39	-41,77	111,29	-109,72	-55,03
	111,24	129,26	-217,44	-45,61	120,25	-105,64	-52,72

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

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

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

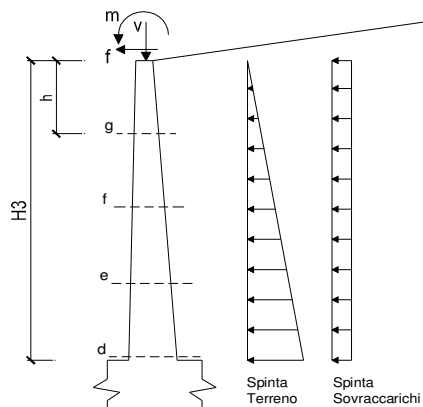
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,20	128,66	95,16	0,00	223,82	0,00	78,00	78,00
e-e	3,90	54,28	53,53	0,00	107,80	0,00	58,50	58,50
f-f	2,60	16,08	23,79	0,00	39,87	0,00	39,00	39,00
g-g	1,30	2,01	5,95	0,00	7,96	0,00	19,50	19,50

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,20	74,22	36,60	0,00	110,83
e-e	3,90	41,75	27,45	0,00	69,20
f-f	2,60	18,56	18,30	0,00	36,86
g-g	1,30	4,64	9,15	0,00	13,79

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,20	98,97	10,06	34,12	0,00	6,81	149,97	0,00	79,31	79,31
e-e	3,90	41,75	4,24	19,19	0,00	3,83	69,02	0,00	59,48	59,48
f-f	2,60	12,37	1,26	8,53	0,00	1,70	23,86	0,00	39,66	39,66
g-g	1,30	1,55	0,16	2,13	0,00	0,43	4,26	0,00	19,83	19,83

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,20	57,10	5,81	13,12	0,00	2,62	78,65
e-e	3,90	32,12	3,27	9,84	0,00	1,97	47,19
f-f	2,60	14,27	1,45	6,56	0,00	1,31	23,60
g-g	1,30	3,57	0,36	3,28	0,00	0,66	7,87

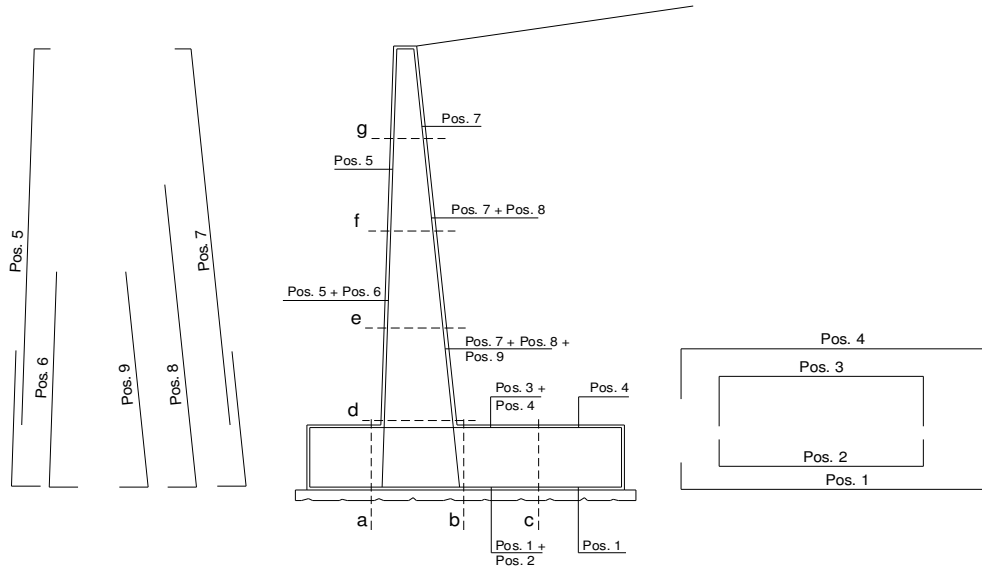
**condizione sismica -**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,20	98,97	6,47	34,21	0,00	6,81	146,46	0,00	76,69	76,69
e-e	3,90	41,75	2,73	19,24	0,00	3,83	67,56	0,00	57,52	57,52
f-f	2,60	12,37	0,81	8,55	0,00	1,70	23,43	0,00	38,34	38,34
g-g	1,30	1,55	0,10	2,14	0,00	0,43	4,21	0,00	19,17	19,17

