

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI
PROGRAMMA NODO DI NAPOLI

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA
U.O. STRUTTURE

PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO
I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA
LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI

VIABILITA' di SOPPRESSIONE PL al KM 143+833 - Via Calabroni

Marcia piede ai lati della rampa stradale esistente - Relazione di calcolo

SCALA

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA / DISCIPLINA Progr. REV:

IFOL 00 E 09 CL IV0100 005 A

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. / Data
A	Emissione Esecutiva	G. Grimaldi 	Sett. 2015	T. Alberini 	Sett. 2015	F. Cerrone 	Sett. 2015	Aut. degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A20783 Dott. Ing. ANGELO VITTOZZI U.O. STRUTTURE ITALFERR S.p.A.

INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3. MATERIALI.....	6
4. DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	7
5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO	7
6. AZIONI SISMICHE	8
7. METODO DI CALCOLO.....	14
7.1 CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI STATICHE.....	14
7.2 CONDIZIONI DI SPINTA SUL MURO IN CONDIZIONI SISMICHE	16
7.3 VERIFICHE GEOTECNICHE	19
7.4 VERIFICHE STRUTTURALI.....	19
8. SOFTWARE DI CALCOLO	20
9. GEOMETRIA DI CALCOLO.....	21
10. ANALISI DEI CARICHI	23
10.1 SOVRACCARICO PERMANENTE	23
10.2 FORZE INERZIALI	24
11. COMBINAZIONI DI CARICO.....	25
12. VERIFICHE.....	28
12.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI NELLE VERIFICHE.....	28
12.2 VERIFICHE GEOTECNICHE	29

12.3	VERIFICHE STRUTTURALI SLU.....	39
12.4	VERIFICHE STRUTTURALI SLE.....	42
	<i>Verifiche a fessurazione.....</i>	<i>42</i>
	<i>Verifiche tensionali.....</i>	<i>45</i>
12.5	VERIFICHE STABILITÀ GLOBALE A2+M2+R2.....	48

1. PREMESSA

La soppressione del P.L. al km 143+833 in corrispondenza di Via Calabroni viene risolta mediante la realizzazione di un cavalcaferrovia ubicato al km 143+672 della Linea Storica. Nell'ambito di tale intervento è prevista la realizzazione di marciapiedi ai lati della rampa stradale esistente della *S.P. n°114* di approccio al cavalcavia sulla *S.S di Fondo Valle Isclero*.

Il progetto dell'opera è stato redatto sulla base delle impostazioni ed esigenze espresse dal progetto della viabilità, uniformandosi a quest'ultimo per quanto riguarda ubicazione ed ampiezza, oltre che, ovviamente, per quanto concerne le rispettive caratteristiche planimetriche ed altimetriche, riservando particolare attenzione ai franchi orizzontali e verticali minimi prescritti dalla normativa vigente.

La presente relazione ha per oggetto le verifiche, secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.), dei muri di sottoscarpa previsti al piede dell'allargamento del rilevato stradale esistente.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono effettuate in accordo con le prescrizioni di seguito elencate è conformi alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS:

- “Istruzione per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari” (rif. RFI-DTC-ICI-PO-SP-INF-001-A);
- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie
- RFI DTC INC PO SP IFS 003 A Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari
- RFI DTC INC CS LG IFS 001 A Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria
- RFI DTC INC PO SP IFS 004 A Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo
- RFI DTC INC PO SP IFS 005 A Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia
- Nuove norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14-01-08 (NTC-2008);
- Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/03/2003 . Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 21/10/2003;
- Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità;
- UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno.

3. MATERIALI

Calcestruzzo C 28 / 35

Resistenza cilindrica caratteristica:

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 29 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione semplice: $f_{cd} = \text{acc } f_{ck} / \gamma_m$,

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \text{acc } f_{ck} / \gamma_m = 16.46 \text{ N/mm}^2 \\ \text{acc} &= 0.85 \\ \gamma_m &= 1.5 \end{aligned}$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$\begin{aligned} f_{ctk} &= 1.94 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctd} &= f_{ctk} / \gamma_m = 1.29 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Modulo elastico:

$$E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$$

Densità di Massa:

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

Coefficiente di Espansione Termica:

$$\alpha = 1.00 \times 10^{-5} \text{ m/}^\circ\text{C}$$

Acciaio da cemento armato normale: B450C

controllato in stabilimento.

tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

resistenza di calcolo dell'acciaio: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ dove $\gamma_s = 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$

Modulo di elasticità: $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

Qualora la classe di resistenza del calcestruzzo adottata per le analisi di calcolo e per le verifiche dei vari elementi strutturali risulti inferiore a quella indicata nel documento *Tabella Materiali e Note Generali - IF0L 00 E 09 TT IV0100 001* è da ritenere valido quanto indicato in quest'ultimo documento cioè in *Tabella Materiali e Note Generali - IF0L 00 E 09 TT IV0100 001*.

4. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le analisi vengono svolte con riferimento ad un muro di sottoscarpa avente le minime dimensioni strutturali adottabili. Pertanto, ai fini realizzativi sono da intendersi valide unicamente le indicazioni riportate negli elaborati grafici di riferimento.

Il muro oggetto di analisi ha un'altezza massima del paramento frontale pari a 2.4m, una zattera di fondazione di larghezza pari a 2.7m ed altezza 0.3m.

5. INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per il terreno di fondazione sono state considerate le caratteristiche meccaniche del terreno in posto; per il terrapieno sono stati considerati i seguenti parametri caratteristici:

- $\gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume;
- $\varphi_k = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c_k = 0$ coesione;
- $\delta_k = 0^\circ$ angolo di attrito tra paramento verticale muro e terreno.

La superficie libera di falda non interferisce con l'opera

unità	tipo	γ	E_{op}	c'	φ
[-]	[-]	[kN/m ³]	[MPa]	[kPa]	[°]
2	Sabbie limose	17	15	0	30.0

Tabella 5.1: sintesi parametri di resistenza terreno di fondazione

6. AZIONI SISMICHE

In condizioni sismiche, il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

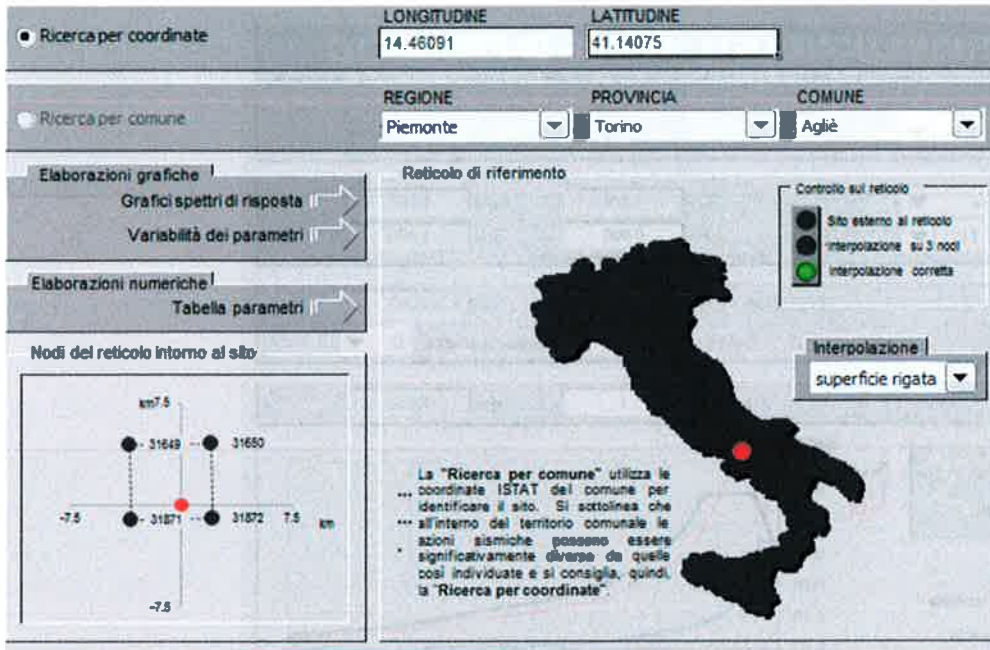
Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; nel caso di specie per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo calcolare lo Stato Limite di Danno (SLD) per l'esercizio e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica si assumono i seguenti parametri di base:

Categoria di suolo:	C
Categoria topografica:	T1
Vita nominale:	VN = 75 anni; (tab 2.4.1);
Classe d'uso :	III;
Coeff. d'uso:	cu = 1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	VR = VN x cu = 112.5anni

