

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

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

LOTTO 1 - Dallo svincolo n. 1 sulla S.S. 115 (compreso) allo svincolo n. 3 sulla S.P. 5 (escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA890**

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

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Marco Leonardi
Ordine dei Geologi della Regione Lazio n° 1541

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Ambrogio Signorelli
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n° A35111

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

Sintagma
Dott. Ing. N.Granieri
Dott. Ing. F.Durastanti
Dott. Ing. V.Truffini
Dott. Arch. A.Bracchini
Dott. Ing. L.Nani
Dott. Ing. M.Abram
Dott. Ing. F.Pambianco
Dott. Ing. M.Briganti Botta
Dott. Ing. L.Gagliardini
Dott. Geol. G.Cerquiglioni

MANDANTI:

GP INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.
Dott. Ing. G.Guiducci
Dott. Ing. A.Signorelli
Dott. Ing. E.Moscatelli
Dott. Ing. A.Bela
Dott. Arch. E.A.E.Crimi
Dott. Ing. M.Panfilì
Dott. Arch. P.Ghirelli
Dott. Ing. D.Pelle
Dott. Ing. D.Carlacini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. F.Macchioni
Dott. Ing. P.Agnello
ICARIA
società di ingegneria
Dott. Ing. G.Lucibello
Dott. Arch. G.Guastella
Dott. Geol. M.Leonardi
Dott. Ing. G.Parente
Dott. Ing. L.Ragnacci
Dott. Arch. A.Strati
Archeol. M.G.Liseno
Dott. Ing. F.Aloe
Dott. Ing. A.Salvemini
Dott. Ing. G.Verini Supplizi
Dott. Ing. V.Piunno
Geom. C.Sugaroni

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Danilo PELLE
Iscrizione all'Albo n° A 3536
alla Sezione degli Ingegneri (Sez. A)
- Settore civile e ambientale
ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI REGGIO CALABRIA

OPERE DI SOSTEGNO

MURI IN C.A. - Muro di controripa dal km 0+106 al km 0+160 - Carr. SX
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO

PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.

LO408Z E 2101

NOME FILE

T01OS01STRRE01B

CODICE ELAB.

T01OS01STRRE01

REVISIONE

B

SCALA:

-

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
D					
C					
B	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA	NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI
A	EMISSIONE	GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE	GRANIERI

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
2.3	SOFTWARE UTILIZZATI	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO.....	7
4	VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO	8
5	OPERE DI SOSTEGNO - MURI	9
5.1	COMBINAZIONI DI CARICO	9
5.2	AZIONI DI CALCOLO.....	10
5.2.1	Peso proprio della struttura.....	10
5.2.2	Peso del terreno a monte dell'opera.....	11
5.2.3	Spinta del carico variabile stradale	11
5.2.4	Spinta statica del terreno a monte del muro.....	11
5.2.5	Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma	12
5.2.6	Azione dei veicoli in svio	14
6	VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI.....	15
6.1	VERIFICA A RIBALTAMENTO	15
6.2	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	16
6.3	CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE.....	16
6.4	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE.....	18
6.5	VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO.....	21

7	DATI GENERALI DI CALCOLO	22
7.1	DESCRIZIONE DELLE OPERE	22
7.2	INPUT DI CALCOLO	24
7.2.1	DATI DI CALCOLO	24
7.2.2	COEFFICIENTI PARZIALI	25
7.2.3	DATI GEOMETRICI MURO H=5.00m.....	26
7.2.4	DATI GEOMETRICI MURO H=3.50m.....	27
7.2.5	DATI GEOMETRICI MURO H=2.50M	28
7.2.6	DATI GEOMETRICI MURO H=2.00m.....	29
7.3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO	30
7.4	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	30
7.5	CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA	31
7.6	RISULTATI VERIFICHE MURO H=5M	40
7.6.1	Verifiche geotecniche	40
7.6.2	Verifiche strutturali.....	59
7.6.3	Verifiche tensionali	66
7.7	RISULTATI VERIFICHE MURO H=3.50M	67
7.7.1	Verifiche geotecniche	67
7.7.2	Verifiche strutturali.....	81
7.7.3	Verifiche tensionali	89
7.8	RISULTATI VERIFICHE MURO H=2.5M	90
7.8.1	Verifiche geotecniche	90
7.8.2	Verifiche strutturali.....	104
7.8.3	Verifiche tensionali	112
7.9	RISULTATI VERIFICHE MURO H=2.00M	113

7.9.1 Verifiche geotecniche	113
7.9.2 Verifiche strutturali	127
7.9.3 Verifiche tensionali	135

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento dei muri di sottoscarpa al km 0+083 al km 0+186 previsti relativi alla progettazione del Lotto 1 del "Collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della s.s. 514 "di Chiaromonte" e della s.s. 194 Ragusana dallo svincolo con la s.s. 115 allo svincolo con la s.s. 114", lotto funzionale dal Km 0 al Km 17+911.01 (lotto 1).

I muri in oggetto vengono realizzati mediante paramenti in c.a. con pannello in pietra locale e presentano una fondazione di tipo diretta.

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

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

2.1 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- D.M. 14 gennaio 2008 – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare n.ro 617 del 2 febbraio 2009 – “Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1 – Regole generali e regole per edifici”;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1;
- Model Code 1990, CEB-FIP.

2.2 **DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

Per il progetto delle opere in esame si è fatto riferimento ai seguenti elaborati progettuali:

- Relazione geologica;
- Relazione Geotecnica Generale;
- Profilo Geologico;
- Profilo Geotecnico;
- Sezioni Geologiche.

2.3 **SOFTWARE UTILIZZATI**

I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

- Microsoft Excel (fogli di calcolo proprietari per i muri a fondazione diretta);
- MDC Geostru (versione 2021) per le verifiche muri su pali.
- Slope Geostru (versione 2021) per le analisi di stabilità globale muri su pali.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere di sostegno in oggetto sono previsti i materiali di seguito descritti.

Il copriferro è stato determinato facendo riferimento al C. 4.1.6.1.3 NTC2008.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \text{MAX} (c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm})$$

CLASSE STRUTTURALE E DI ESPOSIZIONE	S4	XA2
Tolleranza di esecuzione relativa al copriferro Δc_{dev}	10 mm	
Copriferro minimo del garantire l'aderenza $c_{min,b}$	24 mm	
Copriferro minimo per garantire la durabilità $c_{min,dur}$	25 mm	
Copriferro minimo adottato c_{min}	25 mm	
Copriferro nominale c_{nom}	35 mm	

CLASSI DI ESPOSIZIONE XA (UNI 11104-2004)

Classe di esp.	Terreno		Max a/c	Min R_{ck} (MPa)	Cemento (kg/m ³)	Copr. (mm)
	Acidità (Bauman Gully)	Ione SO_4 (mg/kg)				
XA1	> 200	> 2000 < 3000	0.55	35	320	25
XA2	--	> 3000 < 12000	0.50	40	340	25
XA3	--	> 12000 < 24000	0.45	45	360	25

3.1 CALCESTRUZZO

Magrone di pulizia e livellamento (non strutturale)

- Classe di resistenza C12/15

Elevazione muri e pannelli prefabbricati

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 25 mm

RELAZIONE DI CALCOLO

- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 40 mm

Fondazioni e cordoli di testata

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 30 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 40 mm

Pali di fondazione

- Classe di resistenza C32/40
- Resistenza a compressione caratteristiche $f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctm} = 0.30 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza a trazione semplice $f_{ctk} = 0.70 f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
- Classe di consistenza Slump S4
- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- Classe di esposizione XA2
- Copriferro 60 mm

3.2 ACCIAIO

Acciaio per armature ordinarie

- Tipo B450C
- Tensione caratteristica $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
- Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 391.30 \text{ MPa}$
- Modulo elastico $E_s = 200000 \text{ MPa}$

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

Al punto 2.4.1 delle NTC2008, la vita nominale di un'opera strutturale VN viene definita "come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata".

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

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

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

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

cui compete un valore del tempo di ritorno pari a:

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

5 OPERE DI SOSTEGNO - MURI

5.1 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

combinazione fondamentale (SLU):

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

combinazione sismica:

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

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

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

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

Combinazione 1: A1+M1+R1 (STR)

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

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

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

Tabella 5.1: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

		Coefficiente parziale γ_F	EQU ¹	A1 (STR)	A2 (GEO)
carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
carichi perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi da traffico	favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

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

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

⁴ 1.20 per effetti locali

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

Tabella 5.2: Coefficienti parziali di sicurezza per i parametri geotecnici

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

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

5.2 AZIONI DI CALCOLO

5.2.1 Peso proprio della struttura

Il peso dei vari elementi strutturali sono stati calcolato considerando:

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

5.2.2 Peso del terreno a monte dell'opera

Sulla platea di fondazione a monte viene considerato il peso del terreno di riempimento che in questo caso è costituito dal materiale del rilevato stradale le cui caratteristiche sono:

- Peso per unità di volume è pari a $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$.
- Angolo di attrito pari a $\varphi = 35^\circ$

5.2.3 Spinta del carico variabile stradale

Intendendo per q il carico variabile per metro lineare di proiezione orizzontale, si determina la spinta orizzontale sulla parete come risultante delle pressioni orizzontali in ogni concio, calcolate come:

$$\sigma_h = q \cdot K$$

Nella progettazione in oggetto, si considera un sovraccarico stradale pari a 20 kN/m^2 .

Tale carico viene desunto considerando un carico tandem secondo il cap. 5.1.3.3.4 delle NTC'08 distribuito sull'intera lunghezza del mezzo autoarticolato (18.0 m) e sui 3 m di corsi convenzionale, pertanto:

$$q_1 = 150 \text{ kN} \cdot 4 / (18 \cdot 3) \text{ mq} + 9 \text{ kN/mq} = 20 \text{ kN/mq}$$

5.2.4 Spinta statica del terreno a monte del muro

Il calcolo della spinta attiva con il metodo di Coulomb è basato sullo studio dell'equilibrio limite globale del sistema formato dal muro e dal prisma di terreno omogeneo retrostante l'opera e coinvolto nella rottura nell'ipotesi di parete ruvida.

Per terreno omogeneo ed asciutto il diagramma delle pressioni si presenta lineare con distribuzione:

$$P_t = K_a \cdot \gamma_t \cdot z$$

La spinta S_t è applicata ad $1/3 H$ di valore

$$S_t = \frac{1}{2} \gamma_t \cdot H^2 \cdot K_a$$

Avendo indicato con:

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

Valori limite di K_a :

$\delta < (\beta - \varphi - \varepsilon)$ secondo Muller-Breslau

γ_t = Peso unità di volume del terreno;

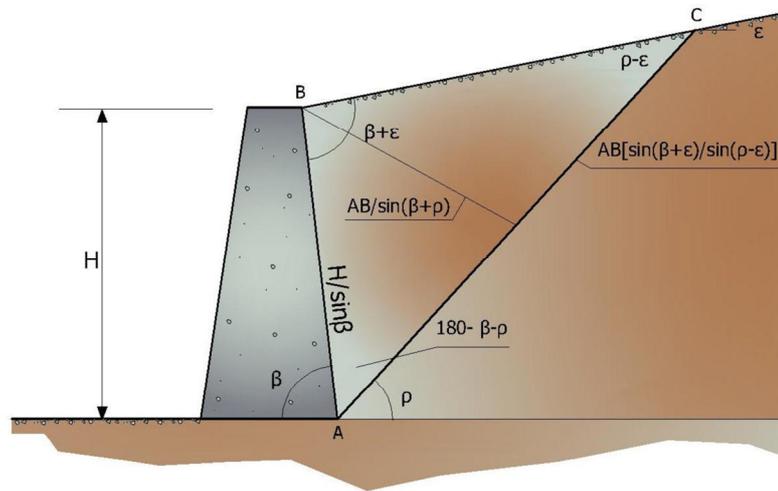
β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

φ = Angolo di resistenza al taglio del terreno;

δ = Angolo di attrito terra-muro;

ε = Inclinazione del piano campagna rispetto al piano orizzontale, positiva se antioraria;

H = Altezza della parete.



Cuneo di rottura usato per la derivazione dell'equazione di Coulomb relativa alla pressione attiva.

5.2.5 Incremento di spinta sul muro dovuto al sisma

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

Le NTC2008 consentono l'utilizzo di metodi pseudo-statici per il calcolo dell'incremento di spinta sull'opera dovuto al sisma. Il metodo applicato in sede di progettazione è quello di Mononobe-Okabe, basato sull'equilibrio limite globale di un cuneo di terreno soggetto alle forze indotte dal sisma, ipotizzando che l'opera possa subire movimenti tali da produrre nel terreno retrostante un regime di spinta attiva e che il terreno interno al cuneo di spinta si comporta come un corpo rigido.

Le componenti verticali ed orizzontali dell'azione sismica sono considerate costanti in tutti i punti della massa.

La spinta sismica (statica + dinamica) vale:

$$S_s = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 \pm k_v) \cdot K'_a$$

dove, se $\beta \leq \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \delta - \vartheta) \cdot \left[1 + \left(\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\phi - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\beta + \varepsilon)} \right)^{0.5} \right]^2}$$

altrimenti, se $\beta > \phi - \vartheta$:

$$K'_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \vartheta - \delta)}$$

Nelle relazioni sopra elencate, i simboli hanno i seguenti significati:

β = angolo tra intradosso parete e la verticale

$$\tan(\vartheta) = \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

ϑ = angolo definito come:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}, \text{ coefficiente di intensità sismica orizzontale}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = \text{coefficiente di intensità sismica verticale}$$

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Quest'ultimo parametro assume i valori riportati nella tabella seguente.

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Tabella estratta dalla NTC2008 p.7.11.6.2.1

La normativa prescrive di applicare separatamente la spinta statica e dinamica, quest'ultima come incremento di spinta.

Per quanto concerne l'incremento di spinta, si calcola la differenza tra la spinta sismica totale e la spinta statica attiva. Si ricava un diagramma delle pressioni del terreno costante, per cui il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza di $0.5 \cdot H$ rispetto alla base della platea.

In presenza di sisma l'opera è soggetta alle forze di inerzia della parete e del terreno a monte solidale con la stessa:

$$F_i = a_g/g \cdot W$$

5.2.6 Azione dei veicoli in svio

L'azione di svio dei veicoli è stata considerata secondo le indicazioni fornite al punto 3.6.3.3.2 del DM 14/01/2008, nel quale si dichiara che in assenza di dati specifici "si può tener conto delle forze causate da collisioni accidentali sugli elementi di sicurezza attraverso una forza orizzontale equivalente di collisione di 100 kN". La forza, agente nel piano orizzontale in direzione trasversale a quella di sviluppo del muro, è stata considerata applicata alla quota di 1.0 m dal piano di marcia, equivalenti a 0.90 m da estradosso cordolo.

Considerando che per determinare la sezione resistente di paramento è lecito diffondere tale forza in direzione verticale con inclinazione di 45° , e che a favore di sicurezza si prende il muro di sostegno più basso dei Lotti 1 e 2, che ha paramento alto circa 2.0 m, risulta che la larghezza collaborante per la forza di normativa sia pari a 4 m. Le azioni da considerare nelle verifiche, da applicare in testa al muro sono l'azione orizzontale pari a $H=100/4 = 25 \text{ kN}$ e un momento di trasporto pari a $M=25\text{kN} \times 1\text{m}=25 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

6 VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI

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

6.1 VERIFICA A RIBALTAMENTO

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

Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

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

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

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

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

6.2 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento.

Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento dell'opera, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante.

6.3 CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di Brinch-Hansen.

Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità.

Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

In condizioni non drenate:

$$Q_{lim} = C_u \cdot N_c' \cdot i_c' \cdot d_c' \cdot b_c' \cdot s_c' \cdot g_c' + Q \cdot i_q' \cdot d_q' \cdot b_q' \cdot s_q' \cdot g_q' (\pi \cdot \tan \phi)$$

Fattori di portanza:

$$N_q = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \cdot e \quad (\phi \text{ in gradi})$$

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

$$N_c' = 2 + \pi$$

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

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s'_q = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L) \cdot (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$$

$$s'_c = 1 + 0,2 \cdot (B/L)$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$$

$$d'_q = 1$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$d'_c = 1 + 0,4 \cdot k$$

$$d_g = 1$$

$k = D/B$ se $D/B \leq 1$; altrimenti $k = \arctan(D/B)$, espresso in radianti.

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi} \right)^m$$

$$i'_q = 1$$

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

$$i'_c = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_\alpha \cdot \cot g \phi} \right)^{m+1}$$

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

Fattori di inclinazione del piano di posa:

$$b_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \phi)^2 \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$b'_q = 1$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \cdot \tan \phi)$$

$$b'_c = 1 - 2 \cdot \varepsilon / Nc' \quad (\varepsilon \text{ in radianti})$$

$$b_g = b_q$$

Fattori di inclinazione del terreno:

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

$$g'_q = 1$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (Nc \cdot \tan\phi)$$

$$g'_c = 1 - 2 \cdot \beta / Nc' \quad (\beta \text{ in radianti})$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

γ = peso specifico del terreno di fondazione

Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione

e = eccentricità della risultante (M/N) in valore assoluto

B = $B_t - 2 \cdot e$, larghezza della fondazione parzializzata

B_t = larghezza totale della fondazione

C = coesione del terreno di fondazione

D = profondità del piano di posa

L = sviluppo della fondazione

H = componente del carico parallela alla fondazione

V = componente del carico ortogonale alla fondazione

C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione

C_α = adesione alla base tra terreno e muro

ε = angolo di inclinazione del piano di posa

β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

6.4 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

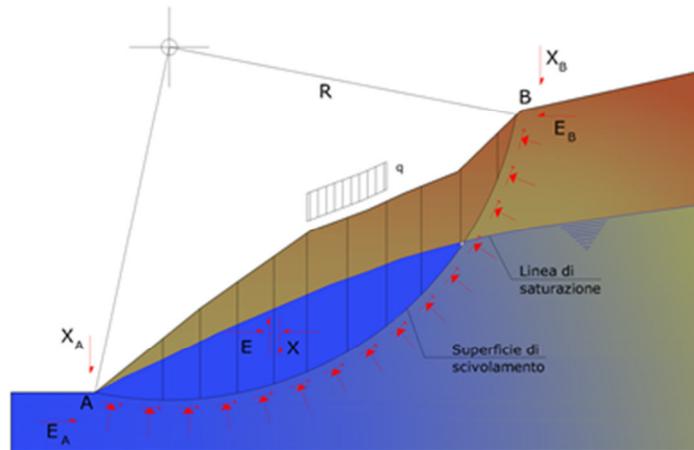
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la

resistenza disponibile (τ_f), valutata secondo il criterio di rottura di Coulomb, da tale confronto ne scaturisce la prima indicazione sulla stabilità attraverso il coefficiente di sicurezza:

$$F = \tau_f / \tau$$

Tra i metodi dell'equilibrio limite alcuni considerano l'equilibrio globale del corpo rigido (Culman), altri a causa della non omogeneità dividono il corpo in conci considerando l'equilibrio di ciascuno (Fellenius, Bishop, Janbu ecc.).