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,20	57,10	3,73	13,16	0,00	2,62	76,61
e-e	3,90	32,12	2,10	9,87	0,00	1,97	46,05
f-f	2,60	14,27	0,93	6,58	0,00	1,31	23,10
g-g	1,30	3,57	0,23	3,29	0,00	0,66	7,75

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

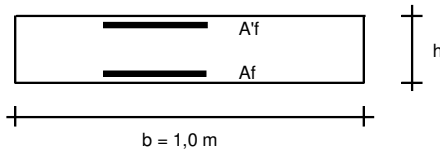
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	18		5	5,0	18	
2	0,0	24	☐	6	0,0	16	☐
3	0,0	16	☐	7	5,0	18	
4	5,0	20		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	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	15,83	0,00	0,80	12,72	15,71	366,32
b - b	-278,23	0,00	0,80	15,71	12,72	448,45
c - c	-145,62	0,00	0,80	15,71	12,72	448,45
d - d	223,82	78,00	0,60	12,72	12,72	286,48
e - e	107,80	58,50	0,60	12,72	12,72	281,54
f - f	39,87	39,00	0,60	12,72	12,72	276,58
g - g	7,96	19,50	0,60	12,72	12,72	271,63

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	63,27	0,80	277,28	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
b - b	60,82	0,80	277,28	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
c - c	68,35	0,80	277,28	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
d - d	110,83	0,60	231,74	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria
e - e	69,20	0,60	229,06	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria
f - f	36,86	0,60	226,37	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria
g - g	13,79	0,60	223,69	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria

## **Sintesi dei risultati**

Si riassumono i risultati trovati per le verifiche SLU geotecniche

### **Coefficienti di sicurezza**

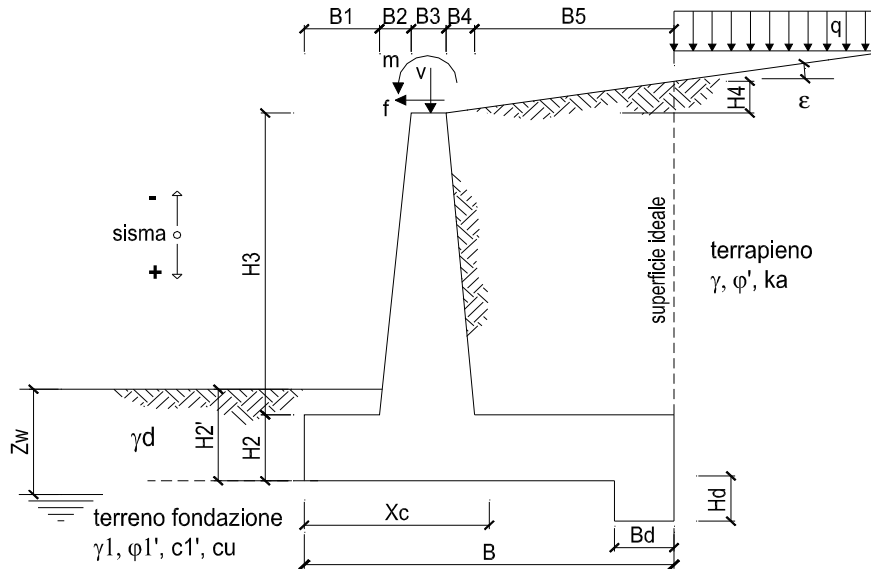
	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>2,48</b>	<b>21,34</b>	<b>3,63</b>
<b>Sismico</b>	<b>2,89</b>	<b>14,39</b>	<b>4,50</b>

Per le verifiche SLU strutturali si riepilogano le sollecitazioni massime agenti nelle varie sezioni considerate e il relativo momento ultimo.

<b>Sez.</b>	<b>M</b>	<b>N</b>	<b>h</b>	<b>Af</b>	<b>A'f</b>	<b>Mu</b>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	15,83	0,00	0,80	12,72	15,71	366,32
b - b	-278,23	0,00	0,80	15,71	12,72	448,45
c - c	-145,62	0,00	0,80	15,71	12,72	448,45
d - d	223,82	78,00	0,60	12,72	12,72	286,48
e - e	107,80	58,50	0,60	12,72	12,72	281,54
f - f	39,87	39,00	0,60	12,72	12,72	276,58
g - g	7,96	19,50	0,60	12,72	12,72	271,63