I parametri che definiscono l'azione sismica, calcolati mediante il documento excel Spettri-NTC.ver.1.0.3.xls fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, vengono di seguito riportati:

Individuazione della pericolosità sismica del sito



LONGITUDINE 14.46091 **LATTITUDINE** 41.14075

REGIONE Piemonte **PROVINCIA** Torino **COMUNE** Agliè

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7.5
-7.5 -7.5
31649 31650
31871 31872
-7.5 km

Controllo sul reticolo
● Sito esterno al reticolo
● interpolazione su 3 nodi
● interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Scelta della strategia di progettazione

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 75 Info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U 1.5 Info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R 112.5 Info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R Info

Stati limite di esercizio - SLE

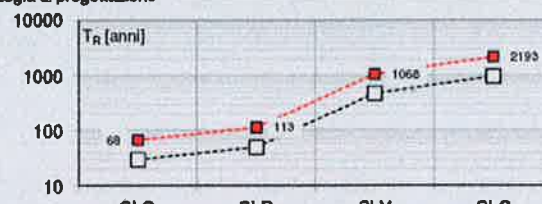
SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 83\%$	113

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
---■--- Strategia scelta

INTRO **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

Determinazione dell'azione di progetto SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** Info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** Info
 Categoria topografica: **T1** Info
 $S_g = 1.376$ Info $C_0 = 1.382$ Info
 $h/H_s = 0.000$ Info $S_T = 1.000$ Info
(h=sposta sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento: $\xi = 5\%$ $\eta = 1.000$ Info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore $q_s = 1.5$ Regol. in altezza: **si** Info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore $q_v = 1$ $\eta = 1.000$ Info

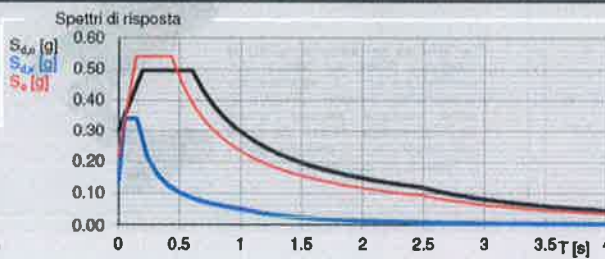
Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Spettri di risposta



S_{dA} [g]
 S_{dV} [g]
 S_e [g]

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.218 g
F_c	2.477
T_c	0.435 s
S_c	1.376
C_c	1.382
S_T	1.000
q	1.500

Parametri dipendenti

S	1.376
η	0.667
T_B	0.200 s
T_C	0.601 s
T_D	2.473 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.6})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.300
T_B ←	0.200	0.496
T_C ←	0.601	0.496
	0.690	0.432
	0.779	0.382
	0.868	0.343
	0.957	0.311
	1.047	0.286
	1.136	0.262
	1.225	0.243
	1.314	0.227
	1.403	0.212
	1.492	0.200
	1.582	0.188
	1.671	0.178
	1.760	0.169
	1.849	0.161
	1.938	0.154
	2.027	0.147
	2.117	0.141
	2.206	0.135
	2.295	0.130
	2.384	0.125
T_D ←	2.473	0.120
	2.566	0.114
	2.619	0.107
	2.691	0.102
	2.764	0.096
	2.837	0.092

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{gv}	0.138 g
S_B	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.563
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left(\frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.138
T_B ←	0.050	0.341
T_C ←	0.150	0.341
	0.235	0.218
	0.320	0.160
	0.405	0.128
	0.490	0.104
	0.575	0.089
	0.660	0.078
	0.745	0.069
	0.830	0.062
	0.915	0.056
T_D ←	1.000	0.051
	1.094	0.043
	1.188	0.036
	1.281	0.031
	1.375	0.027
	1.469	0.024
	1.563	0.021
	1.656	0.019
	1.750	0.017
	1.844	0.015
	1.938	0.014
	2.031	0.012
	2.125	0.011
	2.219	0.010
	2.313	0.010
	2.406	0.009
	2.500	0.008

Determinazione dell'azione di progetto SLD

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gr}	0.090 g
F_a	2.440
T_c	0.346 s
S_B	1.500
C_c	1.491
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.172 s
T_C	0.516 s
T_D	1.961 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55, \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^2 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_{gr} / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.135
T_B ←	0.172	0.330
T_C ←	0.516	0.330
	0.584	0.291
	0.653	0.260
	0.722	0.238
	0.791	0.215
	0.860	0.198
	0.928	0.183
	0.997	0.171
	1.066	0.160
	1.135	0.150
	1.204	0.141
	1.272	0.134
	1.341	0.127
	1.410	0.121
	1.479	0.115
	1.548	0.110
	1.617	0.105
	1.685	0.101
	1.754	0.097
	1.823	0.093
	1.892	0.090
T_D ←	1.961	0.087
	2.058	0.079
	2.155	0.072
	2.252	0.066
	2.349	0.060
	2.446	0.056
	2.543	0.052

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite: SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_{gr}	0.037 g
S_B	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_a	0.989
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_B \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_a = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{gr}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.037
T_B ←	0.050	0.069
T_C ←	0.150	0.069
	0.235	0.057
	0.320	0.042
	0.405	0.033
	0.480	0.027
	0.575	0.023
	0.660	0.020
	0.745	0.018
	0.830	0.016
	0.915	0.015
T_D ←	1.000	0.013
	1.094	0.011
	1.188	0.009
	1.281	0.008
	1.375	0.007
	1.469	0.006
	1.563	0.005
	1.656	0.005
	1.750	0.004
	1.844	0.004
	1.938	0.004
	2.031	0.003
	2.125	0.003
	2.219	0.003
	2.313	0.003
	2.406	0.002
	2.500	0.002
	2.594	0.002

In base alle accelerazioni massime attese sul sito in esame si valutano, alla luce dei parametri valutati sopra nella condizione di SLV, i coefficienti di intensità sismica da utilizzarsi nelle analisi pseudo statiche, con le espressioni che seguono; la Tabella 5.1 ne riporta una sintesi.

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

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

essendo

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

S_s	S_t	a_g	a_{\max}	β_m	k_h	k_v
[°]	[°]	[g]	[g]	[-]	[-]	[-]
1.376	1	0.218	0.2999	0.31	0.09299	0.0465

Tabella 6.1: sintesi parametri sismici

7. METODO DI CALCOLO

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

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

7.1 Condizioni di spinta sul muro in condizioni statiche

Considerato un terrapieno con peso per unità di volume γ , sovraccarico uniforme su terrapieno q , condizioni drenate ed assenza di falda, si assume in genere la distribuzione di pressioni riportata nella Figura 7.1. Alla generica quota z dal piano campagna risulta:

$$\sigma_a = \gamma k_a z + q k_a - 2c' \sqrt{k_a} \quad (0.1)$$

$$\sigma_p = \gamma k_p z + q k_p - 2c' \sqrt{k_p} \quad (0.2)$$

Il problema si riconduce quindi al calcolo dei coefficienti di spinta attiva k_a o passiva k_p .

Con riferimento allo schema di Figura 7.2, in condizioni statiche il coefficiente di spinta attiva e quello di spinta passiva sono valutati attraverso le espressioni di Muller-Breslau (1924):

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.3)$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi - \varphi)}{\text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.4)$$