Di seguito vengono discussi i metodi dell'equilibrio limite dei conci.



Come prescritto dalla normativa la verifica viene effettuata secondo la "Combinazione 2" (A2+M2+R2). Altresì in accordo con la normativa vigente per la verifica in condizione sismica si considera il set dei coefficienti relativi alla resistenza del terreno M2 e il coefficiente allo scorrimento secondo la combinazione R2; non si tiene conto in tale combinazione del sovraccarico stradale.

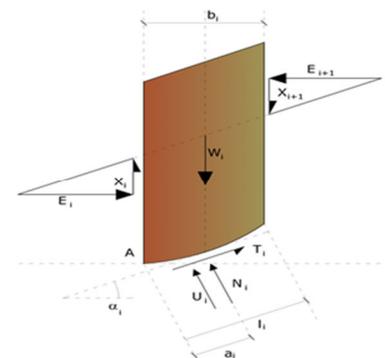
L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo Slope 2021 (Geostru).

Il metodo utilizzato è quello di Bishop.

Con tale metodo non viene trascurato nessun contributo di forze agenti sui blocchi.

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- superficie di scivolamento circolare;
- uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.



Le equazioni usate per risolvere il problema sono:

$$\sum F_y = 0, \quad \sum M_0 = 0 \quad \text{Criterio di rottura}$$

$$F = \frac{\sum \{c_i \times b_i + (W_i - u_i \times b_i + \Delta X_i) \times \tan \varphi_i\} \times \frac{\sec \alpha_i}{1 + \tan \alpha_i \times \tan \varphi_i / F}}{\sum W_i \times \sin \alpha_i}$$

I valori di F e di ΔX per ogni elemento che soddisfano questa equazione danno una soluzione rigorosa al problema. Come prima approssimazione conviene porre $\Delta X = 0$ ed iterare per il calcolo del fattore di sicurezza, tale procedimento è noto come metodo di **Bishop ordinario**, gli errori commessi rispetto al metodo completo sono di circa 1 %.

Valutazione dell'azione sismica

La stabilità dei pendii nei confronti dell'azione sismica viene verificata con il metodo pseudo-statico. Per i terreni che sotto l'azione di un carico ciclico possono sviluppare pressioni interstiziali elevate viene considerato un aumento in percento delle pressioni neutre che tiene conto di questo fattore di perdita di resistenza.

Ai fini della valutazione dell'azione sismica vengono considerate le seguenti forze:

$$F_H = K_h W$$

$$F_V = K_v W$$

Essendo:

- **F_H** e **F_V** rispettivamente la componente orizzontale e verticale della forza d'inerzia applicata al baricentro del concio;
- **W** peso concio;
- **K_h** coefficiente sismico orizzontale;
- **K_v** coefficiente sismico verticale.

Il coefficiente β_s in questo caso denominato β_s , assume i valori indicati nella tabella 7.11.I della normativa vigente e qui di seguito riprodotta.

Tabella 6.1: Coefficiente di accelerazione massima attesa al suolo

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0.2 < a_g \leq 0.4$	0.30	0.28
$0.1 < a_g \leq 0.2$	0.27	0.24
$a_g \leq 0.1$	0.20	0.20

Ricerca della superficie di scorrimento critica

In presenza di mezzi omogenei non si hanno a disposizione metodi per individuare la superficie di scorrimento critica ed occorre esaminarne un numero elevato di potenziali superfici.

Nel caso vengano ipotizzate superfici di forma circolare, la ricerca diventa più semplice, in quanto dopo aver posizionato una maglia dei centri costituita da m righe e n colonne saranno esaminate tutte le superfici aventi per centro il generico nodo della maglia $m \times n$ e raggio variabile in un determinato range di valori tale da esaminare superfici cinematicamente ammissibili.

6.5 VERIFICA STRUTTURALI DEL MURO

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

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

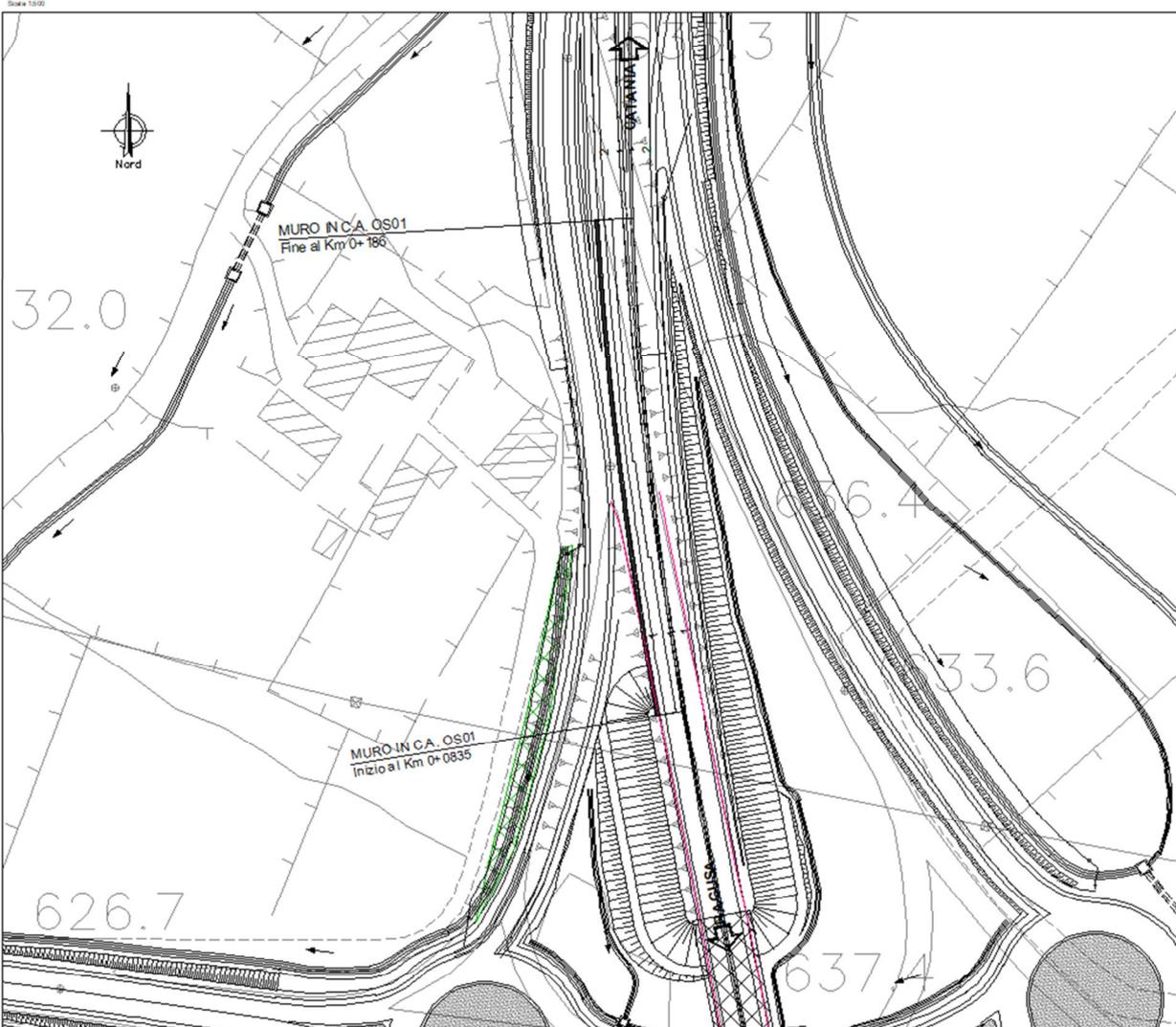
- Paramento verticale;
- Zattera di fondazione.

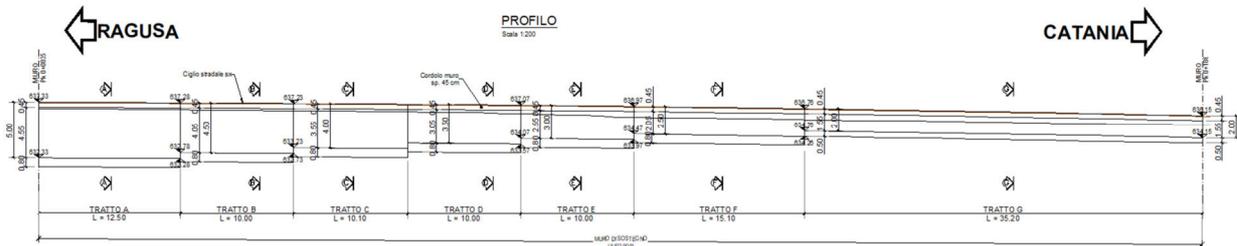
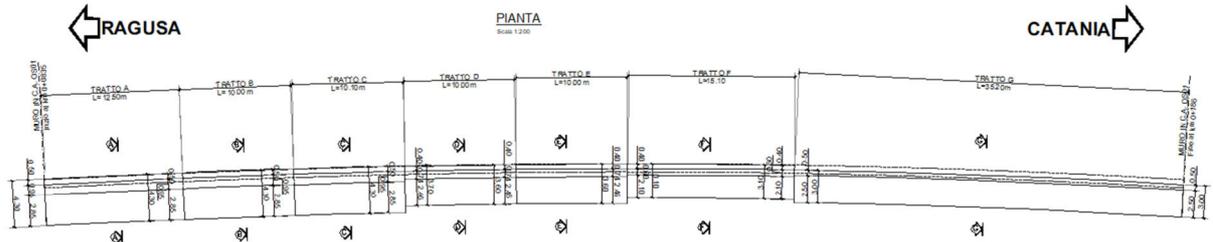
7 DATI GENERALI DI CALCOLO

7.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

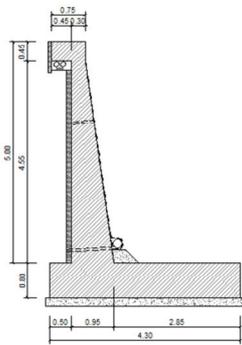
Il muro in oggetto viene realizzato mediante paramento in c.a. gettato in opera con pannello rivestito in pietra locale e presenta una fondazione di tipo diretta. L'opera in oggetto, presenta uno sviluppo complessivo pari a 102.90 m. Il muro presenta una fondazione diretta gettata in opera di spessore variabile tra 0.50÷0.80 m e larghezza variabile tra 3.00÷4.30 m e paramento di altezza variabile tra 2.00÷5.00 m.

PLANIMETRIA DINQUADRAMENTO

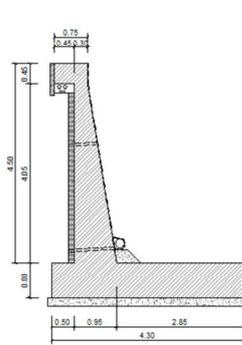




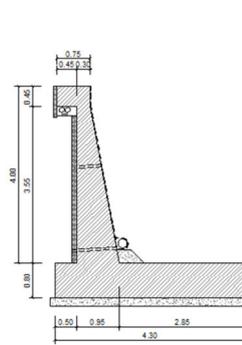
SEZIONE A - A rapp. 1:50



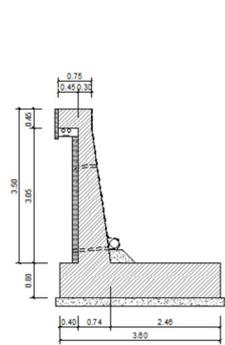
SEZIONE B - B rapp. 1:50



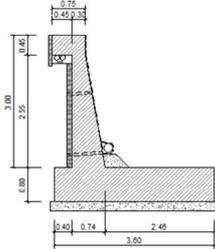
SEZIONE C - C rapp. 1:50



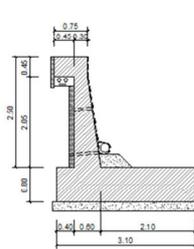
SEZIONE D - D rapp. 1:50



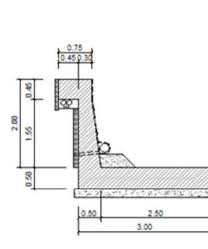
SEZIONE E - E rapp. 1:50



SEZIONE F - F rapp. 1:50



SEZIONE G - G rapp. 1:50



RELAZIONE DI CALCOLO

7.2 INPUT DI CALCOLO

7.2.1 DATI DI CALCOLO

				<i>valori caratteristici</i>		<i>valori di progetto</i>	
				<i>E</i>	STR/GEO	EQU	
Dati Geotecnici							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	35,00	35,00	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	21,00	21,00	17,55	
Dati Terreno Fondazione	Condizioni						
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	27,00	27,00	22,18	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	24,50	24,50	24,50	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19,00	19,00	19,00	
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	8170000			

			SLE	STR/GEO	EQU
Coefficients di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,247	0,247	0,311
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,300	0,300	0,371
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,305	0,305	0,377
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,663	2,663	2,213
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,518	2,518	2,079
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,504	2,504	2,066

				<i>valori caratteristici</i>		<i>valori di progetto</i>	
				<i>SLE - sisma</i>		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovaccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0,00	0,00	0,00	
	Sovaccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0,00	0,00	0,00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	8,40	8,40	7,56	
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00	
Condizioni Statiche	Sovaccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	20,00	27,00	30,00	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	25,00	25,00	37,50	
	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	25,00	25,00	37,50	
	Coefficienti di combinazione condizione rara $\psi1$		1,00	condizione quasi permanente $\psi2$		0,00	
Condizioni Sismiche	Sovaccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0,00			
	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			

vp: peso proprio del cordolo

q: carico variabile stradale (cap. 5.2.3)

f: forza orizzontale applicata in testa al muro dovuta all'azione di svio dei veicoli (cap.5.2.3)

m: momento applicato in testa al muro dovuto all'azione di svio dei veicoli (cap.5.2.3)

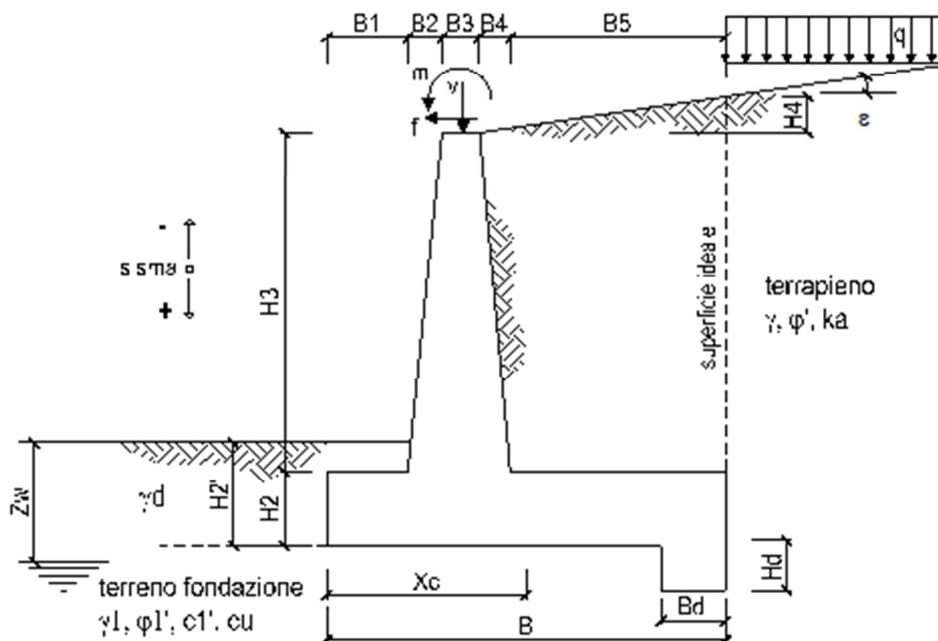
7.2.2 COEFFICIENTI PARZIALI

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	γ_G	0,90	1,00	1,00	1,00	1,10
	sfavorevole		1,10	1,35	1,00	1,00	1,10
Variabili	favorevole	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10
	sfavorevole		1,50	1,50	1,30	1,00	1,10

Parametro		Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	g_j	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	g_c	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	g_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	g_g	1,00	1,00	1,00	1,00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	γ_R	1,00	1,00	1,40	2,00	1,00
Scorrimento		1,00	1,00	1,10	1,30	1,00
Ribaltamento		1,00	1,00	1,00	1,50	1,00