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

#### 4.10. Muri H8 (altezze fino a 8m)



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	7,20	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,60	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	7,50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	6,40	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	3,75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25,00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

**FORZE VERTICALI**

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU	
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	108,00	108,00	97,20
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	150,00	150,00	135,00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	258,00	258,00	232,20

- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	829,44	829,44	746,50
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)	0,00	0,00	0,00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	829,44	829,44	746,50

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q * (B4+B5)$	(kN/m)	128	192
Sovr acc. Sism	$qs * (B4+B5)$	(kN/m)	64	

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	86,40	86,40	77,76
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	562,50	562,50	506,25
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	648,90	648,90	584,01

- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	3566,59	3566,59	3209,93
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	3566,59	3566,59	3209,93

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	550,4	825,6
Sovr acc. Sism	$*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	275,2	

**INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO**

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)		3,25
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)		1,63

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

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)		10,45
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)		5,23

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

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		5,99
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)		0,76
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		6,74

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

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)		0,00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		0,54
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)		3,54
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		4,09

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

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)		45,98
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		0,00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		45,98

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

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)		22,47
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)		0,00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		22,47



## 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) 146,45	190,39	200,82
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) 40,68	61,02	76,07

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 135,14	175,68	189,98
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) 37,54	56,31	71,96

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 56,45	73,38	65,06
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) 15,68	23,52	24,64

- 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
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 360,37	468,48	506,63
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 423,35	550,35	487,95
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) 150,15	225,23	287,86
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 117,60	176,40	184,83
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 =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	1184,34	(kN/m)	
-----	--	---------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	231,99	(kN/m)	
-----	-----------------	--------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0,53	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

<b>Fs scorr.</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>	<b>2,71</b>	<b>&gt;</b>	<b>1,1</b>
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	3793,94	(kNm/m)	
------	-------------------------	---------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	121,70	(kNm/m)	
------	--	--------	---------	--

<b>Fs ribaltamento</b>	<b>Ms / Mr</b>	<b>31,18</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>
------------------------	----------------	--------------	-------------	----------

**VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)**

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv}$ (+ Sovr acc)	1184,34	1376,34	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	231,99	231,99	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	4248,53	5074,13	( kNm/m )
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	192,75	87,15	( kNm/m )

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	14,40		(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0,16	0,06	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	7,17	7,37	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di ic, iq e i $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,65	0,69	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,62	0,62	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi'))^{m+1}$		0,52	0,52	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub>	(carico limite unitario)	698,30	707,78	(kN/m <sup>2</sup> )
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> · B* / N</b>	Nmin	<b>4,23</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>3,79</b>	>	

## CONDIZIONE SISMICA +

### SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	146,45	146,45	182,56
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma' \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+$	(kN/m)	5,06	5,06	5,80
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)	20,91	20,91	26,00
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	135,14	135,14	172,71
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	4,67	4,67	5,49
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)	19,30	19,30	24,59
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	56,45	56,45	59,15
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,95	1,95	1,88
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)	8,06	8,06	8,42
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	360,37	360,37	460,57
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	12,44	12,44	14,63
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	423,35	423,35	443,59
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	14,62	14,62	14,09
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	77,18	77,18	98,38
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	60,45	60,45	63,17
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 =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		1160,75	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$		172,80	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\tan \phi_1'$		0,53	(-)
<b>Fs =</b>	<b>(N*f + Sp) / T</b>		<b>3,57</b>	<b>&gt;</b>
				<b>1,1</b>

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		4215,49	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$		78,89	(kNm/m)
<b>Fr =</b>	<b>Ms / Mr</b>		<b>53,43</b>	<b>&gt;</b>
				<b>1</b>

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$		1160,75	1224,75	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		172,80		(kN/m)
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$				
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		4237,74	4512,94	(kNm/m)
$MM = \sum M$				
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		115,06	79,86	(kNm/m)
$M = X_c * N - MM$				

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d' H^2$	sovraccarico stabilizzante	14,40		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,10	0,07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7,30	7,37	(m)

I valori di  $N_c$ ,  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,72	0,74	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,70	0,72	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \phi'))^{m+1}$		0,62	0,62	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	830,90	840,01	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>5,23</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>5,05</b>	>	

## 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)	146,45	146,45	182,56
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas$	(kN/m)	3,21	3,21	3,50
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)	20,92	20,92	26,01

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	135,14	135,14	172,71
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2,96	2,96	3,31
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)	19,30	19,30	24,60