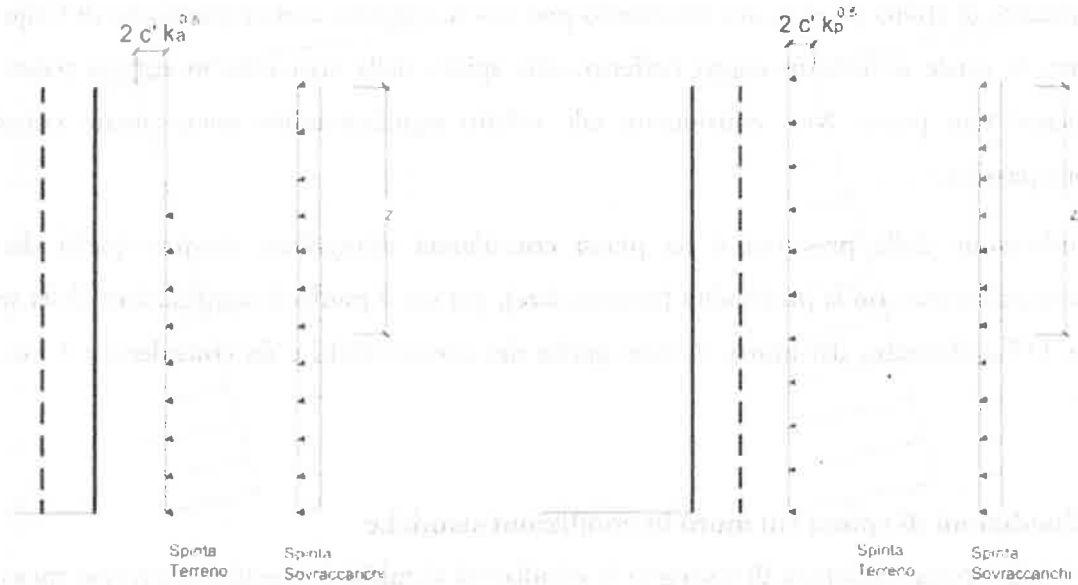


Figura 7.1: spinte orizzontali in condizioni statiche

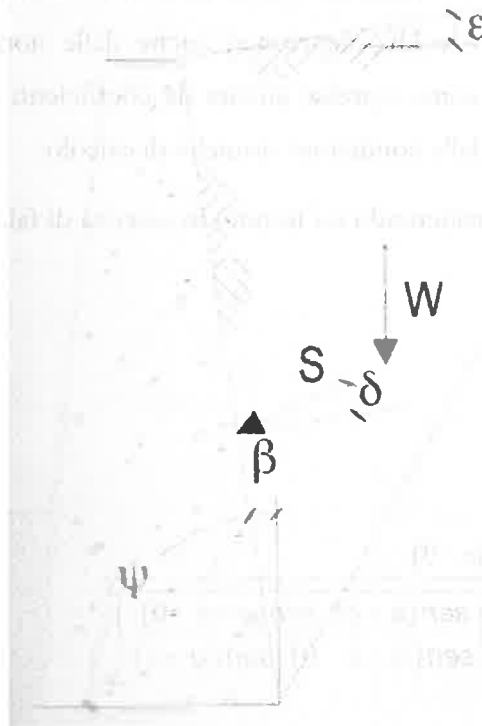


Figura 7.2: parametri geometrici per la valutazione dei coefficienti di spinta

Il coefficiente di spinta passiva ove necessario può essere valutato con l'espressione di Caquot-Kerisel (1948) attraverso la quale si tiene in conto l'effetto sulla spinta della creazione in rottura passiva di superfici di scorrimento non piane. Non considerare tale effetto significherebbe sovrastimare considerevolmente la pressione passiva.

La distribuzione delle pressioni è da prassi considerata triangolare, mentre quella dei sovraccarichi è considerata costante con la profondità (rettangolare), per cui il punto di applicazione della spinta delle terre è posto a 1/3 dell'altezza del muro, mentre quella dei sovraccarichi è da considerarsi a metà dell'altezza del muro.

7.2 Condizioni di spinta sul muro in condizioni sismiche

L'analisi delle spinte sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è eseguita attraverso metodi pseudo-statici. Nell'ipotesi di muro libero di muoversi in testa il metodo più appropriato è quello di Mononobe-Okabe il quale rappresenta un'estensione del criterio di Coulomb in cui il cuneo di rottura si muove come un corpo rigido soggetto ad accelerazioni verticali ed orizzontali. Tali accelerazioni sono espresse in funzione di opportuni coefficienti di intensità sismica k_v e k_h , menzionati anche dalle norme vigenti. Nel metodo considerato le condizioni di equilibrio limite sono espresse ancora da coefficienti di spinta attiva e passiva definiti a partire dalla geometria del sistema e dalle condizioni sismiche di calcolo.

Con riferimento allo schema di Figura 7.3, considerando un terreno in assenza di falda, si definisce:

$$\theta = \arctan \frac{k_h}{1 \pm k_v} \quad (0.5)$$

ed i coefficienti di spinta sono definiti da:

$$\text{per } \varepsilon \leq \phi' - \theta$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \varepsilon - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.6)$$

$$\text{per } \varepsilon \geq \phi' - \theta$$

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta)} \quad (0.7)$$

$$k_p = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \Theta)}{\cos \Theta \cdot \text{sen}^2 \psi \cdot \text{sen}(\psi + \Theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen} \varphi \cdot \text{sen}(\varphi + \varepsilon - \Theta)}{\text{sen}(\psi + \Theta) \cdot \text{sen}(\psi + \varepsilon)}} \right]^2} \quad (0.8)$$

La spinta del terreno in condizioni sismiche vale perciò:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_a H^2 \quad (0.9)$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm k_v) k_p H^2 \quad (0.10)$$

con inclinazione del piano di rottura valutabile attraverso l'espressione:

$$\alpha = \phi - \theta + \arctan \left[\sqrt{\frac{P \cdot (P + Q) \cdot (1 + Q \cdot R) - P}{1 + R \cdot (P + Q)}} \right] \quad (0.11)$$

essendo:

$$P = \tan(\phi - \theta - \varepsilon)$$

$$Q = \cotan(\phi - \theta - \beta) \quad (0.12)$$

$$R = \tan(\theta + \beta + \delta)$$

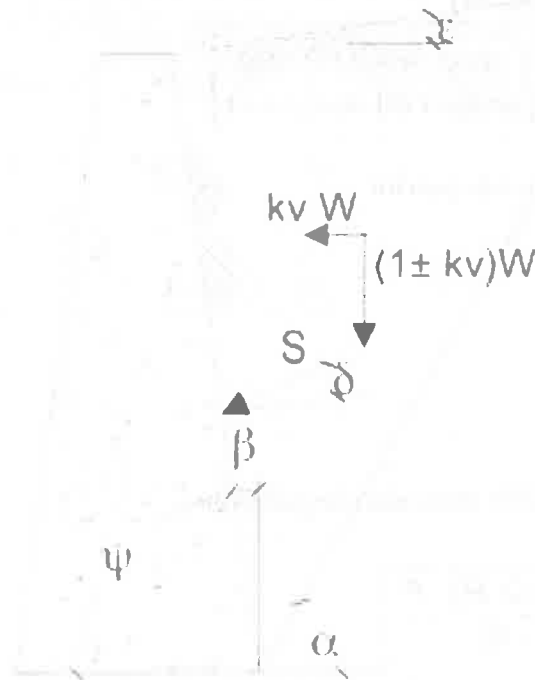


Figura 7.3: azioni sismiche pseudo-statiche

Nel caso di terreno con presenza di falda e permeabilità inferiore a $5 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ si trascurano gli effetti idrodinamici dell'acqua maggiorando l'angolo θ secondo l'espressione:

$$\theta = \arctan\left(\frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \pm k_v}\right) \quad (0.13)$$

e la spinta agente sulla parete si definisce solo a mezzo di effetti statici:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma' (1 + k_v) k_h H^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (0.14)$$

Nel caso di valori maggiori di permeabilità va considerato anche l'effetto dinamico valutabile con l'espressione:

$$E_{wd} = \frac{7}{2} k_h \gamma_w H^2 \quad (0.15)$$

azione applicata ad un'altezza pari ad 0.4H dalla base del muro.

7.3 Verifiche geotecniche

Sono state condotte, in accordo con la normativa vigente le seguenti verifiche globali di carattere geotecnico:

- verifica al ribaltamento, eseguita con riferimento allo spigolo anteriore della platea di fondazione, confrontando il momento stabilizzante M_s dovuto alle forze verticali con il momento ribaltante M_r provocato dalle forze orizzontali
- verifica allo scorrimento, eseguita controllando che la somma delle forze orizzontali sia sufficientemente minore della forza di attrito che si può esplicitare per effetto dei carichi verticali N al contatto tra platea di fondazione e terreno. Il coefficiente di attrito f è assunto pari a:

$$f = \operatorname{tg}(\delta) = \operatorname{tg}(\phi)$$

trascurando il contributo stabilizzante dovuto alla spinta passiva del terreno anteriore.

- verifica al carico limite dell'insieme fondazione-terreno utilizzando l'espressione della portanza unitaria limite secondo la teoria di Meyerhoff.

7.4 Verifiche strutturali

Sono state condotte, infine, le verifiche locali degli elementi che costituiscono l'opera di sostegno, valutando in corrispondenza delle sezioni caratteristiche le sollecitazioni esterne e i corrispondenti stati tensionali. Le sezioni di riferimento sono indicate nei report di calcolo. Le azioni sul paramento sono valutate considerando quest'ultimo incastrato nella soletta di fondazione. Le azioni sulla soletta di fondo (monte e valle) sono valutate col metodo del trapezio delle tensioni considerando questa incastrata al paramento.

8. SOFTWARE DI CALCOLO

Le verifiche geotecniche e strutturali dell'opera di sostegno sono state eseguite mediante apposito foglio di calcolo.