7.2.3 DATI GEOMETRICI MURO H=5.00m



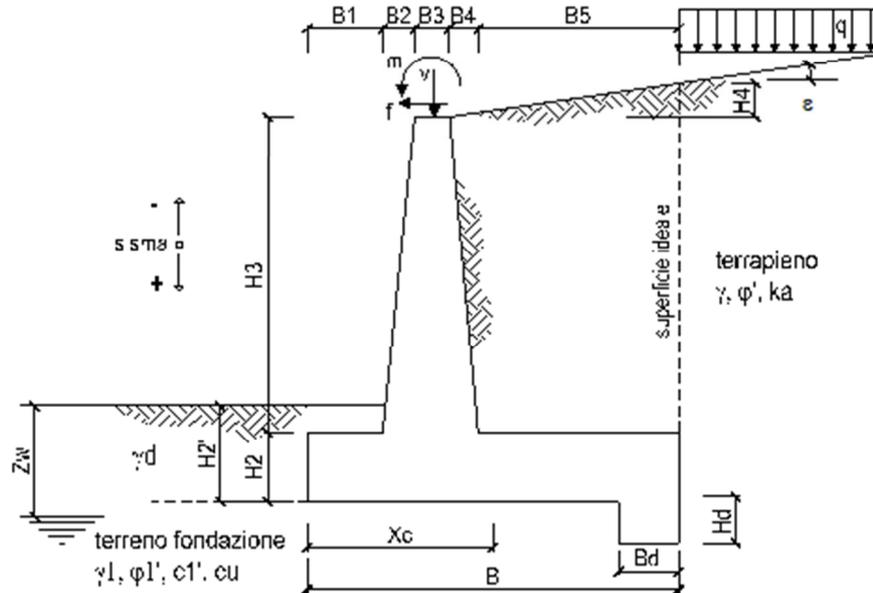
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	5,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,50	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4,30	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2,15	(m)

7.2.4 DATI GEOMETRICI MURO H=3.50m



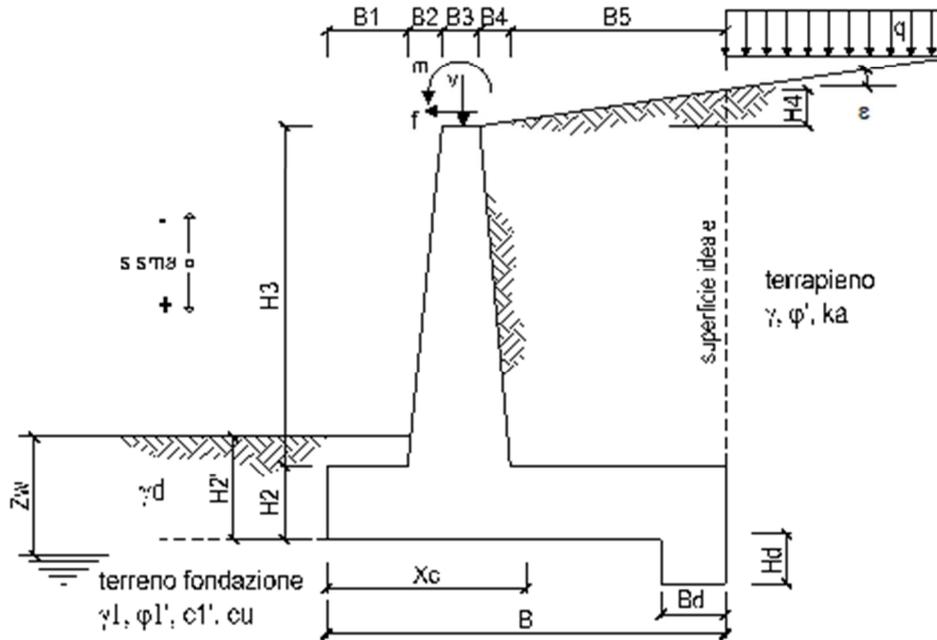
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,50	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,40	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,80	(m)

7.2.5 DATI GEOMETRICI MURO H=2.50M



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,40	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,55	(m)

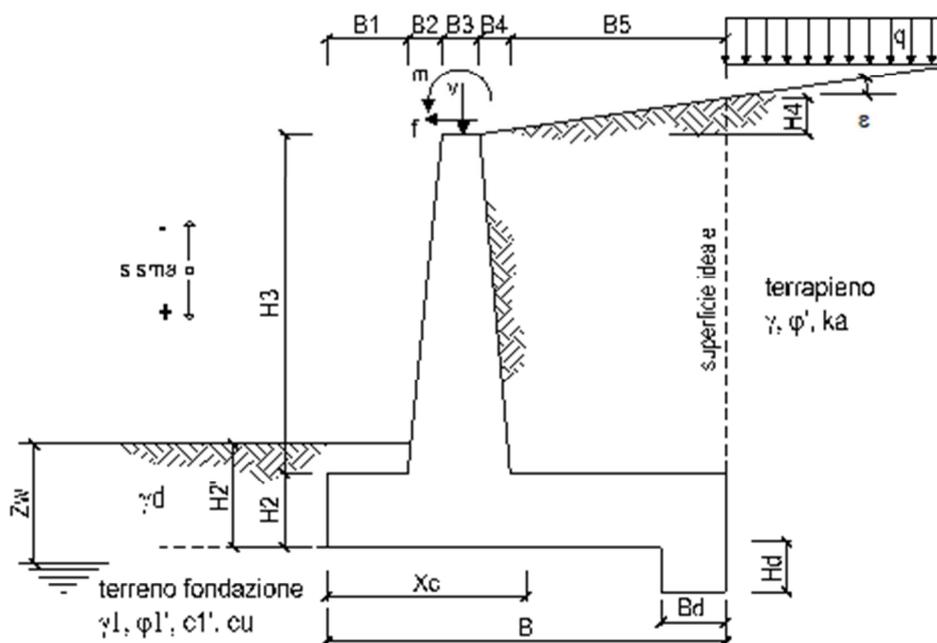
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2,50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,40	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,40	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,00	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,55	(m)

7.2.6 DATI GEOMETRICI MURO H=2.00m



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	2,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,22	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1,15	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,48	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,50	(m)

7.3 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO

Le stratigrafie ed il complesso delle indagini eseguite hanno portato alla definizione e caratterizzazione geotecnica delle seguenti unità litologiche:

- Formazione di Ragusa membro Irminio: Alternanza di calcareniti di colore grigio – giallastre e marne siltose friabili (Mcm sciolta);

I parametri geotecnici, desunti dalle indagini eseguite nell'ultima campagna di sondaggi, sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 7.1: Parametri geotecnici modello di calcolo

Litotipo	γ	φ'	c'
	[kN/m ³]	[°]	[kPa]
Rilevato di nuova realizzazione (materiale di riempimento)	19	35	0.00
Litologia al di sotto dell'intradosso platea			
Mcm sciolta	24.5	27	215
Falda assente			

7.4 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

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

Longitudine 36.9427305

Latitudine 14.6496416

Categoria di sottosuolo B

L'elaborato di riferimento da cui è stata desunta la categoria di sottosuolo è T01GE03GEORE01

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0,29	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_S	1,1	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	b_s	0,31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,0900	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0,0450	(-)

7.5 CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA

Con riferimento al paragrafo 5.2.6 relativo all'urto dei veicoli in svio sugli elementi di sicurezza bordoponte si osserva il seguente stato di sollecitazione relativo al cordolo in analisi:

- $V_{ed} = 100 \text{ kN}$;
- $M_{t-ed} = 100 \text{ kNm}$;

Il modello del traliccio di Morh è di riferimento per la determinazione della resistenza a torsione e a taglio dell'elemento in analisi, cui si ipotizza per semplicità essere sottoposto a momento costante.

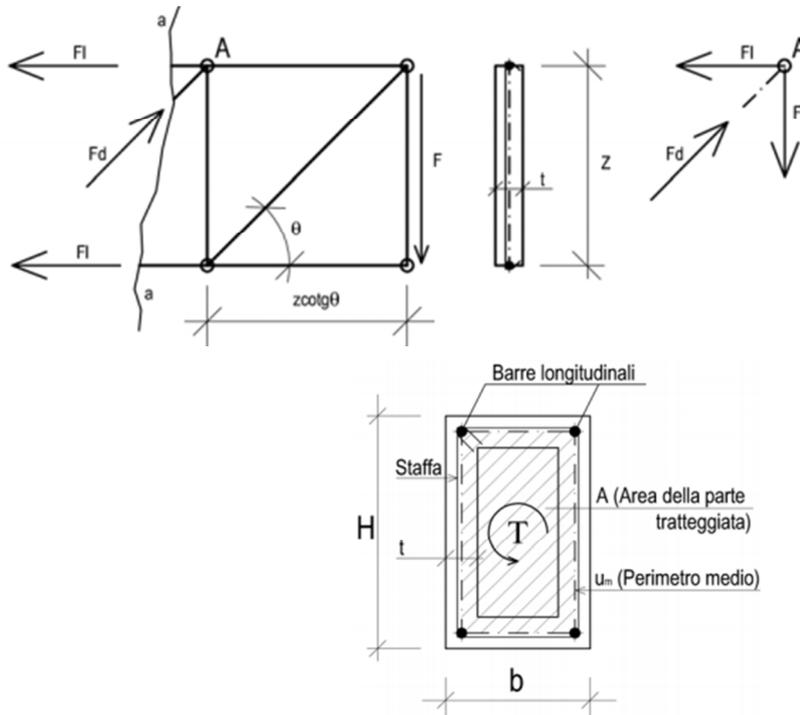
I valori della torsione di calcolo interna TR_d sono dunque tre:

- a) quella dovuta all'armatura longitudinale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- b) quella dovuta all'armatura trasversale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- c) quella dovuta alle bielle oblique di calcestruzzo compresso, considerato alla soglia dello stato limite ultimo.

Utilizzando la simbologia della Normativa Italiana, la torsione di calcolo esterna TE_d deve essere confrontata separatamente con ognuno dei valori di calcolo interni TR_{sd} , TR_{ld} e TR_{cd} , rispettivamente corrispondenti all'armatura trasversale, all'armatura longitudinale ed alle bielle di calcestruzzo:

- $TE_d \leq TR_{sd}$ (armatura trasversale);
- $TE_d \leq TR_{ld}$ (armatura longitudinale);
- $TE_d \leq TR_{cd}$ (calcestruzzo delle bielle);

La trattazione teorica di tale modellazione è rimandata alla relativa trattazione, mentre si esplicitano in seguito i valori di resistenza precedentemente illustrati.



$$T_{Rid} = 2A \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} \cot g \theta \quad T_{Rsd} = 2 \cdot A \frac{A_s}{s} f_{yd} \cdot \cot g \theta$$

$$T_{Rcd} = A \cdot t \cdot f_{cd} \cdot \cot g \theta / (1 + \cot^2 g \theta)$$

A favore di sicurezza si è considerato reagente a torsione solamente la parte periferica della sezione di calcestruzzo di spessore $t = A/u$, con tali valori riferiti all'area e al perimetro della carpenteria.

Si riporta in seguito il calcolo della resistenza a torsione sotto l'ipotesi di staffe verticali ($\alpha = 90^\circ$) e angolo di inclinazione delle bielle di calcestruzzo $\theta = 45^\circ$.

Mt ed	100	kNm	momento torcente agente
CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO			
Rck	40	N/mm ²	resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo
fck	33,2	N/mm ²	resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo
γc	1,5		coef parziale di sicurezza del calcestruzzo
fcd	18,8	N/mm ²	resistenza di progetto cilindrica del calcestruzzo
θ	45	°	angolo di inclinazione delle bielle compresse
	0,7854	rad	
CARATTERISTICHE ACCIAIO DA ARMATURA			
fyk	450	N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio da armatura
γs	1,15		coef parziale di sicurezza acciaio da armatura
fyd	391,30	N/mm ²	tensione di snervamento di progetto dell'acciaio da armatura
CARATTERISTICHE CARPENTERIA			

b	750	mm	larghezza della sezione
h	450	mm	altezza della sezione
CARATTERISTICHE ARMATURA LONGITUDINALE			
Correnti superiori			
0	Φ	12	
	0	mm ²	
5	Φ	16	
	1004,8	mm ²	
0	Φ	16	
	0	mm ²	
Al sup	1004,8	mm ²	
Correnti inferiori			
0	Φ	12	
	0	mm ²	
4	Φ	16	
	803,84	mm ²	
0	Φ	16	
	0	mm ²	
Al inf	803,84	mm ²	
Correnti centrali			
0	Φ	10	
	0	mm ²	
0	Φ	14	
	0	mm ²	
0	Φ	16	
	0	mm ²	
Al centr	0	mm ²	
Σ Al	1808,64	mm ²	armatura longitudinale totale
CARATTERISTICHE STAFFE			
2	Φ	10	diametro delle staffe
As	157	mm ²	area staffa
s	150	mm	passo staffe

PARAMETRI DI CALCOLO

RELAZIONE DI CALCOLO

A	188525,4	mm ²	area della sezione racchiusa dal perimetro medio
um	1837,5	mm	perimetro medio
Ac	337500	mm ²	area della sezione di carpenteria
u	2400	mm	perimetro esterno della sezione
t	140,625	mm	spessore della crosta reagente

RISULTATI DI CALCOLO			
Trsd	1,54E+08	Nmm	momento torcente resistente delle staffe
	154,4269	kNm	
Trld	1,45E+08	Nmm	momento torcente resistente delle armature longitudinali
	145,2243	kNm	
Trcd	2,49E+08	Nmm	momento torcente resistente del calcestruzzo
	249,3837	kNm	
Trd	145,2243	kNm	momento torcente resistente
Tasso di lavoro	0,69		

Per quanto detto i tagli di calcolo interni VRd sono dunque due:

- quello dovuto alla resistenza dell'armatura trasversale tesa che ha raggiunto lo snervamento, VRsd;
- quello dovuto alla resistenza delle bielle compresse oblique di calcestruzzo, considerata alla soglia dello stato limite ultimo, VRcd.

Il taglio di calcolo esterno VEd deve essere confrontato separatamente con ognuno dei due tagli di calcolo interni VRsd e VRcd, rispettivamente corrispondenti all'armatura trasversale ed al calcestruzzo delle bielle: $V_{Ed} \leq V_{Rsd}$ (armatura trasversale) $V_{Ed} \leq V_{Rcd}$ (calcestruzzo delle bielle).

Si riportano rispettivamente i due valori di resistenza rimandando in letteratura la trattazione teorica di tali resistenze nel caso di staffe disposte verticalmente.

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} \cotg \theta \sin^2 \theta = 0,9 d b_w \alpha_c f_{cd} \sin \theta \cos \theta$$

Verifica a taglio

par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008

valore di calcolo dello sforzo normale

N_{Ed} 0 KN

Valore di calcolo dello sforzo di taglio

V_{Ed} 100 KN

RELAZIONE DI CALCOLO

resistenza calcestruzzo	Rck	40 N/mm ²
	fck	33 N/mm ²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γc	1,50
	fcd	18,81 N/mm ²
resistenza calcestruzzo ridotta	f'cd=v/fcd	9,41 N/mm ²
resistenza acciaio	fyd	391,30 N/mm ²
sezione calcestruzzo	A_c	375000 mm ²
larghezza minima sezione	b_w	750 mm
altezza utile	d	444 mm
	n°braccia	2
area armatura trasversale	φ	10 mm
	Asw	157,08 mm ²
interasse fra armature trasversali	s	150 mm
	σcp	0,00
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	α	90 °
inclin. puntoni cls	θ	13,95 °
coefficiente maggiorativo	αc	1,00

1		membrature non compresse
1	1+σcp/fcd	0<σcp<0.25fcd 4,7033333
1,25	1,25	0.25<σcp<0.50fcd 9,4066667
2,5	2.5(1-σcp/fcd)	0.50<σcp<fcd
sen ² ϑ =	0,05808263	
sen ϑ =	0,241003382	
ϑ =	0,243399574	rad
ctg ϑ =	4,027015176	
ctg ϑ		
effettivo=	2,5	

Resistenza di calcolo a taglio trazione

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (Asw/s) \cdot fyd \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha \quad 409,49 \text{ KN}$$

Resistenza di calcolo a taglio compressione

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'cd \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta) \quad 972,44 \text{ KN}$$

Resistenza di taglio

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad 409,49 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} > V_{Ed} \quad \text{VERIFICATA}$$

Considerando la sezione retta della piastra di base, sono stati consideranti i seguenti meccanismi di rottura, in relazione alle condizioni di carico.

Carico da trazione:

- Rottura a trazione dei tirafondi;
- Rottura conica a trazione del calcestruzzo;
- Rottura combinata conica a trazione del calcestruzzo e per sfilamento della barra;
- Flessione della piastra di base.

Carico da taglio:

- Rottura a taglio dei tirafondi in acciaio;
- Rottura per fenomeno del pry-out nel calcestruzzo.

Carichi combinati di trazione e di taglio

- Rottura per taglio-trazione dei tirafondi in acciaio.

La resistenza di progetto corrisponde a quella minima tra tutte le differenti modalità di rottura.