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	56,45	56,45	59,15
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1,24	1,24	1,13
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)	8,06	8,06	8,43

- 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)	360,37	360,37	460,57
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	7,90	7,90	8,83
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	423,35	423,35	443,59
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	9,28	9,28	8,50
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	77,21	77,21	98,41
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	60,47	60,47	63,19
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)

$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	1146,34	(kN/m)
---	---------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	171,11	(kN/m)
---	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0,53	(-)
--------------------	------	-----

$Fs = (N \cdot f + Sp) / T$	<b>3,56</b>	>	<b>1,1</b>
-----------------------------	-------------	---	------------

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = Mm + Mt + Mfext3$	4215,49	(kNm/m)
-------------------------	---------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MPp + Mpts$	131,81	(kNm/m)
---	--------	---------

$Fr = Ms / Mr$	<b>31,98</b>	>	<b>1</b>
----------------	--------------	---	----------

### VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	1146,34	1210,34	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	171,11		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\Sigma M$	4183,83	4459,03	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc * N - MM$	114,93	79,73	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0 * Nq * iq + 0,5 * \gamma_1 * B * N\gamma * i\gamma$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	28,00		(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m <sup>3</sup> )
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	14,40		(kN/m <sup>2</sup> )
$e = M / N$	eccentricità	0,10	0,07	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	7,30	7,37	(m)

I valori di  $Nc$ ,  $Nq$  e  $N\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$Nq = tg^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * tg(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	14,72		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi')$	(2+ $\pi$ in cond. nd)	25,80		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi')$	(0 in cond. nd)	16,72		(-)

I valori di  $ic$ ,  $iq$  e  $i\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg\phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,72	0,74	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,70	0,72	(-)
$i\gamma = (1 - T / (N + B * c' * cotg\phi'))^{m+1}$		0,62	0,62	(-)

(fondazione nastriforme  $m = 2$ )

$q_{lim}$	(carico limite unitario)	829,61	838,84	(kN/m <sup>2</sup> )
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b><math>F = q_{lim} * B^* / N</math></b>	Nmin	<b>5,28</b>	>	<b>1,4</b>
		Nmax	<b>5,11</b>	>	

**Verifica allo Stato Limite Ultimo**

**CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE**

**Reazione del terreno**

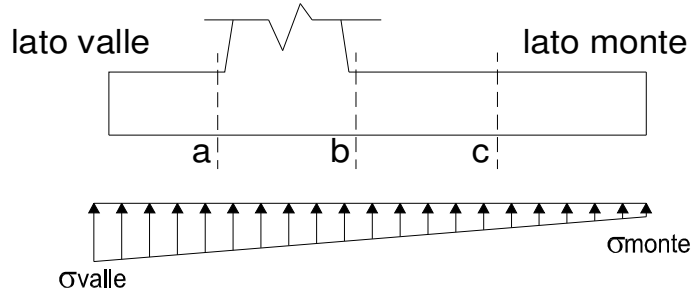
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 7,50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 9,38 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	1184,34	192,75	178,47	137,35
	1376,34	87,15	192,81	174,22
sisma+	1160,75	115,06	167,04	142,49
	1224,75	79,86	171,82	154,78
sisma-	1146,34	114,93	165,10	140,59
	1210,34	79,73	169,88	152,87



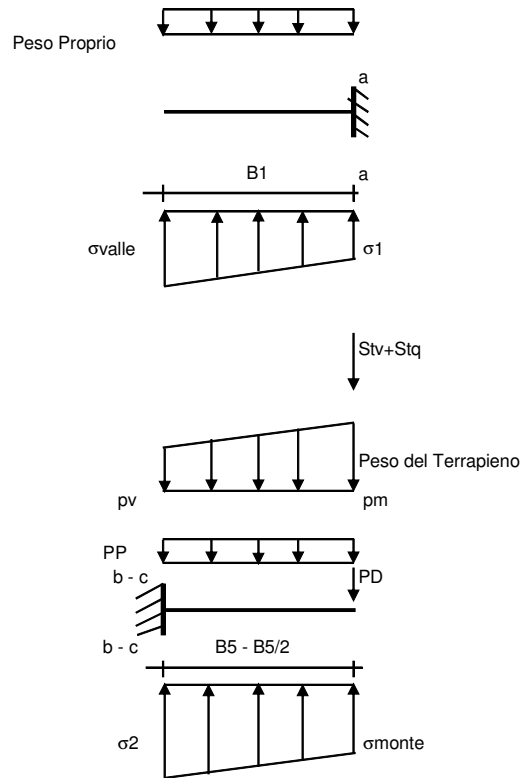
**Mensola Lato Valle**

Peso Proprio. PP = 20,00 (kN/m)