La determinazione dell'accelerazione massima attesa al suolo è stata effettuata per mezzo di apposito foglio di calcolo (Spettri-NTCver.1.0.3) distribuito dal CSLLPP.

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 005	A	22 di 50

DATI DI PROGETTO:
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.60	(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 =	5.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.90	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.50	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

				valori caratteristici		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35.00		29.26	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00		19.00	19.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00		0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	0.00		0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	ϕ_1'	30.00		24.79	24.79
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	17.00		17.00	17.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	20.00		20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	10.00			
Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	15000				

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.218	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.376	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.09299008	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0465	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

			SLE	STR/GEO	EQU
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.271	0.343	0.343
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.321	0.400	0.400
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.326	0.406	0.406
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.000	2.444	2.444
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.842	2.300	2.300
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.826	2.285	2.285

10. ANALISI DEI CARICHI

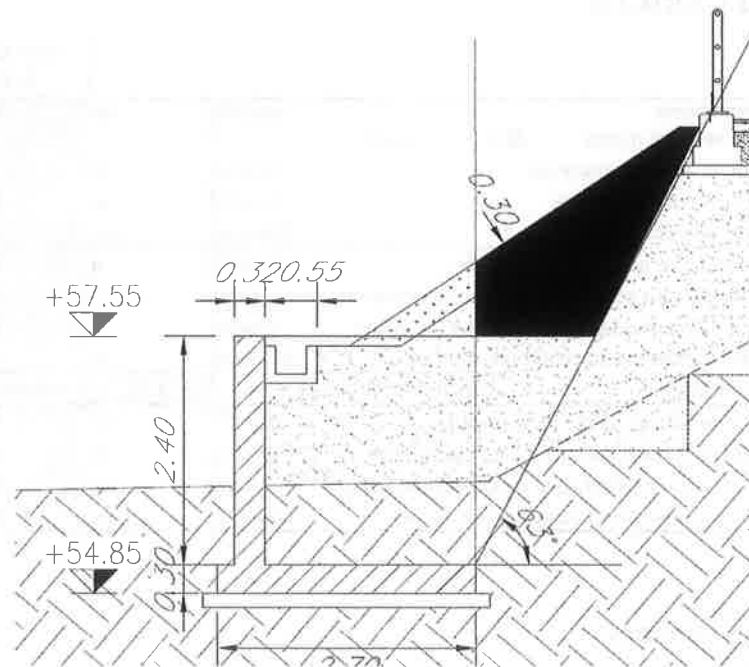
Carichi Agenti		valori caratteristici		valori di progetto	
		SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	11.00	11.00 12.10
	Sovraccarico su zattera di monte	(kN/m)	fp	0.00	0.00 0.00
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00 0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00 0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20.00	26.00 30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	22.22	28.89 33.33
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00 0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00 0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente ψ_1	1.00	condizione quasi permanente ψ_2	0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	10.00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00	

10.1 Sovraccarico permanente

Nelle analisi svolte si considera un riempimento a tergo del muro per il quale si assumono i seguenti parametri geotecnici caratteristici in condizioni drenate:

- $\gamma_k = 19 \text{ kN/m}^3$ peso dell'unità di volume;
- $\phi_k = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio;
- $c_k = 0$ coesione;
- $\delta_k = 0^\circ$ angolo di attrito tra paramento verticale muro e terreno.

Nel caso in esame si considerano come carichi permanenti a monte dell'opera il sovraccarico dovuto al riempimento inclinato 3:2. In tali condizioni si considera un sovraccarico permanente dovuto al terrapieno, considerando una retta inclinata $\pi/4 + \phi/2$, come indicato in figura



10.2 Forze inerziali

In condizioni sismiche le forze d'inerzia orizzontali e verticali su paramento, soletta di fondazione e terreno di riempimento su soletta di monte sono valutate attraverso le espressioni:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

dove W è il peso delle masse oscillanti applicato nei rispettivi baricentri ed i parametri di intensità sismica sono definiti in accordo al paragrafo 6.

11. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto nelle norme riportate nel §2.

Per il muro di sostegno sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;
-

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 2} \quad \Rightarrow \quad (A2+M2+R2)$$

- SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 5.2.V e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e della tabella 5.2.VI-VII per i coefficienti di combinazione delle azioni:

$$\text{comb. 1} \quad \Rightarrow \quad (A1+M1+R1)$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR)} \quad \Rightarrow \quad \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \sum i \psi 0i \cdot Qki$$

$$\text{GEO-EQU)} \quad \Rightarrow \quad \gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \sum i \psi 0i \cdot Qki$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Rara)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + Qk1 + \sum_i \psi_{0i} \cdot Qki$$

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (tensioni e fessurazione) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{11} \cdot Qk1 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Qki$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G1+G2 + \psi_{21} \cdot Qk1 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Qki$$

Per la condizione sismica, la combinazione per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione è definita nella tabella 5.2.VI:

$$\text{Combinazione sismica+M1+R1)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Qki$$

$$\text{Combinazione sismica+M2+R2)} \quad \Rightarrow \quad E+G1+G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Qki$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G1+G2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Qki$$

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE
Permanenti	favorevole	γ_G	0.90	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00
Variabili	favorevole	γ_Q	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE
angolo d'attrito	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25	1.00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00
peso unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE
Capacità portante fondazione	γ_R	1.00	1.00	1.40	2.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50

12. VERIFICHE

12.1 Caratteristiche dei materiali utilizzati nelle verifiche

Calcestruzzo

classe cls

R_{ek} 35 (MPa)
 f_{ck} 28 (MPa)
 f_{ctm} 36 (MPa)
 E_c 32308 (MPa)
 α_{cc} 0.85
 γ_c 1.50

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ 15.87 (MPa)
 $f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ 2.77 (MPa)

Acciaio

tipo di acciaio

$f_{yk} = 450$ (MPa)

$\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E = 391.30$ (MPa)

$E_s = 210000$ (MPa)

$\epsilon_{ys} = 0.19\%$

Tensioni limite SLE

combinazione caratteristica (rara)

σ_c 16.8 Mpa
 σ_t 360 Mpa

combinazione quasi permanente

σ_c 12.6 Mpa
 σ_t 360 Mpa

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)


$c = 5.00$ (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 3.50$ (cm)

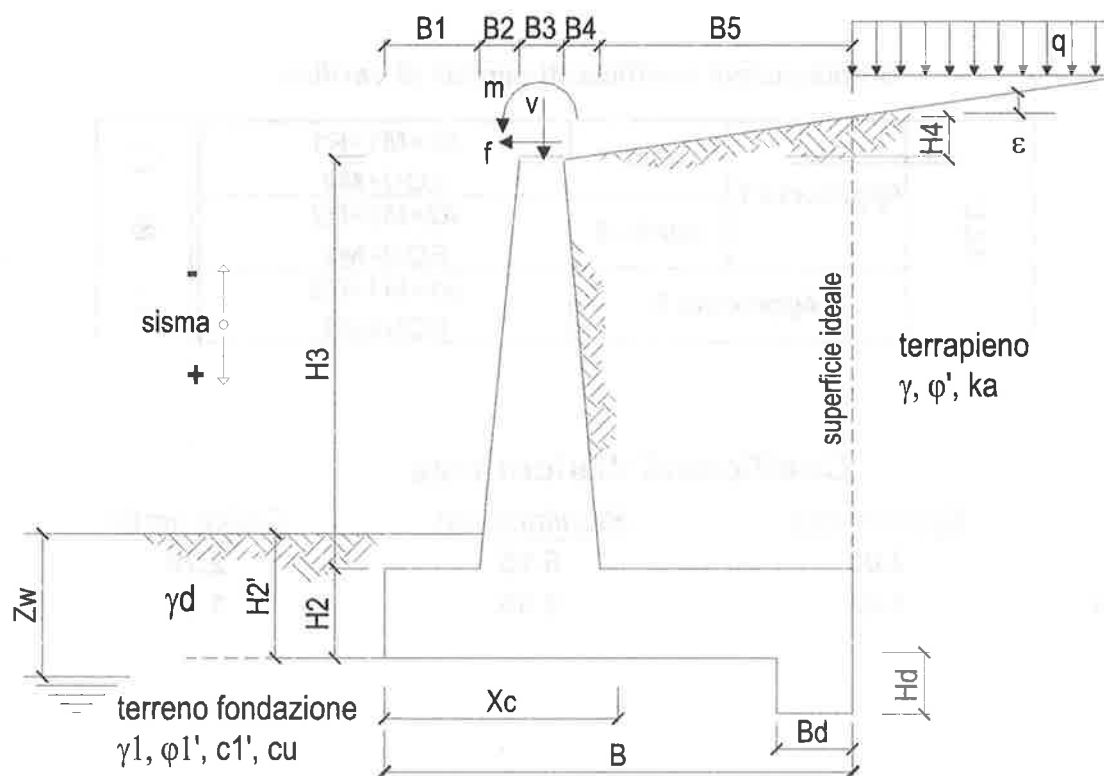
12.2 Verifiche geotecniche

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	2.06	5.15	2.20
Sismico	1.26	3.39	1.11