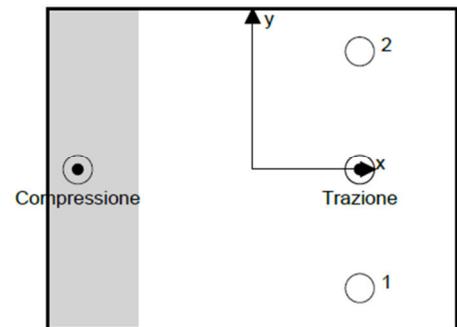
Schematizzazione e modellazione delle azioni

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	72,419	15,725	-15,725	0,000
2	72,419	15,725	-15,725	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,56 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 16,89 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(82,5/0,0): 144,838 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(-134,6/0,0): 144,838 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

Carico di trazione (EN 1992-4)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	72,419	130,667	56	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	144,838	230,855	63	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	144,838	181,581	80	OK
Fessurazione**	144,838	264,913	55	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196,000	1,500	130,667	72,419

RELAZIONE DI CALCOLO

Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
448,512	341,056	16,00	584,0	292,0	322,5	31,88
ψ_c	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,048	16,76	11,000	15,63	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
263,319	346,282	1,500	230,855	144,838		

ID gruppo ancoranti

1, 2

Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$S_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]		
651,465	562,500	375,0	750,0	31,88		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	0,958	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
217,1	1,000	11,000	245,487	1,500	181,581	144,838

ID gruppo ancoranti

1, 2

Fessurazione

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,sp}$ [mm]	$S_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
572,400	462,400	340,0	680,0	1,328	31,88	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0,0	1,000	0,0	1,000	0,985	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	N_{Ed} [kN]			
245,487	1,500	264,913	144,838			

ID gruppo ancoranti

1, 2

Carico di taglio (EN 1992-4, sez. 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	15,725	78,400	21	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	31,450	363,162	9	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x-**	31,450	106,482	30	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

RELAZIONE DI CALCOLO

Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
98,000	1,000	98,000	1,250	78,400	15,725

Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
651.465	562.500	375,0	750,0	2,000	31,88	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	$\Psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,958	1,000	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
11,000	245,487	1,500	363,162	31,450		

ID gruppo ancoranti
1, 2

Rottura del calcestruzzo in direzione x-

l_t [mm]	d_{nom} [mm]	k_9	α	β	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
240,0	20,00	2,400	0,086	0,057	31,88
c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]			
322,5	518.175	468.028			
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{rp,V}$
1,000	1,037	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	
139,143	1,0	1,500	106,482	31,450	

Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sez. 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,554	0,201	2,000	35	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,798	0,295	1,500	88	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$$

RELAZIONE DI CALCOLO

Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 53,644 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,2049 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 11,648 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,4659 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0,5090 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

Carichi a lungo termine:

$$\begin{aligned} N_{Sk} &= 53,644 \text{ [kN]} & \delta_N &= 0,5123 \text{ [mm]} \\ V_{Sk} &= 11,648 \text{ [kN]} & \delta_V &= 0,6989 \text{ [mm]} \\ & & \delta_{NV} &= 0,8665 \text{ [mm]} \end{aligned}$$

7.6 RISULTATI VERIFICHE MURO H=5M

7.6.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

	SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 = (B2*H3*gcls)/2	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Pm2 = (B3*H3*gcls)	(kN/m) 37,50	37,50	33,75
Pm3 = (B4*H3*gcls)/2	(kN/m) 31,25	31,25	28,13
Pm4 = (B*H2*gcls)	(kN/m) 123,63	123,63	111,26
Pm5 = (Bd*Hd*gcls)	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m) 192,38	192,38	173,14

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

Pt1 = (B5*H3*g')	(kN/m) 285,00	285,00	256,50
Pt2 = (0,5*(B4+B5)*H4*g')	(kN/m) 2,03	2,03	1,83
Pt3 = (B4*H3*g')/2	(kN/m) 23,75	23,75	21,38
Sovr = qp * (B4+B5)	(kN/m) 0,00	0,00	0,00
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m) 310,78	310,78	279,70

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

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

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) 24,38	24,38	21,94
Mm3 = Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)	(kNm/m) 30,21	30,21	27,19
Mm4 = Pm4*(B/2)	(kNm/m) 265,79	265,79	239,21
Mm5 = Pm5*(B - Bd/2)	(kNm/m) 0,00	0,00	0,00
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m) 320,38	320,38	288,34

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

RELAZIONE DI CALCOLO

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	798,00	798,00	718,20
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	6,36	6,36	5,73
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	26,92	26,92	24,23
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	831,28	831,28	748,15

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

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

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		17,31	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		8,66	

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		27,97	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		13,99	

- 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)		12,32	
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		7,92	
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		6,40	
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		26,64	

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		1,10	
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		1,36	
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		11,96	
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0,00	
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		14,42	

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		93,62	
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		1,70	
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		9,58	
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		104,91	

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		35,91	
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)		0,30	

RELAZIONE DI CALCOLO

MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1,66
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	37,87

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	90,64	122,37	125,45
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)	30,72	41,48	57,98

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	84,62	114,24	119,61
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)	28,68	38,72	55,28

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	32,48	43,85	37,83
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)	11,01	14,86	17,49

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + g1 \cdot kp \cdot Hd) \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
------	--	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	175,20	236,51	247,63
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	139,68	188,56	162,69
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)	89,07	120,25	171,68
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	47,34	63,91	75,20
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot Hd) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	25,00	25,00	37,50
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	153,75	153,75	230,63
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	5,46	5,46	4,91

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

RELAZIONE DI CALCOLO

Risultante forze verticali (N)				
N	= Pm + Pt + v + Stv + Sqv perm + Sqv acc	570,27	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T	= Sth + Sqh + f	177,96	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f	= tgφ1'	0,51	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1,63	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	= Mm + Mt + Mfext3	1279,29	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	= MSt + MSq + Mfext1+ Mfext2 + MSP	687,44	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	1,86	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	= Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)	570,27	570,27	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	= Sth + Sqh + f - Sp	177,96	177,96	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	= ΣM	874,08	874,08	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	= Xc*N - MM	352,00	352,00	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00	(kPa)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50	(kN/m ³)

RELAZIONE DI CALCOLO

$q_0 = \gamma d * H^2$	sovraccarico stabilizzante	15,20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,62	0,62	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,07	3,07	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
$N_g = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,47	0,47	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,43	0,43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

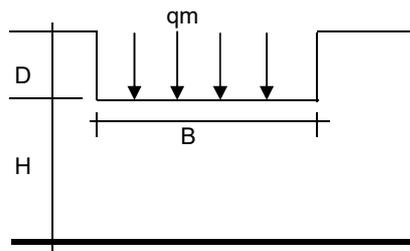
q_{lim}	(carico limite unitario)	271,86	271,86	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} * B^* / N$$

N_{min}	1,46	>	1
N_{max}	1,46	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	555,05	(kN/m)
M	292,24	(kNm/m)
$e = M / N$	0,53	(m)
B^*	3,25	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

$D =$	0,80	(m)
$D / B^* =$	0,25	(m)
$H_s / B^* =$	4,43	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 175,63 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0,950 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 1,02 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0,07 \quad (\text{mm})$$

RELAZIONE DI CALCOLO

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

			SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	90,64	90,64	114,04
Sst1 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)	24,20	24,20	28,04
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 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 stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	84,62	84,62	108,73
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	22,60	22,60	26,74
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	32,48	32,48	34,40
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8,67	8,67	8,46
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

			SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	175,20	175,20	225,12
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	46,78	46,78	55,35
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	139,68	139,68	147,90
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	37,30	37,30	36,37
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(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

RELAZIONE DI CALCOLO

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)	5,46

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	575,36	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	152,50	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f =	tgφ1'	0,51	(-)
Fs =	(N*f + Sp) / T	1,92	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	1157,12	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	175,47	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr	6,59	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	Nmin	Nmax
		575,36	575,36 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	152,50	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	1032,85	1032,85 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	Xc*N – MM	204,16	204,16 (kNm/m)

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

RELAZIONE DI CALCOLO

Fondazione Nastriforme

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

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15,20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,35	0,35	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,59	3,59	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,54	0,54	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,50	0,50	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0,40	0,40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	361,00	361,00	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	2,25	>	1
		N_{max}	2,25	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1 \text{ stat} = 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	90,64	90,64	114,04
$Sst1 \text{ sism} = 0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	16,24	16,24	18,01
$Ssq1 \text{ perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1 \text{ acc} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

$Sst1h \text{ stat} = Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	84,62	84,62	108,73
$Sst1h \text{ sism} = Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	15,16	15,16	17,17
$Ssq1h \text{ perm} = Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Componente verticale condizione sismica -					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	32,48	32,48	34,40
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	5,82	5,82	5,43
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
- Spinta passiva sul dente					
Sp=	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H_2') \cdot Hd$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

SLE	STR/GEO	EQU
-----	---------	-----

MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2+H_3+H_4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	175,20	175,20	225,12
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2+H_3+H_4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	31,39	31,39	35,55
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	139,68	139,68	147,90
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	25,03	25,03	23,36
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2+H_3+H_4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H_2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		0,00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		0,00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)		5,46

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)					
N	=	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	527,22	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T	=	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	145,07	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f	=	$tg \phi_1'$	0,51	(-)	
Fs	=	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,85	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms	=	$Mm + Mt + Mfext3$	1328,3	(kNm/m)	

RELAZIONE DI CALCOLO

7

Momento ribaltante (Mr)				
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	444,50	(kNm/m)		
Fr = Ms / Mr	2,99	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	527,22	527,22	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	145,07		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	931,40	931,40	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	202,11	202,11	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_q'iq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma'i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	15,20		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,38	0,38	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,53	3,53	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ'/2)*e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	23,94		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

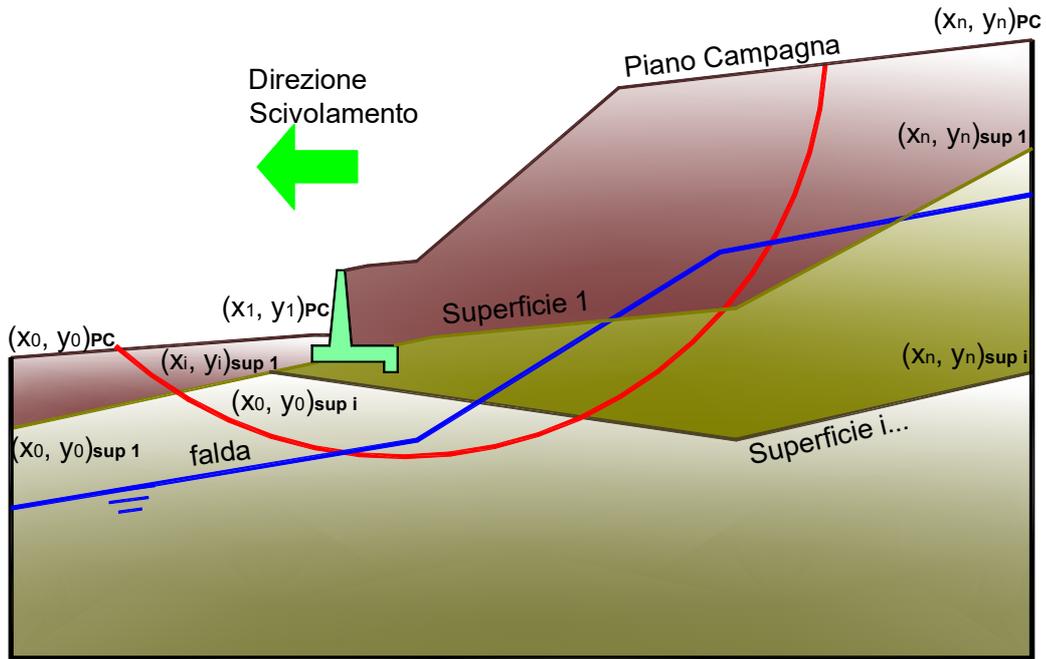
I valori di ic, iq e iγ sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0,53	0,53	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,49	0,49	(-)

RELAZIONE DI CALCOLO

$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c' \cotg(\rho)))^{m+1}$		0,38	0,38	(-)
(fondazione nastriforme m = 2)				
q _{lim}	(carico limite unitario)	343,92	343,92	(kN/m ²)
FS carico limite	F = q_{lim} * B * / N	N _{min} 2,30	>	1
		N _{max} 2,30	>	

VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE



Limiti ricerca superfici

Xa	80
Xb	90

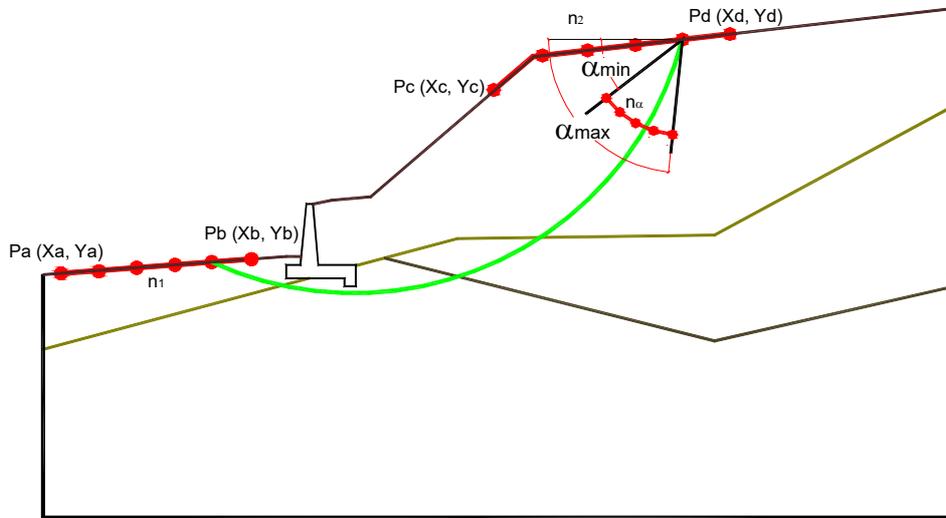
Xc	115
Xd	120

alfa min	40
alfa max	70

# superfici massimo	9261
----------------------------	------

RELAZIONE DI CALCOLO

n1	20	n2	20	n alfa	20
----	----	----	----	--------	----



RISULTATO VERIFICA

Nel seguente tabulato si riportano le superfici più significative

N. superficie	Xc (m)	Yc (m)	R (m)	Xv (m)	Xm (m)	FS (statico)	FS (sismico)
1	97,927	118,712	19,560	90,000	110,500	3,110	2,177
2	98,057	117,793	18,779	90,000	110,500	3,136	2,200
3	97,678	119,009	19,947	89,500	110,500	3,153	2,199
4	98,177	116,943	18,069	90,000	110,500	3,166	2,224
5	97,808	118,074	19,154	89,500	110,500	3,181	2,223
6	98,288	116,155	17,422	90,000	110,500	3,198	2,251
7	97,429	119,306	20,335	89,000	110,500	3,201	2,224
8	97,928	117,211	18,435	89,500	110,500	3,212	2,248
9	97,558	118,356	19,531	89,000	110,500	3,231	2,249
10	98,224	118,925	19,876	90,000	111,000	3,233	2,241
11	98,392	115,421	16,832	90,000	110,500	3,234	2,280
12	98,039	116,409	17,779	89,500	110,500	3,246	2,276
13	98,351	117,996	19,090	90,000	111,000	3,259	2,264
14	97,678	117,478	18,801	89,000	110,500	3,264	2,275
15	97,974	119,223	20,264	89,500	111,000	3,272	2,261
16	98,489	114,734	16,291	90,000	110,500	3,273	2,311
17	98,142	115,662	17,179	89,500	110,500	3,284	2,306
18	98,468	117,138	18,375	90,000	111,000	3,290	2,289
19	97,401	119,339	20,379	87,500	110,500	3,290	2,271
20	97,789	116,663	18,135	89,000	110,500	3,300	2,304

RELAZIONE DI CALCOLO

21	98,101	118,279	19,467	89,500	111,000	3,301	2,285
22	97,724	119,521	20,654	89,000	111,000	3,315	2,283
23	98,580	114,090	15,794	90,000	110,500	3,316	2,345
24	98,577	116,341	17,724	90,000	111,000	3,323	2,317
25	98,239	114,963	16,630	89,500	110,500	3,324	2,338
26	98,218	117,406	18,742	89,500	111,000	3,332	2,311
27	97,487	118,437	19,639	87,500	110,500	3,335	2,304
28	97,892	115,903	17,527	89,000	110,500	3,339	2,335
29	97,850	118,562	19,845	89,000	111,000	3,345	2,308
30	98,519	119,140	20,194	90,000	111,500	3,356	2,305
31	98,679	115,598	17,129	90,000	111,000	3,360	2,347
32	98,666	113,483	15,336	90,000	110,500	3,362	2,381
33	98,327	116,596	18,081	89,500	111,000	3,367	2,339
34	98,330	114,307	16,125	89,500	110,500	3,369	2,373
35	97,967	117,675	19,110	89,000	111,000	3,378	2,334
36	97,989	115,192	16,969	89,000	110,500	3,382	2,368
37	97,567	117,597	18,963	87,500	110,500	3,382	2,338
38	98,643	118,202	19,403	90,000	111,500	3,383	2,328
39	98,269	119,439	20,584	89,500	111,500	3,395	2,324
40	98,774	114,903	16,583	90,000	111,000	3,400	2,379
41	98,428	115,840	17,477	89,500	111,000	3,406	2,370
42	97,683	119,570	20,718	87,500	111,000	3,409	2,332
43	98,747	112,911	14,915	90,000	110,500	3,411	2,419
44	98,758	117,334	18,684	90,000	111,500	3,415	2,354
45	98,076	116,851	18,439	89,000	111,000	3,415	2,364
46	98,416	113,690	15,660	89,500	110,500	3,416	2,410
47	98,392	118,486	19,782	89,500	111,500	3,424	2,348
48	98,080	114,525	16,457	89,000	110,500	3,428	2,403
49	97,643	116,812	18,344	87,500	110,500	3,433	2,374
50	98,017	119,738	20,975	89,000	111,500	3,435	2,343
51	98,863	114,250	16,082	90,000	111,000	3,444	2,413
52	98,523	115,132	16,923	89,500	111,000	3,448	2,403
53	98,864	116,528	18,028	90,000	111,500	3,449	2,382
54	97,767	118,656	19,970	87,500	111,000	3,454	2,364
55	98,177	116,082	17,826	89,000	111,000	3,455	2,395
56	98,507	117,604	19,052	89,500	111,500	3,456	2,375
57	98,824	112,368	14,525	90,000	110,500	3,464	2,460
58	98,141	118,770	20,161	89,000	111,500	3,465	2,369
59	98,497	113,106	15,232	89,500	110,500	3,468	2,449
60	98,166	113,896	15,985	89,000	110,500	3,478	2,441
61	98,813	119,357	20,516	90,000	112,000	3,486	2,370