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	178,47	175,73	19,69	78,55
	192,81	191,57	21,55	86,09
sisma+	167,04	165,40	18,30	73,46
	171,82	170,68	18,93	75,85
sisma-	165,10	163,47	18,09	72,49
	169,88	168,75	18,69	74,88



**Mensola Lato Monte**

PP = 20,00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0,00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	129,60	159,60	139,60	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	129,60	159,60	139,60	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	129,60	159,60	139,60	(kN/m <sup>2</sup> )

$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 +$   
 $-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$   
 $-(St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$

$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) - (St_v + Sq_v) - PD \cdot (1 \pm kv)$

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	137,35	172,44	-631,45	-63,00	154,90	-342,85	-108,02
	174,22	190,08	-622,11	-80,59	182,15	-324,11	-101,44
sisma+	142,49	163,44	-447,17	-50,94	152,97	-235,99	-75,46
	154,78	169,32	-445,35	-57,21	162,05	-230,07	-73,46
sisma-	140,59	161,51	-443,27	-50,46	151,05	-233,87	-74,84
	152,87	167,39	-438,86	-55,92	160,13	-227,30	-72,44

Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

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

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

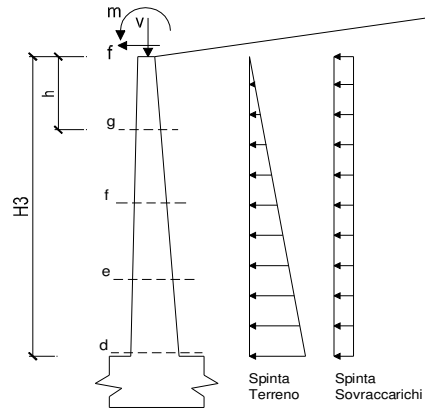
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{\text{orizz.}}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{\text{orizz.}}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{\text{ext}} = f$$

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,20	341,52	182,44	0,00	523,96	0,00	108,00	108,00
e-e	5,40	144,08	102,62	0,00	246,70	0,00	81,00	81,00
f-f	3,60	42,69	45,61	0,00	88,30	0,00	54,00	54,00
g-g	1,80	5,34	11,40	0,00	16,74	0,00	27,00	27,00

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,20	142,30	50,68	0,00	192,98
e-e	5,40	80,04	38,01	0,00	118,05
f-f	3,60	35,58	25,34	0,00	60,91
g-g	1,80	8,89	12,67	0,00	21,56

**condizione sismica +**

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,20	262,71	9,83	62,52	0,00	4,90	339,96	0,00	108,68	108,68
e-e	5,40	110,83	4,15	35,17	0,00	2,76	152,90	0,00	81,51	81,51
f-f	3,60	32,84	1,23	15,63	0,00	1,22	50,92	0,00	54,34	54,34
g-g	1,80	4,10	0,15	3,91	0,00	0,31	8,47	0,00	27,17	27,17

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,20	109,46	4,10	17,37	0,00	1,36	132,29
e-e	5,40	61,57	2,30	13,02	0,00	1,02	77,92
f-f	3,60	27,37	1,02	8,68	0,00	0,68	37,75
g-g	1,80	6,84	0,26	4,34	0,00	0,34	11,78