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2.40	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.20	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.35	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.00	18.00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	20.25	20.25
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	38.25	38.25

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	100.32	100.32
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	36.61	36.61
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	136.93	136.93

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0

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

- Muro (Mm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	6.30	6.30
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	27.34	27.34
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	33.64	33.64

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	160.51	160.51
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	58.57	58.57
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	219.08	219.08

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	3.56
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	1.78

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	12.73
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	6.37

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

MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.51
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.28
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h =	MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5	(kNm/m)	2.79

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 005	A	32 di 50

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

MPs1 v =	$k_v \cdot P_m 1 \cdot (B_1 + 2/3 \cdot B_2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v =	$k_v \cdot P_m 2 \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.29
MPs3 v =	$k_v \cdot P_m 3 \cdot (B_1 + B_2 + B_3 + B_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v =	$k_v \cdot P_m 4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.27
MPs5 v =	$k_v \cdot P_m 5 \cdot (B - B_d/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	1.56

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

MPts1 h =	$k_h \cdot P_t 1 \cdot (H_2 + H_3/2)$	(kNm/m)	13.99
MPts2 h =	$k_h \cdot P_t 2 \cdot (H_2 + H_3 + H_4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$k_h \cdot P_t 3 \cdot (H_2 + H_3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	13.99

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

MPts1 v =	$k_v \cdot P_t 1 \cdot ((H_2 + H_3/2) - (B - B_5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	7.46
MPts2 v =	$k_v \cdot P_t 2 \cdot ((H_2 + H_3 + H_4/3) - (B - B_5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$k_v \cdot P_t 3 \cdot ((H_2 + H_3 \cdot 2/3) - (B_1 + B_2 + B_3 + 2/3 \cdot B_4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	7.46

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	18.77	23.79	26.16
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	12.18	15.43	16.97
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	18.77	23.79	26.16
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12.18	15.43	16.97
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot H_d^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d$	(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)	16.89	21.41	23.55
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	16.44	20.83	22.91
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv\text{ perm}} + S_{qv\text{ acc}}$	175.18	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f$	39.22	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\text{tg}\phi_1'$	0.46	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + S_p) / T$	2.06	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	239.16	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	46.46	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	5.15	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax ²	
N =	$P_m + P_t + v + S_{tv} + S_{qv} (+ S_{ovr\text{ acc}})$	175.18	175.18	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	39.22	39.22	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	210.49	210.49	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	26.01	26.01	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.15	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.40	(m)

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

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 005	A	34 di 50

$$Nq = tg^2(45 + \varphi/2) * e^{(\pi * tg(\varphi))} \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 10.43 \quad (-)$$

$$Nc = (Nq - 1) / tg(\varphi) \quad (2 + \pi \text{ in cond. nd}) \quad 20.42 \quad (-)$$

$$Ny = 2 * (Nq + 1) * tg(\varphi) \quad (0 \text{ in cond. nd}) \quad 10.56 \quad (-)$$

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

$$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \cotg(\varphi)))^m \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad 0.60 \quad 0.60 \quad (-)$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (Nq - 1) \quad 0.56 \quad 0.56 \quad (-)$$

$$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \cotg(\varphi)))^{m+1} \quad 0.47 \quad 0.47 \quad (-)$$

(fondazione nastroforme $m = 2$)

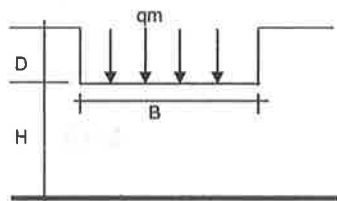
qlim (carico limite unitario) 160.54 160.54 (kN/m²)

FS carico limite **F = qlim * B * N**

Nmin **2.20** > 1

Nmax **2.20** >

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	175.18	(kN/m)
M	17.09	(kNm/m)
e=M/N	0.10	(m)
B*	2.50	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.50	(m)
D/B* =	0.20	(m)
Hs/B* =	2.00	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 69.94 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.953 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.66 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 7.35 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma * (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 * ka$ (kN/m)	18.77	23.79	23.79
Sst1 sism = $0,5 * \gamma * (1 + kv) * (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 * kas^+ - Sst1 \text{ stat}$ (kN/m)	4.49	5.20	5.20
Ssq1 perm = $qp * (H2 + H3 + H4 + Hd) * kas^+$ (kN/m)	14.42	17.97	17.97
Ssq1 acc = $qs * (H2 + H3 + H4 + Hd) * kas^+$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} * \cos \delta$ (kN/m)	18.77	23.79	23.79
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} * \cos \delta$ (kN/m)	4.49	5.20	5.20
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} * \cos \delta$ (kN/m)	14.42	17.97	17.97
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} * \cos \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = $Sst1 \text{ stat} * \sin \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} * \sin \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = $Ssq1 \text{ perm} * \sin \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = $Ssq1 \text{ acc} * \sin \delta$ (kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1 * (1 + kv) * Hd^2 * kps^+ + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * (1 + kv) * kps^+ * H2) * Hd \quad (\text{kN/m}) \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00$$

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	16.89	21.41	21.41
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	4.04	4.68	4.68
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	19.47	24.26	24.26
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSP =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H_2) * Hd^2 / 2$	(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)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 183.32 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 63.24 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi_1' \quad 0.46 \quad (-)$$

$$F_s = (N * f + S_p) / T \quad 1.34 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 252.72 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + MSP + MP_s + M_{pts} \quad 58.10 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 4.35 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 63.24 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 194.62 \quad 194.62 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 52.86 \quad 52.86 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma'd'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.29	0.29	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.12	2.12	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.43		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	20.42		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.56		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.37	0.37	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	96.08	96.08	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	1.11	>	1
		N_{max}	1.11	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	18.77	23.79	23.79
$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma' \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	2.77	3.02	3.02
$Ssq1 \text{ perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	14.66	18.24	18.24
$Ssq1 \text{ acc} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	18.77	23.79	23.79
$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	2.77	3.02	3.02
$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	14.66	18.24	18.24
$Ssq1h \text{ acc} = Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 005	A	37 di 50

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc*sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' (1-k_v) H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' (1-k_v) k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(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 stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	16.89	21.41	21.41
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	2.50	2.72	2.72
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	19.79	24.62	24.62
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{-0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(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)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv \quad 167.03 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh \quad 61.33 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.46 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad 1.26 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 252.72 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 74.56 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad 3.39 \quad > \quad 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	167.03	167.03	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	61.33		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	178.16	178.16	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	47.33	47.33	(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'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	24.79		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	17.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.28	0.28	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2.13	2.13	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	10.43		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	($2 + \pi$ in cond. nd)	20.42		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	10.56		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.40	0.40	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.34	0.34	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.25	0.25	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	88.20	88.20	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	-------	-------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.13	>	1
		Nmax	1.13	>	

12.3 Verifiche strutturali SLU

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Calcestruzzo

f_{ck}	28
γ_c	1.50
$f_{cd} = R_{ck} / \gamma_{m,c}$	15.87 (MPa)

Copri ferro

c	5.00 (cm)
-----	-----------

Interferro tra I e II strato

$i_{c,II}$	5.00 (cm)
------------	-----------

Acciaio

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E$	391.30 (MPa)
E_s	210000 (MPa)
ϵ_{ys}	0.19%

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

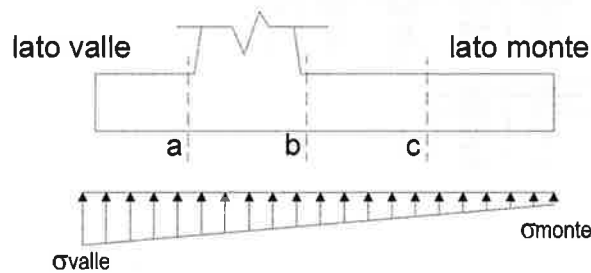
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	186.16	24.35	88.99	48.91
	186.16	24.35	88.99	48.91
sisma+	183.83	43.61	103.98	32.19
	183.83	43.61	103.98	32.19
sisma-	186.52	37.07	92.19	31.16
	186.52	37.07	92.19	31.16