RELAZIONE DI CALCOLO

62	97,713	116,077	17,776	87,500	110,500	3,487	2,413
63	98,963	115,776	17,428	90,000	111,500	3,487	2,413
64	98,947	113,635	15,621	90,000	111,000	3,491	2,450
65	98,613	116,784	18,386	89,500	111,500	3,492	2,404
66	98,612	114,468	16,414	89,500	111,000	3,493	2,439
67	98,272	115,362	17,263	89,000	111,000	3,499	2,429
68	98,255	117,873	19,420	89,000	111,500	3,499	2,396
69	97,846	117,805	19,288	87,500	111,000	3,501	2,398
70	96,916	119,918	21,134	87,000	110,500	3,503	2,379
71	98,934	118,410	19,719	90,000	112,000	3,514	2,394
72	98,561	119,657	20,907	89,500	112,000	3,519	2,386
73	98,897	111,853	14,165	90,000	110,500	3,521	2,504
74	98,574	112,553	14,836	89,500	110,500	3,522	2,491
75	99,056	115,072	16,878	90,000	111,500	3,528	2,446
76	98,247	113,302	15,550	89,000	110,500	3,531	2,482
77	97,964	119,801	21,058	87,500	111,500	3,532	2,393
78	98,712	116,019	17,777	89,500	111,500	3,532	2,435
79	98,362	117,040	18,745	89,000	111,500	3,537	2,426
80	98,696	113,842	15,946	89,500	111,000	3,542	2,476
81	99,026	113,054	15,195	90,000	111,000	3,543	2,490
82	97,779	115,385	17,254	87,500	110,500	3,544	2,454
83	98,361	114,686	16,747	89,000	111,000	3,546	2,465
84	99,046	117,532	18,994	90,000	112,000	3,546	2,420
85	97,015	118,970	20,351	87,000	110,500	3,547	2,410
86	98,682	118,694	20,099	89,500	112,000	3,548	2,411
87	97,919	117,010	18,662	87,500	111,000	3,552	2,435
88	98,309	119,957	21,299	89,000	112,000	3,555	2,403
89	99,144	114,411	16,372	90,000	111,500	3,574	2,481
90	98,805	115,303	17,218	89,500	111,500	3,575	2,469
91	98,047	118,876	20,303	87,500	111,500	3,576	2,425
92	98,461	116,262	18,127	89,000	111,500	3,578	2,458
93	98,647	112,028	14,470	89,500	110,500	3,581	2,536
94	98,966	111,363	13,832	90,000	110,500	3,581	2,550
95	99,150	116,717	18,333	90,000	112,000	3,582	2,449
96	98,794	117,802	19,364	89,500	112,000	3,582	2,438
97	98,430	118,979	20,479	89,000	112,000	3,586	2,429
98	98,323	112,739	15,148	89,000	110,500	3,587	2,525
99	97,108	118,089	19,636	87,000	110,500	3,593	2,444
100	98,775	113,250	15,513	89,500	111,000	3,595	2,517
101	98,445	114,049	16,271	89,000	111,000	3,596	2,504
102	99,101	112,504	14,802	90,000	111,000	3,597	2,532

RELAZIONE DI CALCOLO

103	97,842	114,732	16,772	87,500	110,500	3,604	2,497
104	99,105	119,576	20,839	90,000	112,500	3,605	2,429
105	97,988	116,264	18,088	87,500	111,000	3,606	2,474
106	97,200	120,145	21,468	87,000	111,000	3,610	2,431
107	98,898	116,973	18,693	89,500	112,000	3,619	2,468
108	99,247	115,956	17,728	90,000	112,000	3,621	2,481
109	98,542	118,073	19,733	89,000	112,000	3,621	2,457
110	98,893	114,629	16,705	89,500	111,500	3,622	2,505
111	99,226	113,788	15,907	90,000	111,500	3,623	2,519
112	98,554	115,533	17,560	89,000	111,500	3,623	2,493
113	98,124	118,014	19,613	87,500	111,500	3,624	2,460
114	99,223	118,619	20,037	90,000	112,500	3,634	2,453
115	98,852	119,876	21,232	89,500	112,500	3,635	2,443
116	98,716	111,528	14,131	89,500	110,500	3,643	2,583
117	97,194	117,268	18,983	87,000	110,500	3,644	2,481
118	99,032	110,894	13,523	90,000	110,500	3,646	2,599
119	98,396	112,203	14,776	89,000	110,500	3,648	2,571
120	98,525	113,446	15,832	89,000	111,000	3,651	2,546
121	98,851	112,689	15,114	89,500	111,000	3,651	2,560
122	97,298	119,186	20,679	87,000	111,000	3,654	2,463
123	98,245	120,034	21,400	87,500	112,000	3,654	2,453
124	99,173	111,981	14,438	90,000	111,000	3,656	2,577
125	98,995	116,199	18,078	89,500	112,000	3,659	2,500
126	98,646	117,230	19,052	89,000	112,000	3,659	2,488
127	98,053	115,563	17,560	87,500	111,000	3,663	2,515
128	99,338	115,243	17,174	90,000	112,000	3,664	2,515
129	98,971	118,904	20,418	89,500	112,500	3,665	2,468
130	99,333	117,732	19,307	90,000	112,500	3,667	2,481
131	97,901	114,114	16,328	87,500	110,500	3,667	2,542
132	98,600	120,177	21,625	89,000	112,500	3,668	2,458
133	96,423	120,505	21,900	86,500	110,500	3,669	2,459
134	98,641	114,848	17,038	89,000	111,500	3,671	2,530
135	98,975	113,995	16,232	89,500	111,500	3,672	2,544
136	98,196	117,209	18,982	87,500	111,500	3,675	2,496
137	99,304	113,199	15,477	90,000	111,500	3,675	2,560
138	97,275	116,499	18,384	87,000	110,500	3,697	2,519
139	98,325	119,097	20,637	87,500	112,000	3,698	2,485
140	99,080	118,003	19,677	89,500	112,500	3,699	2,496
141	98,718	119,189	20,799	89,000	112,500	3,699	2,485
142	97,389	118,295	19,958	87,000	111,000	3,700	2,497
143	98,743	116,443	18,429	89,000	112,000	3,702	2,521

RELAZIONE DI CALCOLO

144	99,435	116,907	18,641	90,000	112,500	3,703	2,510
145	99,087	115,474	17,515	89,500	112,000	3,704	2,535
146	98,600	112,875	15,426	89,000	111,000	3,709	2,590
147	98,782	111,050	13,817	89,500	110,500	3,710	2,633
148	99,424	114,573	16,664	90,000	112,000	3,711	2,551
149	98,922	112,156	14,744	89,500	111,000	3,712	2,606
150	96,537	119,511	21,073	86,500	110,500	3,712	2,490
151	98,466	111,694	14,432	89,000	110,500	3,712	2,619
153	99,241	111,482	14,102	90,000	111,000	3,718	2,624
154	98,724	114,202	16,558	89,000	111,500	3,723	2,570
155	98,114	114,900	17,074	87,500	111,000	3,724	2,558
156	97,484	120,373	21,805	87,000	111,500	3,725	2,486
157	99,053	113,395	15,796	89,500	111,500	3,727	2,586
158	98,263	116,453	18,401	87,500	111,500	3,729	2,535
159	99,378	112,640	15,080	90,000	111,500	3,732	2,603
160	97,957	113,528	15,917	87,500	110,500	3,735	2,590
161	98,828	118,274	20,048	89,000	112,500	3,735	2,513
162	99,182	117,164	19,001	89,500	112,500	3,737	2,527
163	99,530	116,137	18,031	90,000	112,500	3,743	2,543
164	98,401	118,224	19,940	87,500	112,000	3,746	2,520
165	98,834	115,705	17,857	89,000	112,000	3,747	2,556
166	97,473	117,464	19,299	87,000	111,000	3,751	2,534
167	99,172	114,792	16,997	89,500	112,000	3,752	2,572
168	97,351	115,777	17,834	87,000	110,500	3,754	2,560
169	96,642	118,589	20,319	86,500	110,500	3,758	2,524
170	99,505	113,941	16,194	90,000	112,000	3,761	2,590
171	98,524	120,267	21,742	87,500	112,500	3,766	2,506
172	96,711	120,729	22,230	86,500	111,000	3,768	2,506
173	97,580	119,404	21,008	87,000	111,500	3,768	2,518
174	98,671	112,332	15,050	89,000	111,000	3,771	2,636
175	98,930	117,421	19,361	89,000	112,500	3,774	2,544
177	99,277	116,381	18,381	89,500	112,500	3,779	2,559
178	98,801	113,591	16,115	89,000	111,500	3,779	2,612
182	99,127	112,826	15,392	89,500	111,500	3,785	2,630
184	98,327	115,741	17,868	87,500	111,500	3,787	2,577
186	99,619	115,415	17,471	90,000	112,500	3,788	2,577
187	98,172	114,273	16,624	87,500	111,000	3,788	2,604
188	99,448	112,109	14,713	90,000	111,500	3,792	2,649
189	95,923	121,100	22,678	86,000	110,500	3,794	2,516
190	98,920	115,011	17,331	89,000	112,000	3,797	2,594
191	98,471	117,408	19,302	87,500	112,000	3,798	2,557

RELAZIONE DI CALCOLO

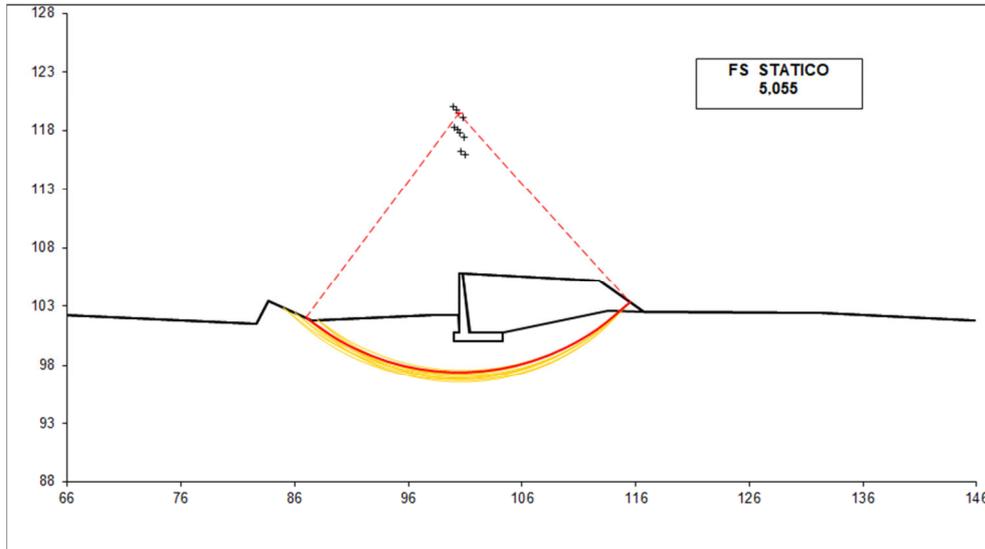
192	99,253	114,149	16,520	89,500	112,000	3,804	2,612
193	97,553	116,685	18,694	87,000	111,000	3,804	2,572
194	98,010	112,970	15,537	87,500	110,500	3,806	2,641
195	96,741	117,730	19,631	86,500	110,500	3,808	2,560
196	98,604	119,319	20,972	87,500	112,500	3,810	2,539
197	96,822	119,725	21,397	86,500	111,000	3,811	2,538
198	97,423	115,096	17,327	87,000	110,500	3,815	2,603
199	97,669	118,502	20,281	87,000	111,500	3,815	2,553
200	99,581	113,344	15,760	90,000	112,000	3,816	2,632
201	99,025	116,624	18,733	89,000	112,500	3,817	2,578
202	99,367	115,646	17,813	89,500	112,500	3,824	2,595
203	99,703	114,736	16,956	90,000	112,500	3,836	2,615
204	96,051	120,060	21,805	86,000	110,500	3,836	2,548
207	97,767	120,603	22,143	87,000	112,000	3,840	2,541
210	98,387	115,069	17,375	87,500	111,500	3,848	2,621
211	99,001	114,356	16,846	89,000	112,000	3,851	2,635
212	98,537	116,642	18,715	87,500	112,000	3,852	2,596
219	98,677	118,435	20,268	87,500	112,500	3,857	2,573
220	96,925	118,792	20,637	86,500	111,000	3,857	2,572
222	95,566	121,526	23,234	85,500	110,500	3,861	2,547
223	96,832	116,927	19,000	86,500	110,500	3,862	2,599
224	97,627	115,953	18,138	87,000	111,000	3,862	2,613
225	99,114	115,877	18,156	89,000	112,500	3,864	2,614
227	97,752	117,660	19,615	87,000	111,500	3,866	2,589
229	99,451	114,955	17,290	89,500	112,500	3,874	2,633
231	96,997	120,954	22,563	86,500	111,500	3,876	2,557
232	97,491	114,452	16,859	87,000	110,500	3,879	2,649
234	96,170	119,095	21,011	86,000	110,500	3,882	2,581
235	97,861	119,622	21,339	87,000	112,000	3,884	2,573
237	96,214	121,321	23,004	86,000	111,000	3,890	2,562
238	99,568	119,407	20,896	90,000	113,000	3,890	2,568
240	95,700	120,456	22,335	85,500	110,500	3,904	2,578
241	97,022	117,924	19,943	86,500	111,000	3,908	2,608
244	98,746	117,608	19,623	87,500	112,500	3,909	2,611
245	95,306	121,835	23,637	85,000	110,500	3,910	2,568
246	98,600	115,920	18,176	87,500	112,000	3,911	2,638
247	99,314	119,710	21,292	89,500	113,000	3,914	2,579
252	96,919	116,173	18,421	86,500	110,500	3,919	2,639
253	97,106	119,939	21,723	86,500	111,500	3,919	2,589
254	99,674	118,462	20,111	90,000	113,000	3,919	2,594
255	97,829	116,872	19,004	87,000	111,500	3,920	2,629

RELAZIONE DI CALCOLO

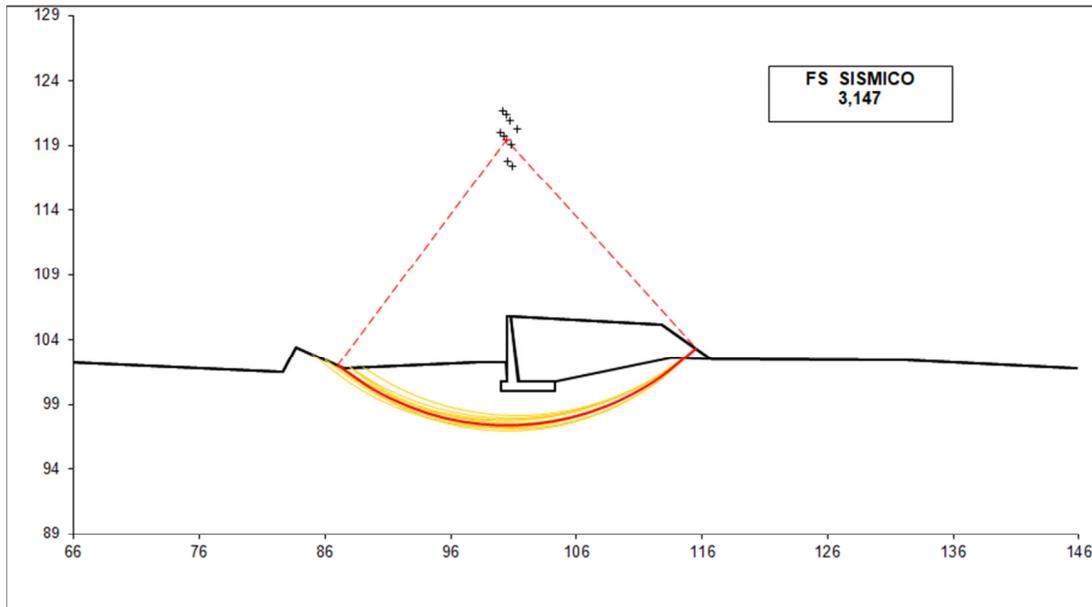
263	97,948	118,710	20,605	87,000	112,000	3,931	2,608
265	96,281	118,198	20,287	86,000	110,500	3,932	2,618
266	96,339	120,270	22,125	86,000	111,000	3,933	2,593
270	99,060	120,013	21,687	89,000	113,000	3,942	2,591
271	98,049	120,834	22,482	87,000	112,500	3,943	2,589
273	99,420	118,749	20,495	89,500	113,000	3,945	2,605
276	95,825	119,466	21,518	85,500	110,500	3,951	2,612
277	95,857	121,746	23,558	85,500	111,000	3,953	2,589
278	99,772	117,585	19,396	90,000	113,000	3,953	2,623
279	95,441	120,749	22,726	85,000	110,500	3,954	2,601
281	97,112	117,111	19,307	86,500	111,000	3,961	2,647
284	95,047	122,145	24,041	84,500	110,500	3,965	2,593
285	97,207	118,997	20,957	86,500	111,500	3,966	2,623
290	99,165	119,037	20,879	89,000	113,000	3,974	2,619
292	96,456	119,296	21,326	86,000	111,000	3,979	2,627
294	99,518	117,858	19,769	89,500	113,000	3,980	2,635
295	98,029	117,858	19,933	87,000	112,000	3,982	2,645
303	96,503	121,543	23,332	86,000	111,500	3,986	2,606
304	98,141	119,842	21,670	87,000	112,500	3,987	2,622
305	97,282	121,181	22,897	86,500	112,000	3,988	2,608
309	95,989	120,666	22,654	85,500	111,000	3,996	2,621
310	95,597	122,056	23,962	85,000	111,000	3,998	2,609
312	95,941	118,544	20,772	85,500	110,500	4,002	2,649
313	95,566	119,743	21,897	85,000	110,500	4,003	2,635
318	99,264	118,130	20,141	89,000	113,000	4,011	2,649
320	95,182	121,042	23,117	84,500	110,500	4,012	2,626
323	94,787	122,454	24,445	84,000	110,500	4,018	2,616
332	96,626	120,482	22,447	86,000	111,500	4,029	2,638
333	97,389	120,155	22,050	86,500	112,000	4,031	2,641
342	95,729	120,959	23,046	85,000	111,000	4,043	2,642
347	95,337	122,365	24,367	84,500	111,000	4,046	2,630
349	96,147	121,967	23,885	85,500	111,500	4,049	2,634
350	98,952	120,142	21,855	87,500	113,000	4,051	2,642
363	94,923	121,335	23,509	84,000	110,500	4,066	2,650
367	94,527	122,764	24,849	83,500	110,500	4,073	2,640