**condizione sismica -**

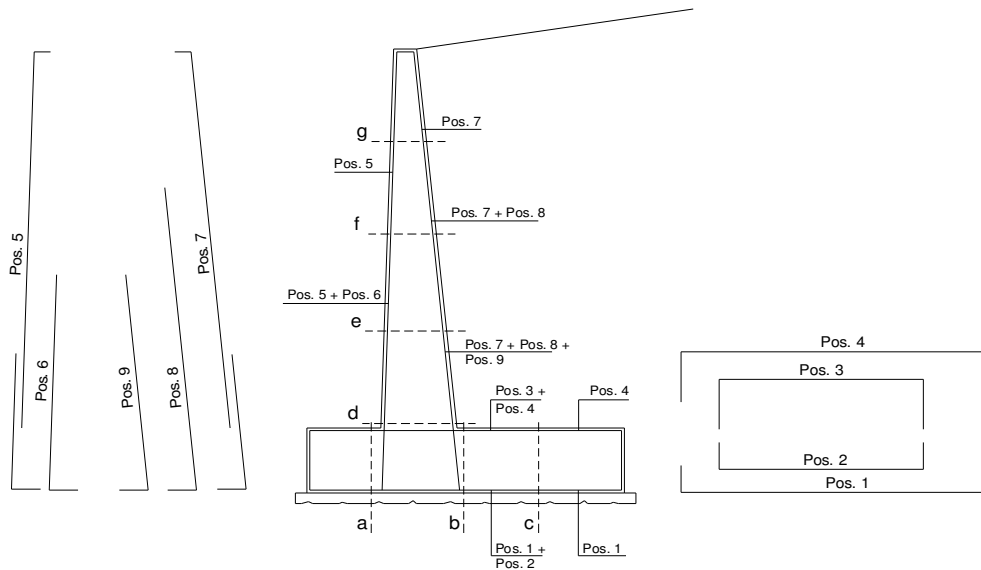
sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,20	262,71	6,24	62,54	0,00	4,90	336,39	0,00	107,32	107,32
e-e	5,40	110,83	2,63	35,18	0,00	2,76	151,40	0,00	80,49	80,49
f-f	3,60	32,84	0,78	15,64	0,00	1,22	50,48	0,00	53,66	53,66
g-g	1,80	4,10	0,10	3,91	0,00	0,31	8,42	0,00	26,83	26,83

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7,20	109,46	2,60	17,37	0,00	1,36	130,80
e-e	5,40	61,57	1,46	13,03	0,00	1,02	77,09
f-f	3,60	27,37	0,65	8,69	0,00	0,68	37,38
g-g	1,80	6,84	0,16	4,34	0,00	0,34	11,69



Collegamento viario «Pedemontana Piemontese»  
tra la A4 e la A26 (Santhia'-Biella-Gattinara-Ghemme).  
Collegamento viario Masserano-Ghemme  
Progetto Definitivo

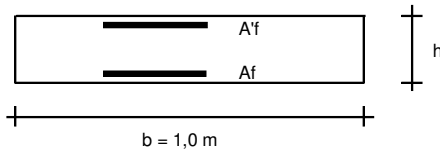
**SCHEMA DELLE ARMATURE**



**ARMATURE**

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	26		5	5,0	26	
2	0,0	24	☐	6	0,0	16	☐
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	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	21,55	0,00	0,80	26,55	26,55	745,88
b - b	-631,45	0,00	0,80	26,55	26,55	745,88
c - c	-342,85	0,00	0,80	26,55	26,55	745,88
d - d	523,96	108,00	0,60	26,55	26,55	565,12
e - e	246,70	81,00	0,60	26,55	26,55	558,38
f - f	88,30	54,00	0,60	26,55	26,55	551,63
g - g	16,74	27,00	0,60	26,55	26,55	544,88

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	86,09	0,80	306,49	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
b - b	80,59	0,80	306,49	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
c - c	108,02	0,80	306,49	10	20	20	21,8	1296,55	Armatura a taglio non necessaria
d - d	192,98	0,60	278,33	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria
e - e	118,05	0,60	274,62	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria
f - f	60,91	0,60	270,91	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria
g - g	21,56	0,60	267,19	10	20	20	21,8	950,80	Armatura a taglio non necessaria

## **Sintesi dei risultati**

Si riassumono i risultati trovati per le verifiche SLU geotecniche

### **Coefficienti di sicurezza**

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
<b>Statico</b>	<b>2,71</b>	<b>31,18</b>	<b>3,79</b>
<b>Sismico</b>	<b>3,56</b>	<b>31,98</b>	<b>5,05</b>

Per le verifiche SLU strutturali si riepilogano le sollecitazioni massime agenti nelle varie sezioni considerate e il relativo momento ultimo

<b>Sez.</b>	<b>M</b>	<b>N</b>	<b>h</b>	<b>A<sub>f</sub></b>	<b>A'<sub>f</sub></b>	<b>M<sub>u</sub></b>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	21,55	0,00	0,80	26,55	26,55	745,88
b - b	-631,45	0,00	0,80	26,55	26,55	745,88
c - c	-342,85	0,00	0,80	26,55	26,55	745,88
d - d	523,96	108,00	0,60	26,55	26,55	565,12
e - e	246,70	81,00	0,60	26,55	26,55	558,38
f - f	88,30	54,00	0,60	26,55	26,55	551,63
g - g	16,74	27,00	0,60	26,55	26,55	544,88

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