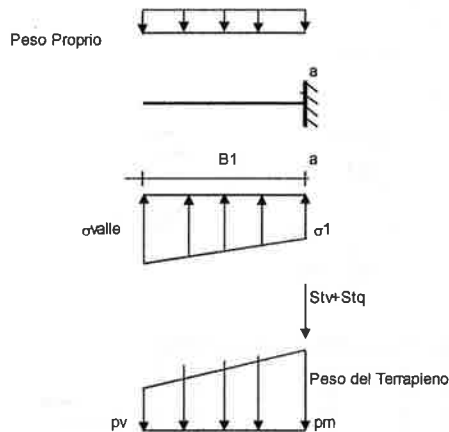
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio: } PP = 7.50 \text{ (kN/m)}$$

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	88.99	86.02	1.61	16.00
	88.99	86.02	1.61	16.00
sisma+	103.98	98.66	1.89	20.82
	103.98	98.66	1.89	20.82
sisma-	92.19	87.67	1.67	18.22
	92.19	87.67	1.66	18.22



Mensola Lato Monte

$$PP = 7.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

$$PD = 0.00 \text{ (kN/m)} \quad \text{peso proprio dente}$$

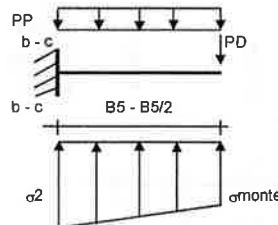
	Nmin	N max stat	N max sism	
p_m	67.23	67.23	67.23	(kN/m ²)
p_{vb}	67.23	67.23	67.23	(kN/m ²)
p_{vc}	67.23	67.23	67.23	(kN/m ²)

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

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

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

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

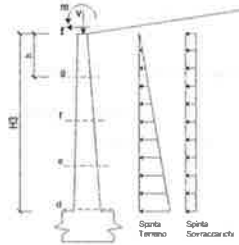


caso	azione	a2b	Mb	Vb	a2c	Mc	Vc
	[kNm/m]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm/m]	[kNm]	[kN]
statico	48.91	81.57	-36.15	-20.89	85.24	-12.33	-19.42
	48.91	81.57	-36.15	-20.89	85.24	-12.33	-19.42
sisma+	32.19	90.89	-84.17	-38.89	81.44	-21.94	-34.53
	32.19	90.89	-84.17	-38.89	81.44	-21.94	-34.53
sisma-	31.16	80.89	-56.92	-33.51	58.02	-19.24	-30.43
	31.16	80.89	-56.92	-33.51	58.02	-19.24	-30.43

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ or\ z} \cdot \gamma \cdot (z\ k\ v)^2 \cdot h / 3$
 $M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ or\ z} \cdot (z\ k\ v) + K_{a\ or\ z}) \cdot h^2 \cdot h / 2 \quad o \quad h / 3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a\ or\ z} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{est} = m \cdot h$
 $M_{ver\ z} = \Sigma P_m \cdot b \cdot k \cdot h$
 $N_{st} = v$
 $N_{p\ or\ z} = \Sigma P_m \cdot (z\ k\ v)$
 $V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ or\ z} \cdot \gamma \cdot (z\ k\ v) \cdot h^2$
 $V_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ or\ z} \cdot (z\ k\ v) + K_{a\ or\ z}) \cdot h^2$
 $V_q = K_{a\ or\ z} \cdot q \cdot h$
 $V_{est} = f$
 $V_{ver\ z} = \Sigma P_m \cdot k \cdot h$

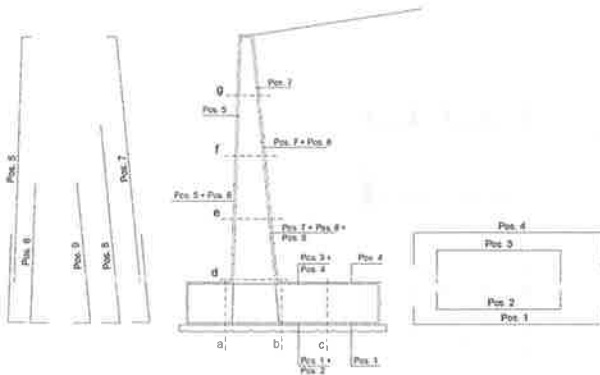


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{est}	M _{ver}	N _{st}	N _p	N _{est}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
d-d	2.40	15.42	16.68	0.00	32.35	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	6.51	9.50	0.00	16.00	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.93	4.22	0.00	6.15	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.24	1.06	0.00	1.30	0.00	4.50	4.50

sezione	h	Vt	Vq	V _{est}	V _{ver}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.40	18.28	14.07	0.00	33.35
e-e	1.80	10.64	10.55	0.00	21.40
f-f	1.20	4.82	7.03	0.00	11.85
g-g	0.60	1.20	3.52	0.00	4.72

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

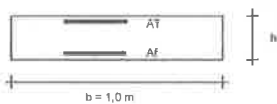
pos	n°/ml	∅	II strato	pos	n°/ml	∅	II strato
1	5.0	16	L	5	5.0	16	L
2	0.0	0		6	0.0	0	
3	5.0	16		7	5.0	16	
4	5.0	16		8	0.0	0	
				9	0.0	0	

Calcola

(NOTA BENE):

La spunta "II strato" significa che il ferro indicato viene messo internamente alla sezione come secondo strato, altrimenti, quanto inserito, è considerato all'ancolo e quello principale.

VERIFICHE



- a-e 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	AT	Mu	Mu/Med
(-)	[kNm]	[kN]	[m]	[cm²]	[cm²]	[kNm]	(-)
a - a	1.89	0.00	0.30	10.05	20.11	94.23	49.75
b - b	-64.17	0.00	0.30	20.11	10.05	173.76	2.71
c - c	-21.94	0.00	0.30	10.05	10.05	93.97	4.28
d - d	32.30	18.00	0.30	10.05	10.05	95.86	2.97
e - e	16.00	13.50	0.30	10.05	10.05	95.38	5.96
f - f	6.15	9.42	0.30	10.05	10.05	94.96	15.35
g - g	1.32	4.71	0.30	10.05	10.05	94.48	71.75

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

Sez. (-)	V_{Ed} (kN)	h (m)	V_{rd} (kN)
a - a	20.82	0.30	127.38
b - b	36.89	0.30	160.49
c - c	34.53	0.30	127.38
d - d	33.35	0.30	129.63
e - e	21.40	0.30	129.07
f - f	11.85	0.30	128.56
g - g	4.77	0.30	127.97

Non è necessaria armatura a taglio.

12.4 Verifiche strutturali SLE

Verifiche a fessurazione

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

$$f_{ctm} = 0.48 \cdot R_{ck}^{1/2} = 2.77 \text{ (MPa)}$$

$$\text{coefficiente omogeneizzazione acciaio } n = 15$$

$$\frac{\text{Copriferro}}{c} = 5.00 \text{ (cm)}$$

$$\frac{\text{Copriferro minimo di normativa}}{c_{min}} = 3.50 \text{ (cm)}$$

$$\frac{\text{Valore limite di apertura delle fessure}}{\text{Frequente}} = 0.3 \text{ mm}$$

$$E_s = 210000 \text{ (MPa)}$$

$$E_c = 32308 \text{ (MPa)}$$

$$\alpha_e = 6.50$$

$$\frac{\text{Interfero tra I e II strato}}{i_{I-II}} = 5.00 \text{ (cm)}$$

$$\text{Quasi permanente} = 0.2 \text{ mm}$$

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

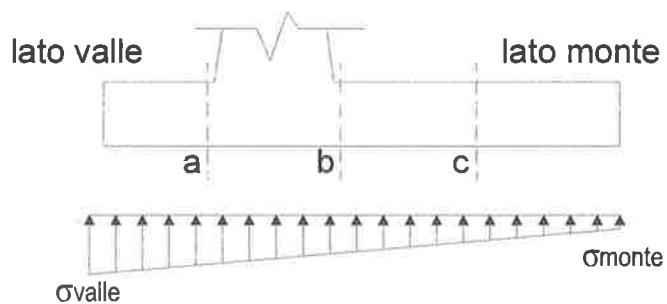
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	175.18	17.09	78.95	50.81
	175.18	17.09	78.95	50.81
Q.P.	175.18	17.09	78.95	50.81
	175.18	17.09	78.95	50.81

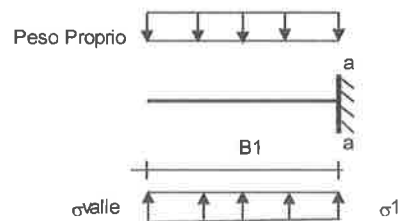


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio: } PP = 7.50 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	78.95	76.87	1.42
	78.95	76.87	1.42
Q.P.	78.95	76.87	1.42
	78.95	76.87	1.42