#strisce	# Superfici Calcolate	FS Bishop
30	1100	STATICO 5,055 SISMICO 3,147

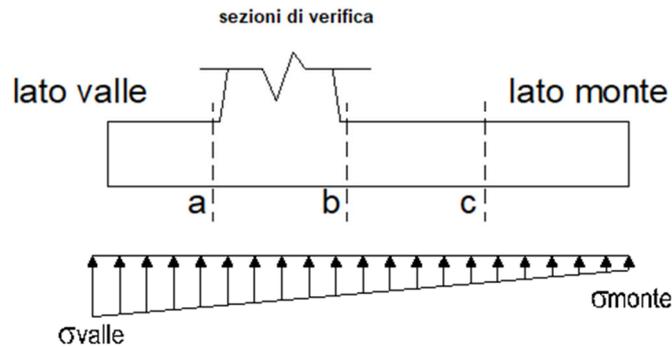
Condizione statica



Condizione sismica



7.6.2 Verifiche strutturali



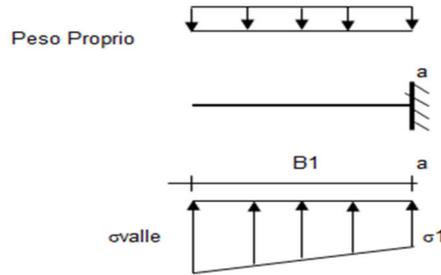
Reazioni del terreno

caso	N	M	σvalle	σmonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	570,27	352,00	246,85	18,40
	570,27	352,00	246,85	18,40
sisma+	575,36	204,16	200,05	67,55
	575,36	204,16	200,05	67,55
sisma-	527,22	202,11	188,19	57,02
	527,22	202,11	188,19	57,02

Mensola lato valle

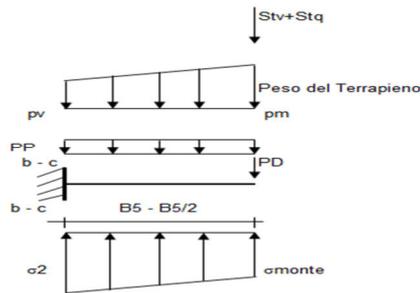
caso	σvalle	σ1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	246,85	220,28	27,25	106,78
	246,85	220,28	27,25	106,78
sisma+	200,05	184,65	21,75	89,58
	200,05	184,65	21,86	89,58
sisma-	188,19	172,94	20,50	83,65
	188,19	172,94	20,39	83,65

RELAZIONE DI CALCOLO

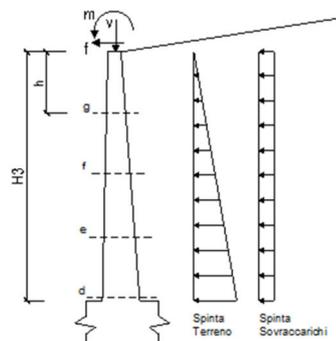


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	18,40	177,78	-375,52	-111,44	98,09	-167,99	-145,35
	18,40	177,78	-497,02	-192,44	98,09	-198,36	-185,85
sisma+	67,55	160,00	-225,50	-62,44	113,77	-104,77	-86,85
	67,55	160,00	-225,50	-62,44	113,77	-104,77	-86,85
sisma-	57,02	148,54	-218,81	-61,34	102,78	-100,77	-84,49
	57,02	148,54	-218,81	-61,34	102,78	-100,77	-84,49



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



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	5,00	123,38	77,93	150,00	351,31	8,40	68,75	77,15
e-e	3,75	52,05	43,83	118,75	214,64	8,40	45,70	54,10
f-f	2,50	15,42	19,48	87,50	122,40	8,40	26,56	34,96
g-g	1,25	1,93	4,87	56,25	63,05	8,40	11,33	19,73

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,00	74,03	31,17	25,00	130,20
e-e	3,75	41,64	23,38	25,00	90,02
f-f	2,50	18,51	15,59	25,00	59,09
g-g	1,25	4,63	7,79	25,00	37,42

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,00	91,40	26,14	0,00	0,00	13,13	130,66	8,40	71,84	80,24
e-e	3,75	38,56	11,03	0,00	0,00	6,72	56,31	8,40	47,76	56,16
f-f	2,50	11,42	3,27	0,00	0,00	2,70	17,39	8,40	27,76	36,16
g-g	1,25	1,43	0,41	0,00	0,00	0,60	2,44	8,40	11,84	20,24

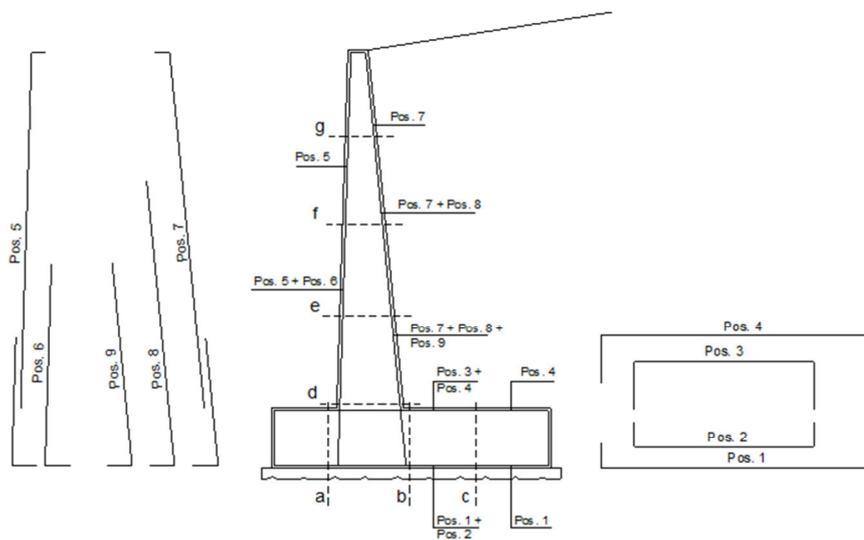
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,00	54,84	15,69	0,00	0,00	6,19	76,71
e-e	3,75	30,85	8,82	0,00	0,00	4,11	43,78
f-f	2,50	13,71	3,92	0,00	0,00	2,39	20,02
g-g	1,25	3,43	0,98	0,00	0,00	1,02	5,43

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,00	91,40	17,54	0,00	0,00	13,13	122,06	8,40	65,66	74,06
e-e	3,75	38,56	7,40	0,00	0,00	6,72	52,68	8,40	43,65	52,05
f-f	2,50	11,42	2,19	0,00	0,00	2,70	16,31	8,40	25,37	33,77
g-g	1,25	1,43	0,27	0,00	0,00	0,60	2,30	8,40	10,82	19,22

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	5,00	54,84	10,52	0,00	0,00	6,19	71,55
e-e	3,75	30,85	5,92	0,00	0,00	4,11	40,88
f-f	2,50	13,71	2,63	0,00	0,00	2,39	18,73
g-g	1,25	3,43	0,66	0,00	0,00	1,02	5,10

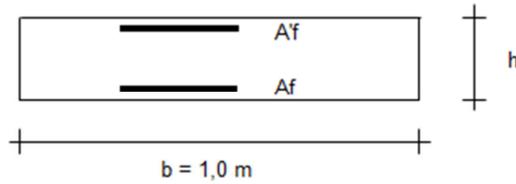
SCHEMA DELLE ARMATURE



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20		5	5,0	20	<input type="checkbox"/>
2	0,0	0		6	0,0	0	
3	5,0	20	<input type="checkbox"/>	7	5,0	20	<input type="checkbox"/>
4	6,0	20	<input type="checkbox"/>	8	3,0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	20	

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	27,25	0,00	0,80	15,71	34,56	439,88
b - b	-497,02	0,00	0,80	34,56	15,71	938,18
c - c	-198,36	0,00	0,80	18,85	15,71	523,34
d - d	351,31	77,15	0,80	25,13	15,71	716,09
e - e	214,64	54,10	0,68	25,13	15,71	582,01
f - f	122,40	34,96	0,55	25,13	15,71	451,62
g - g	63,05	19,73	0,43	15,71	15,71	212,32

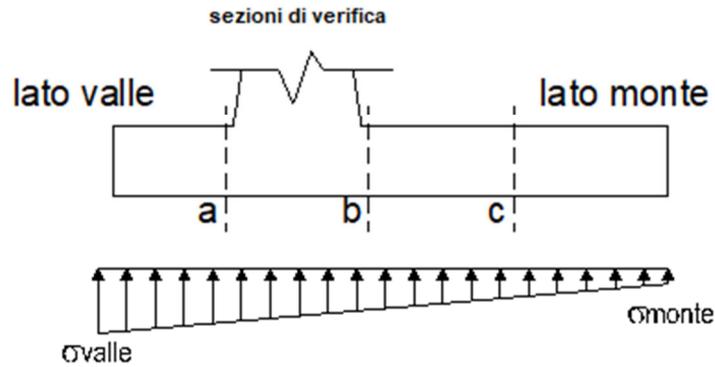
VERIFICA A TAGLIO

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	106,78	0,80	256,28
b - b	192,44	0,80	317,54
c - c	185,85	0,80	259,45
d - d	130,20	0,80	296,23
e - e	90,02	0,68	268,10
f - f	59,09	0,55	238,44
g - g	37,42	0,43	176,84

VERIFICA A FESSURAZIONE

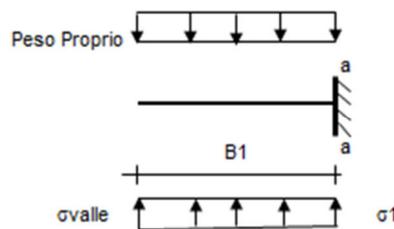
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	555,05	292,24	223,91	34,25
	555,05	292,24	223,91	34,25
Q.P.	544,04	226,83	200,13	52,91
	544,04	226,83	200,13	52,91



Mensola lato valle

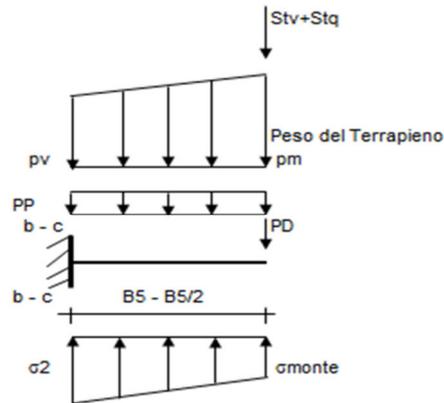
caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	223,91	201,86	24,57
	223,91	201,86	24,57
Q.P.	200,13	183,01	21,80
	200,13	183,01	21,80



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	34,25	166,57	-299,10	100,41	-132,39
	34,25	166,57	-389,10	100,41	-154,89
Q.P.	52,91	155,62	-226,51	104,27	-100,43
	52,91	155,62	-226,51	104,27	-100,43

RELAZIONE DI CALCOLO



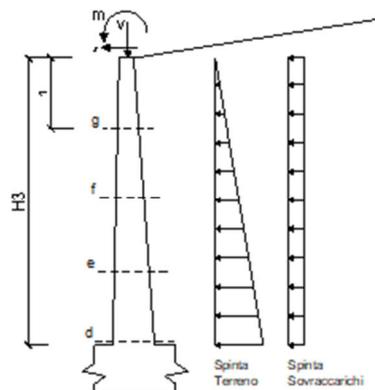
Azioni sul parameno verticale

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	5,00	91,40	57,72	150,00	299,12	8,40	68,75	77,15
e-e	3,75	38,56	32,47	118,75	189,78	8,40	45,70	54,10
f-f	2,50	11,42	14,43	87,50	113,36	8,40	26,56	34,96
g-g	1,25	1,43	3,61	56,25	61,29	8,40	11,33	19,73

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	5,00	91,40	0,00	0,00	91,40	8,40	68,75	77,15
e-e	3,75	38,56	0,00	0,00	38,56	8,40	45,70	54,10
f-f	2,50	11,42	0,00	0,00	11,42	8,40	26,56	34,96
g-g	1,25	1,43	0,00	0,00	1,43	8,40	11,33	19,73



RELAZIONE DI CALCOLO

Verifica

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	24,57	0,00	0,80	15,71	34,56	0,36	22,78	0,033	0,200
b - b	-389,10	0,00	0,80	34,56	15,71	4,67	168,75	0,176	0,200
c - c	-154,89	0,00	0,80	18,85	15,71	2,33	120,54	0,157	0,200
d - d	299,12	77,15	0,80	25,13	15,71	4,11	162,11	0,179	0,200
e - e	189,78	54,10	0,68	25,13	15,71	3,50	125,86	0,139	0,200
f - f	113,36	34,96	0,55	25,13	15,71	3,02	96,73	0,098	0,200
g - g	61,29	19,73	0,43	15,71	15,71	3,15	113,93	0,132	0,200

(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	21,80	0,00	0,80	15,71	34,56	0,32	20,22	0,030	0,200
b - b	-226,51	0,00	0,80	34,56	15,71	2,72	98,23	0,092	0,200
c - c	-100,43	0,00	0,80	18,85	15,71	1,51	78,16	0,102	0,200
d - d	91,40	77,15	0,80	25,13	15,71	1,29	40,10	0,044	0,200
e - e	38,56	54,10	0,68	25,13	15,71	0,74	18,07	0,019	0,200
f - f	11,42	34,96	0,55	25,13	15,71	0,32	4,55	0,004	0,200
g - g	1,43	19,73	0,43	15,71	15,71	0,08	-0,19	0,000	0,200

7.6.3 Verifiche tensionali

Condizione Statica

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	24,57	0,00	0,80	15,71	34,56	0,36	22,78
b - b	-389,10	0,00	0,80	34,56	15,71	4,67	168,75
c - c	-154,89	0,00	0,80	18,85	15,71	2,33	120,54
d - d	299,12	77,15	0,80	25,13	15,71	4,11	162,11
e - e	189,78	54,10	0,68	25,13	15,71	3,50	125,86
f - f	113,36	34,96	0,55	25,13	15,71	3,02	96,73
g - g	61,29	19,73	0,43	15,71	15,71	3,15	113,93

7.7 RISULTATI VERIFICHE MURO H=3.50M

7.7.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	26,25	26,25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	21,88	21,88
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	103,50	103,50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	151,63	151,63
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	159,60	159,60
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	1,39	1,39
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	16,63	16,63
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	177,62	177,62
- 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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	14,44	14,44
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	18,96	18,96
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	186,30	186,30
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	219,70	219,70
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	383,04	383,04
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	3,67	3,67
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	17,18	17,18
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	403,89	403,89
- 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)	13,65
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	6,82

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	15,99
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	7,99

- 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)	6,85
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	4,56
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	5,36
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	16,77

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,65
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0,85
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	8,38
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	9,89

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	41,66
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,89
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	5,21
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	47,76

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	17,24
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,18
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1,08
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	18,50

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	51,92	71,85
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	0,00	0,00
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	23,25	43,88

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	48,47	65,43	68,51
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)	21,71	29,30	41,84

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \text{sen} \delta$	(kN/m)	18,60	25,12	21,67
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \text{sen} \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \text{sen} \delta$	(kN/m)	8,33	11,25	13,23

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot k_p \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma \cdot H_2}{k_p \cdot H_2} \right) \cdot H_d$	(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)	75,94	102,52	107,34
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	66,98	90,42	78,01
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)	51,02	68,87	98,33
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	30,00	40,50	47,65
MSp =	$\gamma \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	25,00	25,00	37,50
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	116,25	116,25	174,38
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	4,62	4,62	4,16

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	374,01	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	119,74	(kN/m)
-----	-----------------	--------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\text{tg} \varphi_1'$	0,51	(-)
-----	------------------------	------	-----

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1,59	>	1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	691,04	(kNm/m)
------	--------------------	--------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	417,55	(kNm/m)
------	-------------------------------------	--------	---------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1,66	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

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)	374,01	374,01	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{th} + S_{qh} + f - S_p$	119,74	119,74	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	446,48	446,48	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	226,74	226,74	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_b \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B^* \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15,20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,61	0,61	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,39	2,39	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan(\varphi')$	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

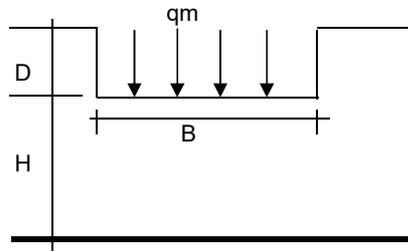
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,46	0,46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,42	0,42	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{m+1}$		0,31	0,31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	225,72	225,72	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1,44	>	1
		Nmax	1,44	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	364,58	(kN/m)
M	199,28	(kNm/m)
e=M/N	0,55	(m)
B*	2,51	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,80	(m)
D/B*	0,32	(m)
Hs/B*	5,74	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$qm = N / (B - 2*e) = N / B^* = 149,20 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0,947 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 1,17 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E = 0,05 \quad (\text{mm})$$

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)	51,92	51,92	65,32
Sst1 sism = $0,5 * \gamma' * (1+kv) * (H2+H3+H4+Hd)^2 * kas^+$	(kN/m)	13,86	13,86	16,06
Ssq1 perm = $qp * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs * (H2+H3+H4+Hd) * kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat*cos δ	(kN/m)	48,47	48,47	62,28
Sst1h sism = Sst1 sism*cos δ	(kN/m)	12,94	12,94	15,31
Ssq1h perm = Ssq1 perm*cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc*cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat*sen δ	(kN/m)	18,60	18,60	19,70
Sst1v sism = Sst1 sism*sen δ	(kN/m)	4,97	4,97	4,84
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

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	75,94	75,94	97,58
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	20,28	20,28	23,99
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} * B$	(kNm/m)	66,98	66,98	70,92
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} * B$	(kNm/m)	17,89	17,89	17,44
MSsq1 =	$Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 =	$Ssq1v * B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp =	$\gamma_1 * Hd^3 * kps^+ / 3 + (2 * c_1 * kps^{+0.5} + \gamma_1 * kps^+ * H2') * Hd^2 / 2$	(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)		4,62

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 376,03 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 91,04 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0,51 \quad (-)$$

$$Fs = (N * f + Sp) / T \quad 2,10 \quad > \quad 1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 628,21 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + Mpts \quad 69,36 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad 9,06 \quad > \quad 1$$

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)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp \quad 91,04 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 580,70 \quad 580,70 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)
 $M = X_c \cdot N - MM$ 96,16 96,16 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot 1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$$

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	15,20		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,26	0,26	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,09	3,09	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi')}$	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi')$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,57	0,57	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,54	0,54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\phi')))^{m+1}$		0,44	0,44	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario) 353,56 353,56 (kN/m²)

FS carico limite $F = q_{lim} \cdot B^* / N$ N_{min} **2,90** > **1**
 N_{max} **2,90** >

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
$Sst1_{stat} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	51,92	51,92	65,32
$Sst1_{sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} - Sst1_{stat}$	(kN/m)	9,30	9,30	10,32
$Ssq1_{perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1_{acc} = q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

RELAZIONE DI CALCOLO

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	48,47	48,47	62,28
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	8,68	8,68	9,84
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	18,60	18,60	19,70
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	3,33	3,33	3,11
Ssq1v perm= Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc= Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot kps \cdot H_2') \cdot Hd$	(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 stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	75,94	75,94	97,58
MSst1 sism= Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	13,61	13,61	15,41
MSst2 stat = Sst1v stat* B	(kNm/m)	66,98	66,98	70,92
MSst2 sism = Sst1v sism* B	(kNm/m)	12,00	12,00	11,20
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H_2') \cdot Hd^2 / 2$	(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)		4,62	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		344,77	(kN/m)	
--	--	--------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh		86,78	(kN/m)	
--	--	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f = tgφ1'		0,51	(-)	
-----------	--	------	-----	--

Fs = (N*f + Sp) / T		2,02	>	1
----------------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms = Mm + Mt + Mfext3		710,33	(kNm/m)	
-----------------------	--	--------	-----------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		205,90	(kNm/m)	
---	--	--------	-----------	--

$$Fr = Ms / Mr \quad 3,45 > 1$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	344,77	344,77	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	86,78		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	524,72	524,72	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	95,86	95,86	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$qlim = c'Nc*ic + q_0*Nq*iq + 0,5*\gamma_1*B*N_\gamma*i_\gamma$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd*H ²	sovraccarico stabilizzante	15,20		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,28	0,28	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3,04	3,04	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

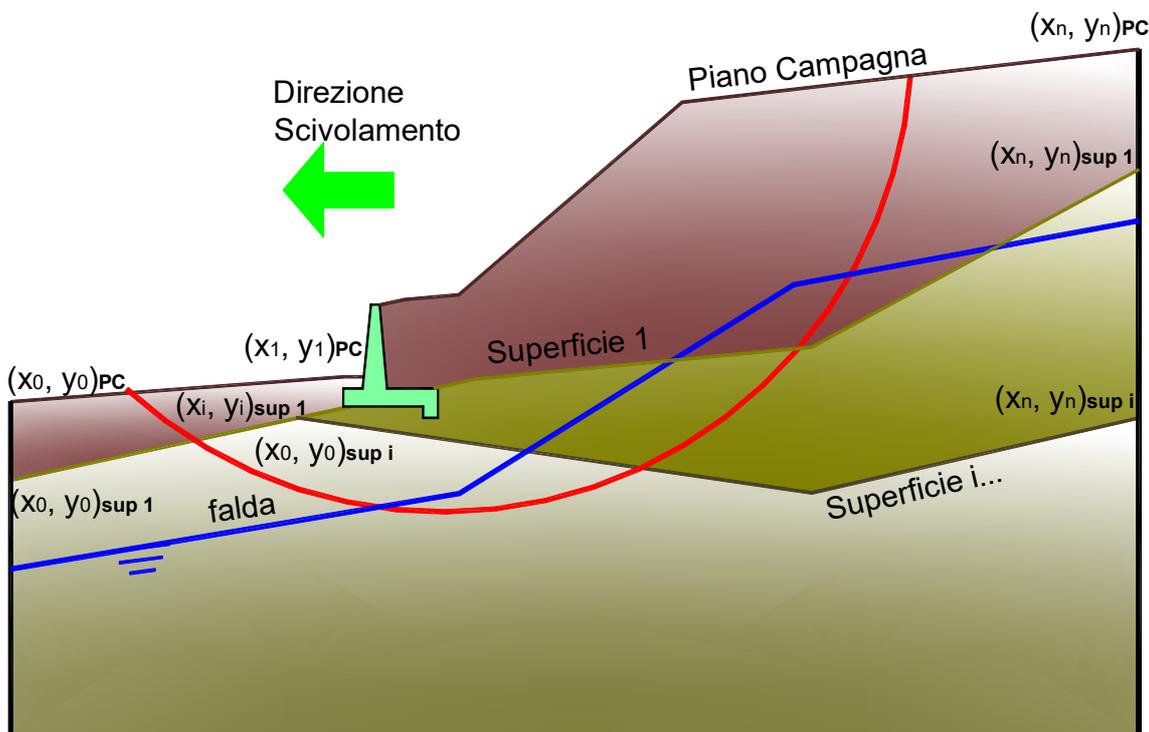
iq = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0,56	0,56	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,52	0,52	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'*cotgφ')) ^{m+1}		0,42	0,42	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	338,40	338,40	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	2,99	>	1
		Nmax	2,99	>	

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE



Limiti ricerca superfici

Xa	80
Xb	90
n1	20

Xc	110
Xd	120
n2	20

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	20

# superfici massimo	9261
----------------------------	------

RISULTATO VERIFICA

Nel seguente tabulato si riportano le superfici più significative

N. superficie	Xc (m)	Yc (m)	R (m)	Xv (m)	Xm (m)	FS (statico)	FS (sismico)
1	97,927	118,712	19,560	90,000	110,500	3,110	2,177
2	98,057	117,793	18,779	90,000	110,500	3,136	2,200
3	97,678	119,009	19,947	89,500	110,500	3,153	2,199
4	98,177	116,943	18,069	90,000	110,500	3,166	2,224
5	97,808	118,074	19,154	89,500	110,500	3,181	2,223
6	98,288	116,155	17,422	90,000	110,500	3,198	2,251
7	97,429	119,306	20,335	89,000	110,500	3,201	2,224
8	97,928	117,211	18,435	89,500	110,500	3,212	2,248
9	97,558	118,356	19,531	89,000	110,500	3,231	2,249

RELAZIONE DI CALCOLO

10	98,224	118,925	19,876	90,000	111,000	3,233	2,241
11	98,392	115,421	16,832	90,000	110,500	3,234	2,280
12	98,039	116,409	17,779	89,500	110,500	3,246	2,276
13	98,351	117,996	19,090	90,000	111,000	3,259	2,264
14	97,678	117,478	18,801	89,000	110,500	3,264	2,275
15	97,974	119,223	20,264	89,500	111,000	3,272	2,261
16	98,489	114,734	16,291	90,000	110,500	3,273	2,311
17	98,142	115,662	17,179	89,500	110,500	3,284	2,306
18	98,468	117,138	18,375	90,000	111,000	3,290	2,289
19	97,401	119,339	20,379	87,500	110,500	3,290	2,271
20	97,789	116,663	18,135	89,000	110,500	3,300	2,304
21	98,101	118,279	19,467	89,500	111,000	3,301	2,285
22	97,724	119,521	20,654	89,000	111,000	3,315	2,283
23	98,580	114,090	15,794	90,000	110,500	3,316	2,345
24	98,577	116,341	17,724	90,000	111,000	3,323	2,317
25	98,239	114,963	16,630	89,500	110,500	3,324	2,338
26	98,218	117,406	18,742	89,500	111,000	3,332	2,311
27	97,487	118,437	19,639	87,500	110,500	3,335	2,304
28	97,892	115,903	17,527	89,000	110,500	3,339	2,335
29	97,850	118,562	19,845	89,000	111,000	3,345	2,308
30	98,519	119,140	20,194	90,000	111,500	3,356	2,305
31	98,679	115,598	17,129	90,000	111,000	3,360	2,347
32	98,666	113,483	15,336	90,000	110,500	3,362	2,381
33	98,327	116,596	18,081	89,500	111,000	3,367	2,339
34	98,330	114,307	16,125	89,500	110,500	3,369	2,373
35	97,967	117,675	19,110	89,000	111,000	3,378	2,334
36	97,989	115,192	16,969	89,000	110,500	3,382	2,368
37	97,567	117,597	18,963	87,500	110,500	3,382	2,338
38	98,643	118,202	19,403	90,000	111,500	3,383	2,328
39	98,269	119,439	20,584	89,500	111,500	3,395	2,324
40	98,774	114,903	16,583	90,000	111,000	3,400	2,379
41	98,428	115,840	17,477	89,500	111,000	3,406	2,370
42	97,683	119,570	20,718	87,500	111,000	3,409	2,332
43	98,747	112,911	14,915	90,000	110,500	3,411	2,419
44	98,758	117,334	18,684	90,000	111,500	3,415	2,354
45	98,076	116,851	18,439	89,000	111,000	3,415	2,364
46	98,416	113,690	15,660	89,500	110,500	3,416	2,410
47	98,392	118,486	19,782	89,500	111,500	3,424	2,348
48	98,080	114,525	16,457	89,000	110,500	3,428	2,403
49	97,643	116,812	18,344	87,500	110,500	3,433	2,374
50	98,017	119,738	20,975	89,000	111,500	3,435	2,343

RELAZIONE DI CALCOLO

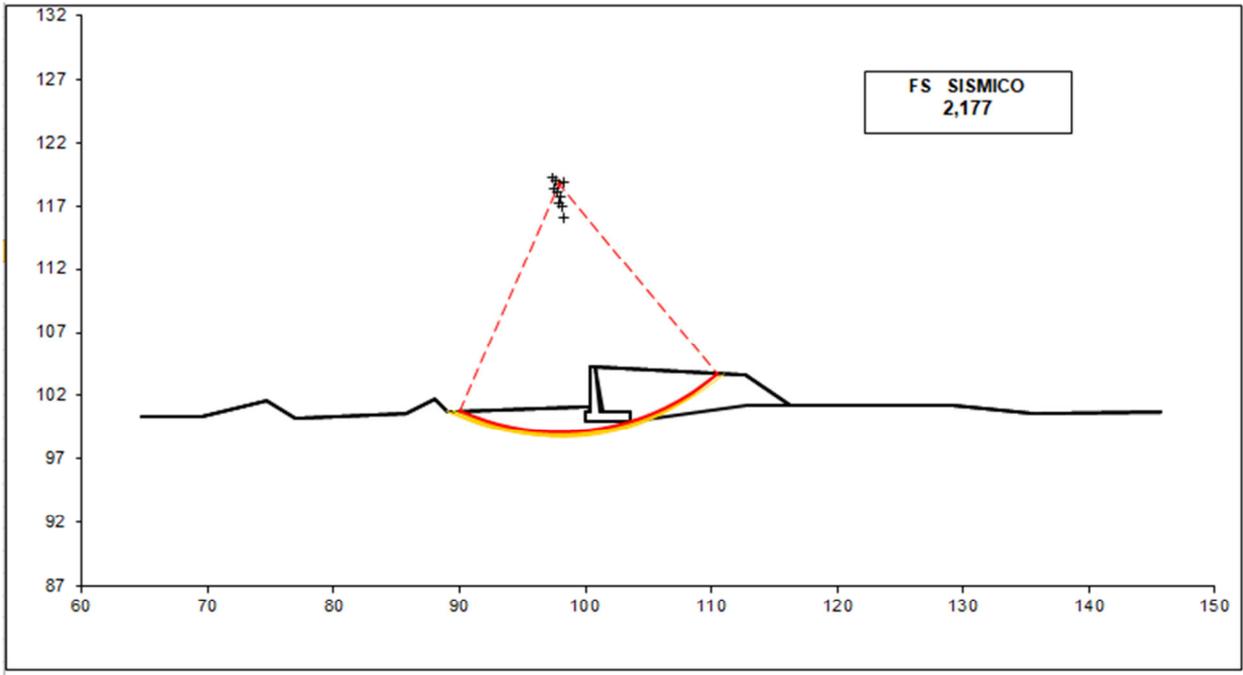
51	98,863	114,250	16,082	90,000	111,000	3,444	2,413
52	98,523	115,132	16,923	89,500	111,000	3,448	2,403
53	98,864	116,528	18,028	90,000	111,500	3,449	2,382
54	97,767	118,656	19,970	87,500	111,000	3,454	2,364
55	98,177	116,082	17,826	89,000	111,000	3,455	2,395
56	98,507	117,604	19,052	89,500	111,500	3,456	2,375
57	98,824	112,368	14,525	90,000	110,500	3,464	2,460
58	98,141	118,770	20,161	89,000	111,500	3,465	2,369
59	98,497	113,106	15,232	89,500	110,500	3,468	2,449
60	98,166	113,896	15,985	89,000	110,500	3,478	2,441
61	98,813	119,357	20,516	90,000	112,000	3,486	2,370
62	97,713	116,077	17,776	87,500	110,500	3,487	2,413
63	98,963	115,776	17,428	90,000	111,500	3,487	2,413
64	98,947	113,635	15,621	90,000	111,000	3,491	2,450
65	98,613	116,784	18,386	89,500	111,500	3,492	2,404
66	98,612	114,468	16,414	89,500	111,000	3,493	2,439
67	98,272	115,362	17,263	89,000	111,000	3,499	2,429
68	98,255	117,873	19,420	89,000	111,500	3,499	2,396
69	97,846	117,805	19,288	87,500	111,000	3,501	2,398
70	96,916	119,918	21,134	87,000	110,500	3,503	2,379
71	98,934	118,410	19,719	90,000	112,000	3,514	2,394
72	98,561	119,657	20,907	89,500	112,000	3,519	2,386
74	98,574	112,553	14,836	89,500	110,500	3,522	2,491
75	99,056	115,072	16,878	90,000	111,500	3,528	2,446
76	98,247	113,302	15,550	89,000	110,500	3,531	2,482
77	97,964	119,801	21,058	87,500	111,500	3,532	2,393
78	98,712	116,019	17,777	89,500	111,500	3,532	2,435
79	98,362	117,040	18,745	89,000	111,500	3,537	2,426
80	98,696	113,842	15,946	89,500	111,000	3,542	2,476
81	99,026	113,054	15,195	90,000	111,000	3,543	2,490
82	97,779	115,385	17,254	87,500	110,500	3,544	2,454
83	98,361	114,686	16,747	89,000	111,000	3,546	2,465
84	99,046	117,532	18,994	90,000	112,000	3,546	2,420
85	97,015	118,970	20,351	87,000	110,500	3,547	2,410
86	98,682	118,694	20,099	89,500	112,000	3,548	2,411
87	97,919	117,010	18,662	87,500	111,000	3,552	2,435
88	98,309	119,957	21,299	89,000	112,000	3,555	2,403
89	99,144	114,411	16,372	90,000	111,500	3,574	2,481
90	98,805	115,303	17,218	89,500	111,500	3,575	2,469
91	98,047	118,876	20,303	87,500	111,500	3,576	2,425
92	98,461	116,262	18,127	89,000	111,500	3,578	2,458