Mensola Lato Monte

PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	= 62.24	62.24	62.24	(kN/m ²)	
pvb	= 62.24	62.24	62.24	(kN/m ²)	
pvc	= 62.24	62.24	62.24	(kN/m ²)	

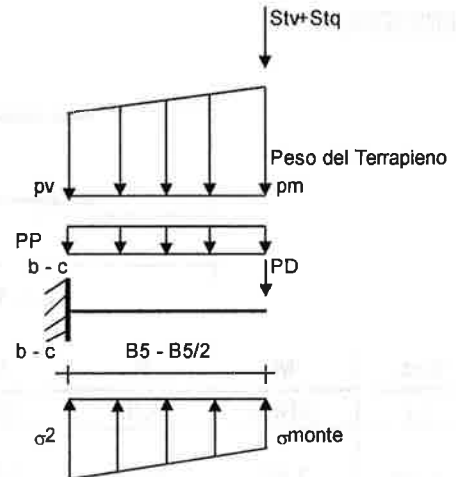
$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) * B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) * B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) * B^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) * B^2 - PD * (B - Bd / 2) + M_{sp} + Sp * H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) * (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) * (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) * (B/2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) * (B/2) - PD * (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp * H^2 / 2$$

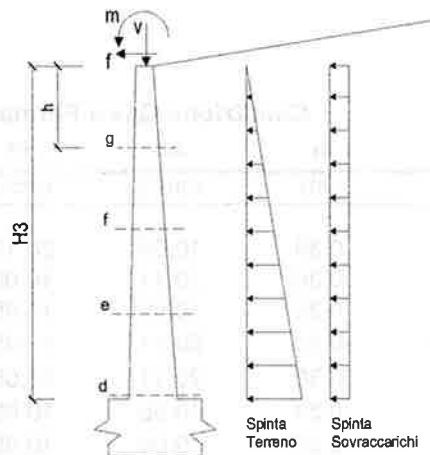
caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
Q.P.	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} * \gamma * h^2 * h / 3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} * q * h^2$
 $M_{ext} = m + f * h$
 $N_{ext} = v$



condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.40	11.86	12.99	0.00	24.85	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	5.00	7.31	0.00	12.31	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.48	3.25	0.00	4.73	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.19	0.81	0.00	1.00	0.00	4.50	4.50

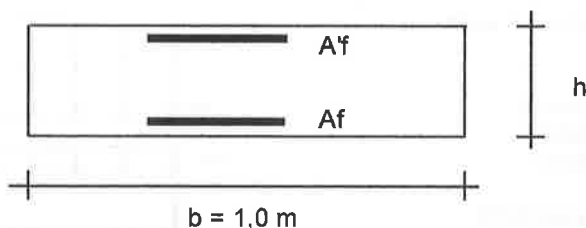
condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.40	11.86	12.99	0.00	24.85	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	5.00	7.31	0.00	12.31	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.48	3.25	0.00	4.73	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.19	0.81	0.00	1.00	0.00	4.50	4.50

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 005	A	44 di 50

VERIFICHE



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

Condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33	0.006	0.300
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59	0.042	0.300
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61	0.041	0.300
d - d	24.85	18.00	0.30	20.11	10.05	2.85	101.37	0.071	0.300
e - e	12.31	13.50	0.30	20.11	10.05	1.41	47.92	0.033	0.300
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54	0.016	0.300
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29	0.002	0.300

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

Condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ^c	σ^f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33	0.006	0.200
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59	0.042	0.200
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61	0.041	0.200
d - d	24.85	18.00	0.30	20.11	10.05	2.85	101.37	0.071	0.200
e - e	12.31	13.50	0.30	20.11	10.05	1.41	47.92	0.033	0.200
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54	0.016	0.200
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29	0.002	0.200

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

Verifiche tensionali

VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO

DATI DI PROGETTO:

Caratteristiche dei Materiali

Calcestruzzo

Rck = 35 (MPa)

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 5.00 (cm)

combinazione caratteristica (rara)

$\sigma_c = 16.8$ Mpa
 $\sigma_t = 360$ Mpa

combinazione quasi permanente.

$\sigma_c = 12.6$ Mpa
 $\sigma_t = 360$ Mpa

Interferro tra I e II strato

$i_{I-II} = 5.00$ (cm)

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

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

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.70 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 1.22 \text{ (m}^3\text{)}$$

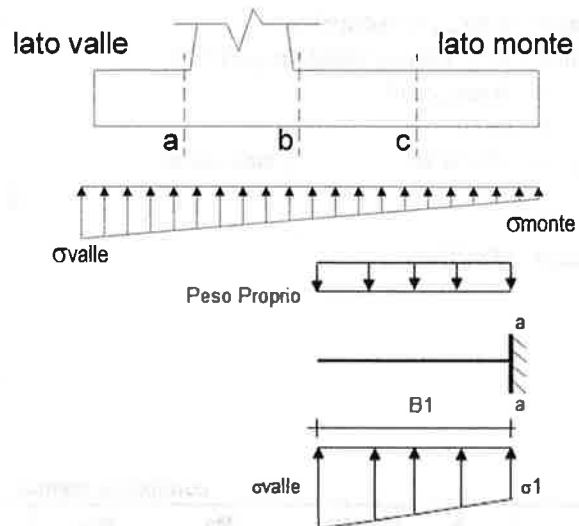
caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	175.18	17.09	78.95	50.81
	175.18	17.09	78.95	50.81

Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 7.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	78.95	76.87	1.42
	78.95	76.87	1.42



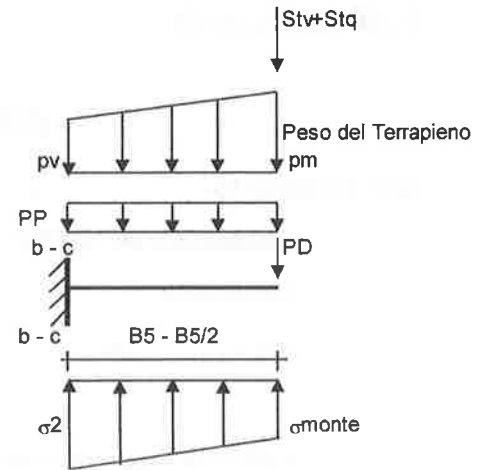
Mensola Lato Monte

PP = 7.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 62.24	62.24	62.24	(kN/m ²)
pvb	= 62.24	62.24	62.24	(kN/m ²)
pvc	= 62.24	62.24	62.24	(kN/m ²)

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

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

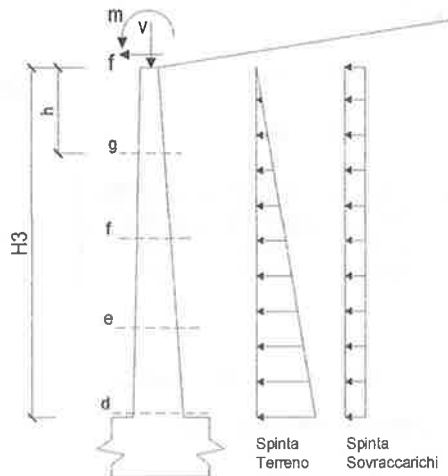


caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
Rara	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14
	50.81	73.74	-27.31	62.28	-9.14

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

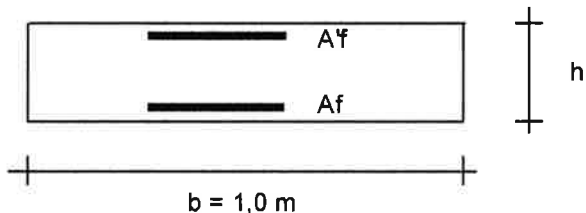
$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} * \gamma * (1 \pm kv) * h^2 * h / 3$
 $M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} * \gamma * (K_{a \text{ orizz}} * (1 \pm kv) - K_{a \text{ orizz}}) * h^2 * h / 2$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz}} * q * h^2$
 $M_{ext} = m + f * h$
 $M_{inerzia} = \sum P m_i * b_i * kh$ (solo con si)
 $N_{ext} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \sum P m_i * (1 \pm kv)$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2.40	11.86	12.99	0.00	24.85	0.00	18.00	18.00
e-e	1.80	5.00	7.31	0.00	12.31	0.00	13.50	13.50
f-f	1.20	1.48	3.25	0.00	4.73	0.00	9.00	9.00
g-g	0.60	0.19	0.81	0.00	1.00	0.00	4.50	4.50

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

Combinazione Caratteristica (RARA)

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61
d - d	24.85	18.00	0.30	10.05	10.05	2.85	101.37
e - e	12.31	13.50	0.30	10.05	10.05	1.41	47.92
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29

Combinazione Quasi Permanente.

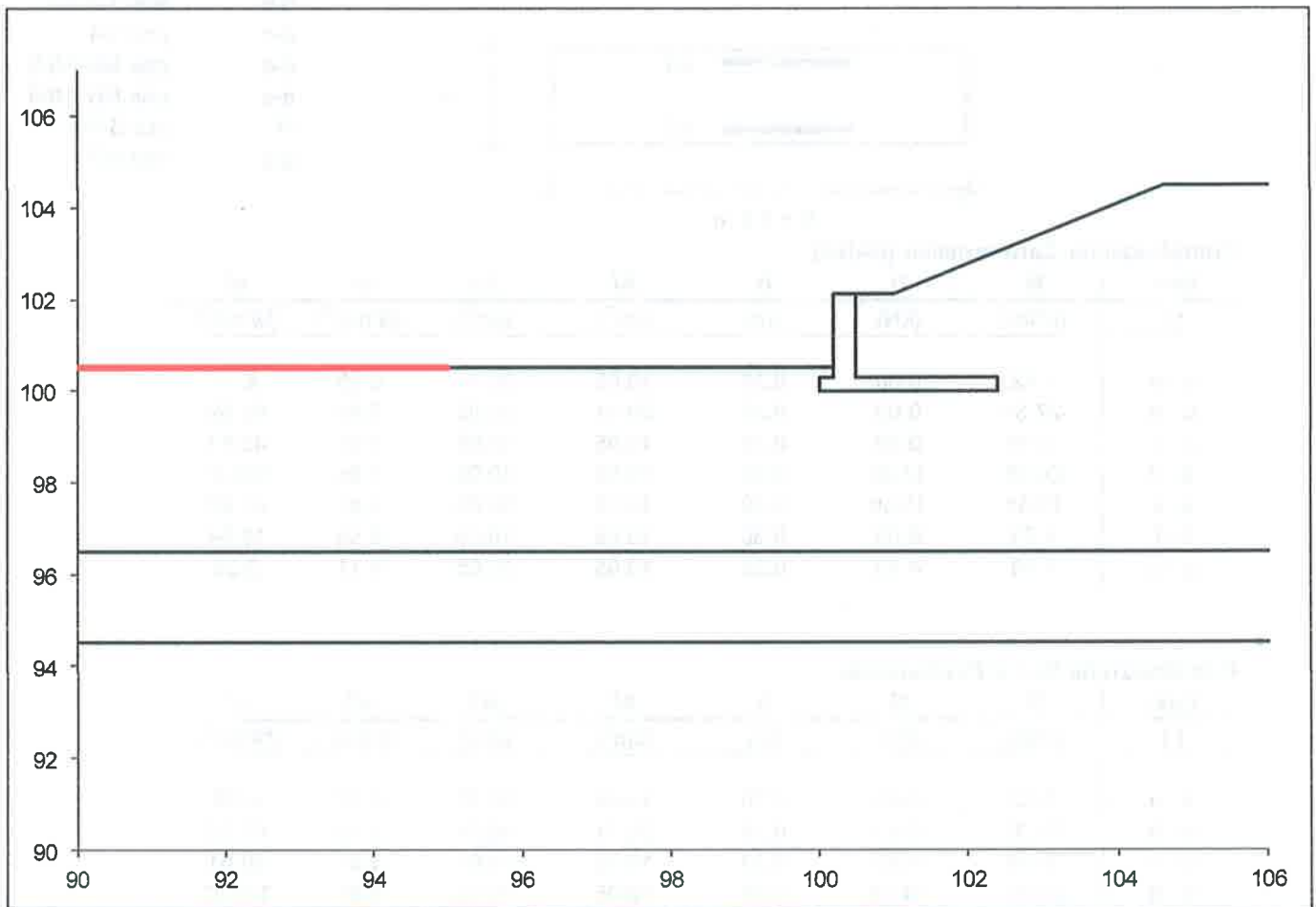
Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	1.42	0.00	0.30	10.05	20.11	0.15	6.33
b - b	-27.31	0.00	0.30	20.11	10.05	2.40	62.59
c - c	-9.14	0.00	0.30	10.05	10.05	1.05	40.61
d - d	24.85	18.00	0.30	10.05	10.05	2.85	101.37
e - e	12.31	13.50	0.30	10.05	10.05	1.41	47.92
f - f	4.73	9.00	0.30	10.05	10.05	0.54	16.54
g - g	1.00	4.50	0.30	10.05	10.05	0.11	2.29

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

Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 005	A	48 di 50

12.5 Verifiche stabilità globale A2+M2+R2



Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IFOL	00 E 09	CL	IV0100 005	A	49 di 50

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1.663
1971	SISMICO	1.488

CALCOLO

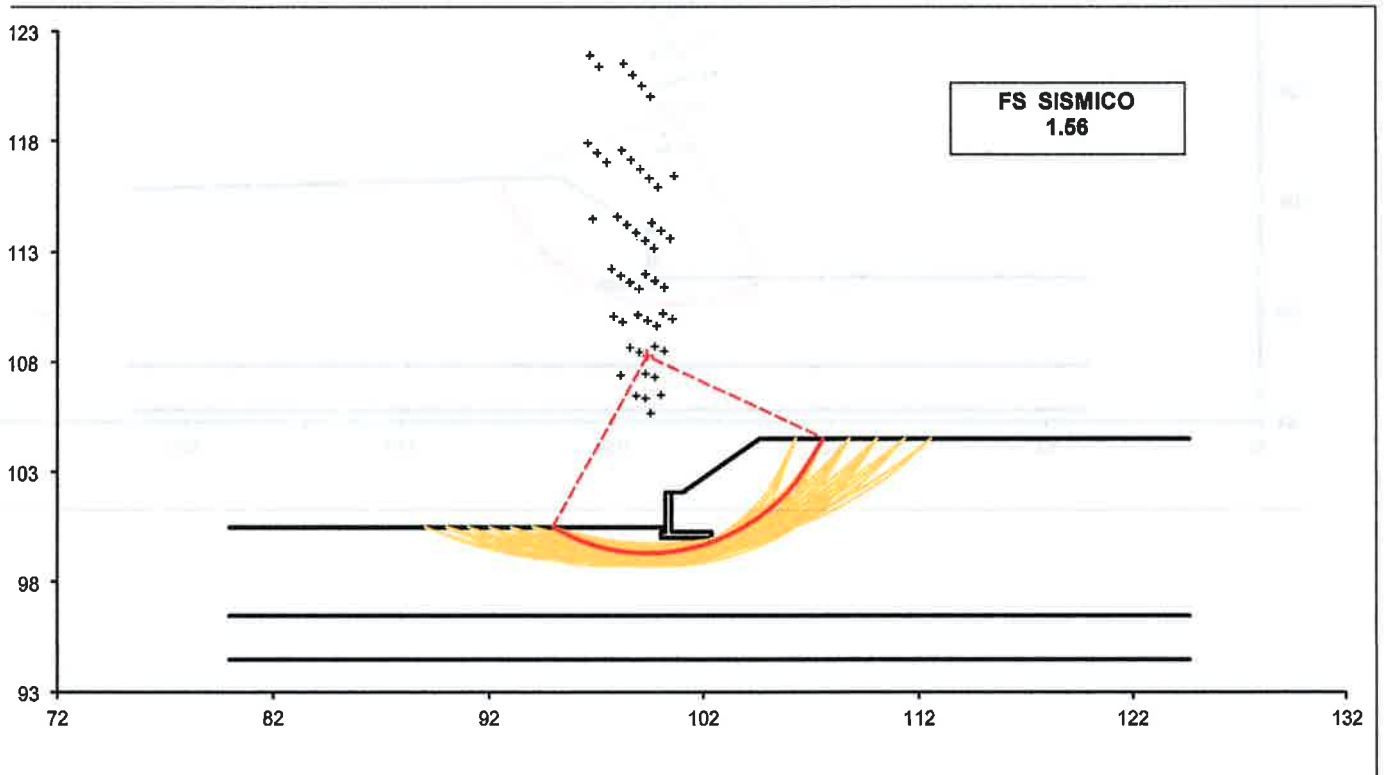
Condizione di Carico

SISMICA ▼

superfici da disegnare

50 ▼

DISEGNO



Muri - Relazione di calcolo

PROGETTO	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0L	00 E 09	CL	IV0100 005	A	50 di 50

Condizione di Carico

STATICA

superfici da disegnare

50

DISEGNO