RELAZIONE DI CALCOLO

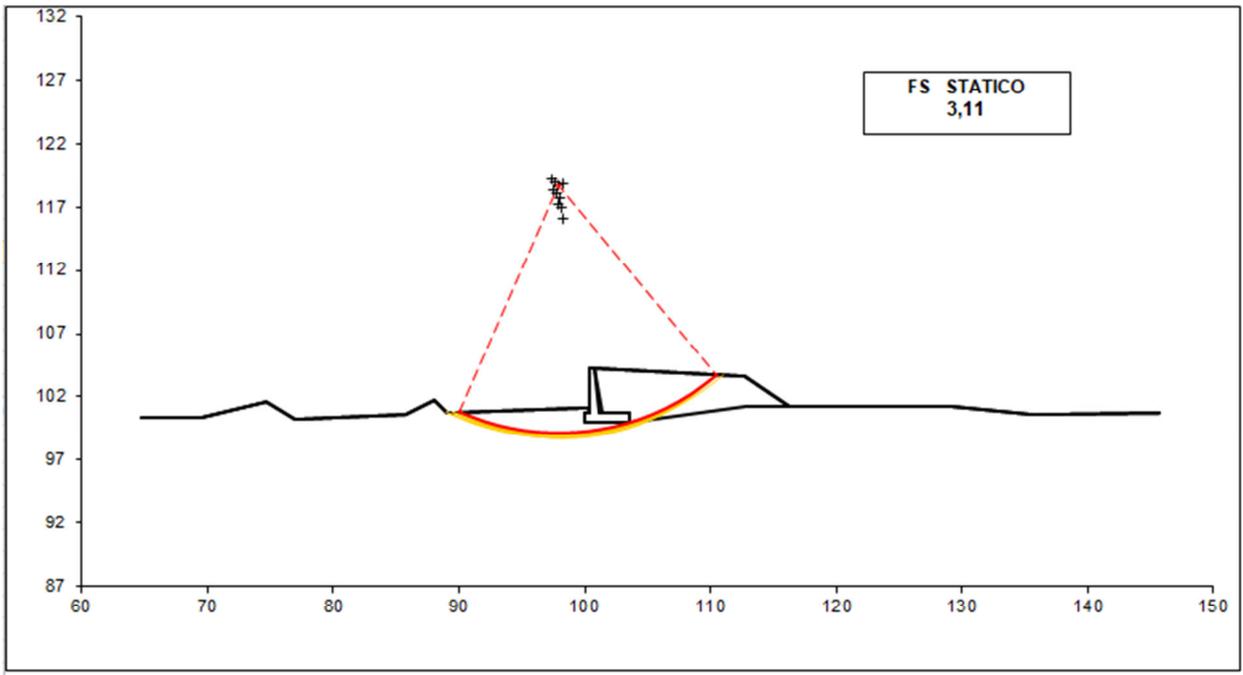
95	99,150	116,717	18,333	90,000	112,000	3,582	2,449
96	98,794	117,802	19,364	89,500	112,000	3,582	2,438
97	98,430	118,979	20,479	89,000	112,000	3,586	2,429
99	97,108	118,089	19,636	87,000	110,500	3,593	2,444
103	97,842	114,732	16,772	87,500	110,500	3,604	2,497
104	99,105	119,576	20,839	90,000	112,500	3,605	2,429
105	97,988	116,264	18,088	87,500	111,000	3,606	2,474
106	97,200	120,145	21,468	87,000	111,000	3,610	2,431
107	98,898	116,973	18,693	89,500	112,000	3,619	2,468
108	99,247	115,956	17,728	90,000	112,000	3,621	2,481
109	98,542	118,073	19,733	89,000	112,000	3,621	2,457
112	98,554	115,533	17,560	89,000	111,500	3,623	2,493
113	98,124	118,014	19,613	87,500	111,500	3,624	2,460
114	99,223	118,619	20,037	90,000	112,500	3,634	2,453
115	98,852	119,876	21,232	89,500	112,500	3,635	2,443
117	97,194	117,268	18,983	87,000	110,500	3,644	2,481
122	97,298	119,186	20,679	87,000	111,000	3,654	2,463
123	98,245	120,034	21,400	87,500	112,000	3,654	2,453
125	98,995	116,199	18,078	89,500	112,000	3,659	2,500
126	98,646	117,230	19,052	89,000	112,000	3,659	2,488
129	98,971	118,904	20,418	89,500	112,500	3,665	2,468
130	99,333	117,732	19,307	90,000	112,500	3,667	2,481
132	98,600	120,177	21,625	89,000	112,500	3,668	2,458
133	96,423	120,505	21,900	86,500	110,500	3,669	2,459
136	98,196	117,209	18,982	87,500	111,500	3,675	2,496
139	98,325	119,097	20,637	87,500	112,000	3,698	2,485
140	99,080	118,003	19,677	89,500	112,500	3,699	2,496
141	98,718	119,189	20,799	89,000	112,500	3,699	2,485
142	97,389	118,295	19,958	87,000	111,000	3,700	2,497
150	96,537	119,511	21,073	86,500	110,500	3,712	2,490
156	97,484	120,373	21,805	87,000	111,500	3,725	2,486

#strisce	# Superfici Calcolate	FS Bishop
30	8110	STATICO 3,110 SISMICO 2,177

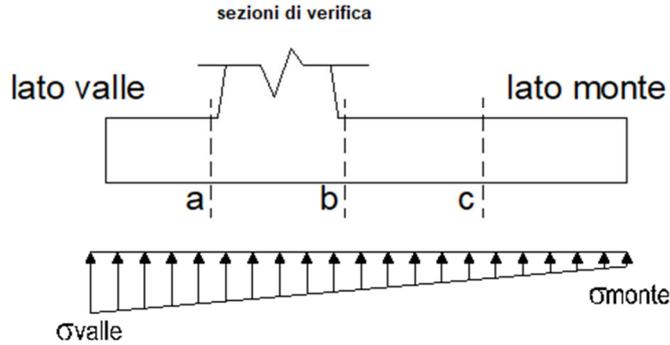
Condizione sismica



Condizione statica



7.7.2 Verifiche strutturali



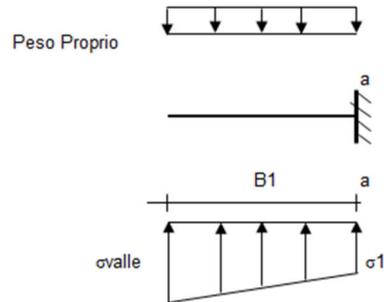
Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	374,01	226,74	208,87	0,00
	374,01	226,74	208,87	0,00
sisma+	376,03	96,16	148,97	59,94
	376,03	96,16	148,97	59,94
sisma-	344,77	95,86	140,15	51,39
	344,77	95,86	140,15	51,39

Mensola lato valle

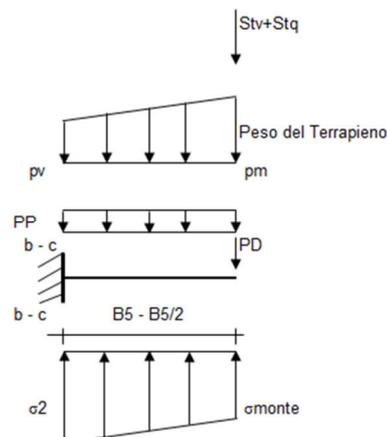
caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	208,87	185,54	14,49	70,88
	208,87	185,54	14,49	70,88
sisma+	148,97	139,08	9,98	52,22
	148,97	139,08	10,05	52,22
sisma-	140,15	130,28	9,42	48,68
	140,15	130,28	9,35	48,68

RELAZIONE DI CALCOLO

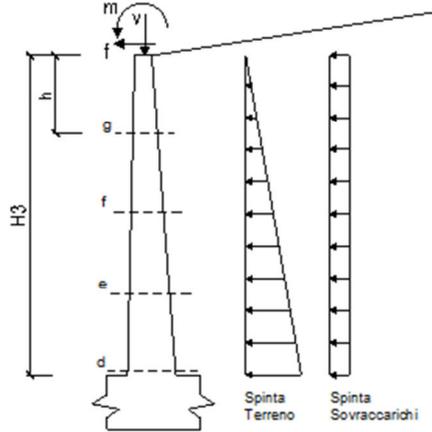


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0,00	138,88	-207,15	-79,96	68,90	-90,49	-100,47
	0,00	138,88	-284,91	-144,76	68,90	-109,93	-132,87
sisma+	59,94	119,29	-89,40	-26,85	89,61	-43,72	-43,27
	59,94	119,29	-89,40	-26,85	89,61	-43,72	-43,27
sisma-	51,39	110,56	-87,67	-27,15	80,98	-42,27	-42,52
	51,39	110,56	-87,67	-27,15	80,98	-42,27	-42,52



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



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	3,50	42,32	38,18	112,50	193,01	8,40	48,13	56,53
e-e	2,63	17,85	21,48	90,63	129,96	8,40	31,99	40,39
f-f	1,75	5,29	9,55	68,75	83,59	8,40	18,59	26,99
g-g	0,88	0,66	2,39	46,88	49,92	8,40	7,93	16,33

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	36,28	21,82	25,00	83,09
e-e	2,63	20,40	16,36	25,00	61,77
f-f	1,75	9,07	10,91	25,00	44,98
g-g	0,88	2,27	5,45	25,00	32,72

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	31,35	8,97	0,00	0,00	6,43	46,75	8,40	50,29	58,69
e-e	2,63	13,23	3,78	0,00	0,00	3,29	20,30	8,40	33,43	41,83
f-f	1,75	3,92	1,12	0,00	0,00	1,32	6,36	8,40	19,43	27,83
g-g	0,88	0,49	0,14	0,00	0,00	0,29	0,92	8,40	8,29	16,69

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	26,87	7,69	0,00	0,00	4,33	38,89
e-e	2,63	15,11	4,32	0,00	0,00	2,88	22,32
f-f	1,75	6,72	1,92	0,00	0,00	1,67	10,31

RELAZIONE DI CALCOLO

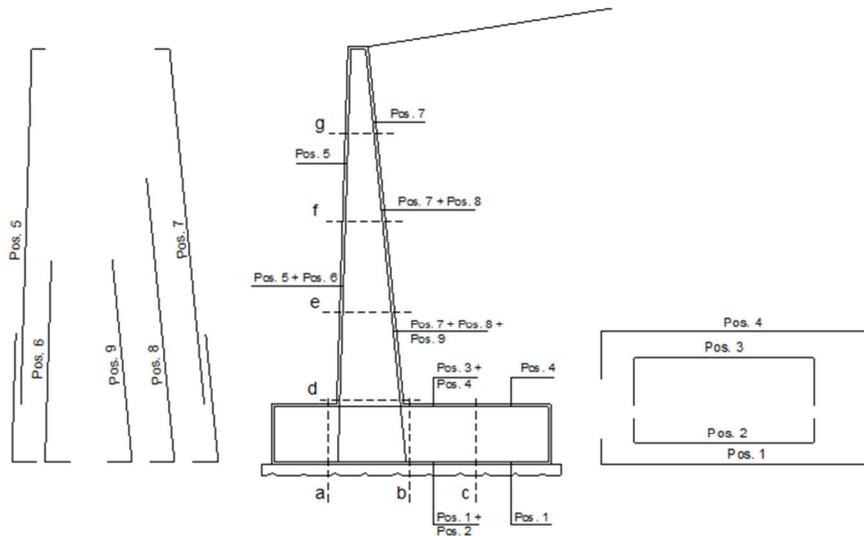
g-g | 0,88 | 1,68 | 0,48 | 0,00 | 0,00 | 0,71 | 2,87 |

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	31,35	6,02	0,00	0,00	6,43	43,80	8,40	45,96	54,36
e-e	2,63	13,23	2,54	0,00	0,00	3,29	19,06	8,40	30,55	38,95
f-f	1,75	3,92	0,75	0,00	0,00	1,32	5,99	8,40	17,76	26,16
g-g	0,88	0,49	0,09	0,00	0,00	0,29	0,88	8,40	7,57	15,97

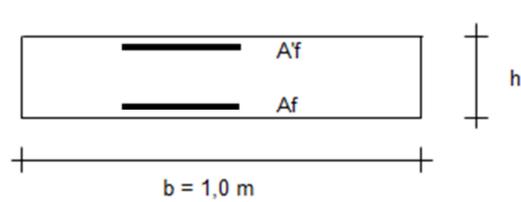
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3,50	26,87	5,16	0,00	0,00	4,33	36,36
e-e	2,63	15,11	2,90	0,00	0,00	2,88	20,89
f-f	1,75	6,72	1,29	0,00	0,00	1,67	9,68
g-g	0,88	1,68	0,32	0,00	0,00	0,71	2,72

SCHEMA DELLE ARMATURE



pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	20		5	5,0	20	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	3,0	20	<input type="checkbox"/>	7	5,0	20	
4	5,0	20		8	2,0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	14,49	0,00	0,80	15,71	25,13	442,99
b - b	-284,91	0,00	0,80	25,13	15,71	693,49
c - c	-109,93	0,00	0,80	15,71	15,71	442,77
d - d	193,01	56,53	0,80	21,99	15,71	629,34
e - e	129,96	40,39	0,68	21,99	15,71	513,75
f - f	83,59	26,99	0,55	21,99	15,71	400,76
g - g	49,92	16,33	0,43	15,71	15,71	214,81

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

VERIFICA A TAGLIO

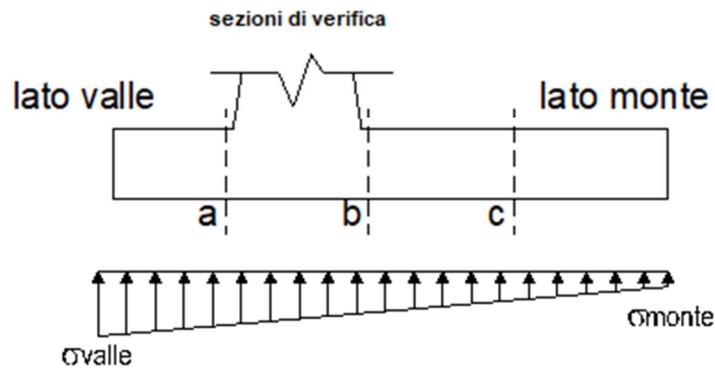
Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	70,88	0,80	273,98
b - b	144,76	0,80	298,56
c - c	132,87	0,80	273,98
d - d	83,09	0,80	293,38
e - e	61,77	0,68	266,23
f - f	44,98	0,55	237,38
g - g	32,72	0,43	184,34

Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

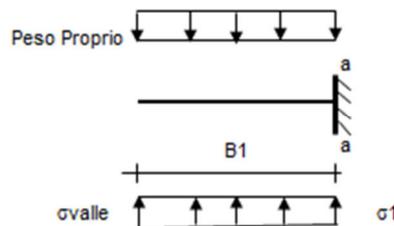
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	364,58	199,28	193,53	9,02
	364,58	199,28	193,53	9,02
Q.P.	356,25	163,26	174,54	23,38
	356,25	163,26	174,54	23,38



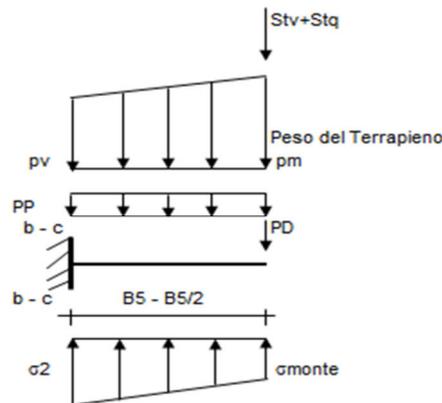
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	193,53	173,03	13,34
	193,53	173,03	13,34
Q.P.	174,54	157,74	11,92
	174,54	157,74	11,92



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	9,02	132,03	-171,72	70,52	-73,95
	9,02	132,03	-229,32	70,52	-88,35
Q.P.	23,38	124,15	-131,71	73,76	-56,28
	23,38	124,15	-131,71	73,76	-56,28



Azioni sul parameno verticale

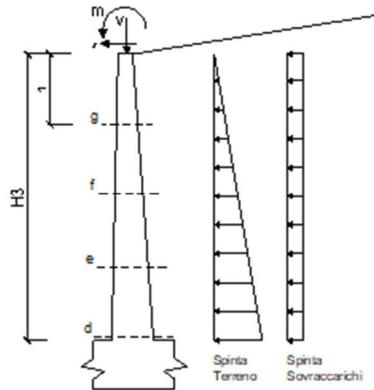
condizione Frequente

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	3,50	31,35	28,28	112,50	172,13	8,40	48,13	56,53
e-e	2,63	13,23	15,91	90,63	119,76	8,40	31,99	40,39
f-f	1,75	3,92	7,07	68,75	79,74	8,40	18,59	26,99
g-g	0,88	0,49	1,77	46,88	49,13	8,40	7,93	16,33

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	3,50	31,35	0,00	0,00	31,35	8,40	48,13	56,53
e-e	2,63	13,23	0,00	0,00	13,23	8,40	31,99	40,39
f-f	1,75	3,92	0,00	0,00	3,92	8,40	18,59	26,99
g-g	0,88	0,49	0,00	0,00	0,49	8,40	7,93	16,33

RELAZIONE DI CALCOLO



Verifica

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	13,34	0,00	0,80	15,71	25,13	0,20	12,37	0,018	0,200
b - b	-229,32	0,00	0,80	25,13	15,71	3,09	135,11	0,149	0,200
c - c	-88,35	0,00	0,80	15,71	15,71	1,43	82,06	0,120	0,200
d - d	172,13	56,53	0,80	21,99	15,71	2,49	103,47	0,123	0,200
e - e	119,76	40,39	0,68	21,99	15,71	2,33	88,92	0,106	0,200
f - f	79,74	26,99	0,55	21,99	15,71	2,23	76,76	0,084	0,200
g - g	49,13	16,33	0,43	15,71	15,71	2,53	91,18	0,106	0,200

(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	11,92	0,00	0,80	15,71	25,13	0,18	11,06	0,016	0,200
b - b	-131,71	0,00	0,80	25,13	15,71	1,77	77,60	0,086	0,200
c - c	-56,28	0,00	0,80	15,71	15,71	0,91	52,27	0,077	0,200
d - d	31,35	56,53	0,80	21,99	15,71	0,46	10,05	0,012	0,200
e - e	13,23	40,39	0,68	21,99	15,71	0,26	3,41	0,003	0,200
f - f	3,92	26,99	0,55	21,99	15,71	0,12	0,23	0,000	0,200
g - g	0,49	16,33	0,43	15,71	15,71	0,00	-	-	0,200

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

7.7.3 Verifiche tensionali

Condizione Statica							
Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ ^c	σ ^f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	13,34	0,00	0,80	15,71	25,13	0,20	12,37
b - b	-229,32	0,00	0,80	25,13	15,71	3,09	135,11
c - c	-88,35	0,00	0,80	15,71	15,71	1,43	82,06
d - d	172,13	56,53	0,80	21,99	15,71	2,49	103,47
e - e	119,76	40,39	0,68	21,99	15,71	2,33	88,92
f - f	79,74	26,99	0,55	21,99	15,71	2,23	76,76
g - g	49,13	16,33	0,43	15,71	15,71	2,53	91,18

7.8 RISULTATI VERIFICHE MURO H=2.5M

7.8.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18,75	18,75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	12,50	12,50
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	89,13	89,13
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	120,38	120,38
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	95,00	95,00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0,96	0,96
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	9,50	9,50
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	105,46	105,46
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	10,31	10,31
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	10,42	10,42
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	138,14	138,14
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	158,87	158,87
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	199,50	199,50
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	2,20	2,20
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	9,18	9,18
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	210,88	210,88
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		10,83
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		5,42
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		9,49
Ptstv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4,75

RELAZIONE DI CALCOLO

- 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)	4,05
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	2,23
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	4,61
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	10,89

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,46
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0,47
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	6,22
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	7,15

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	20,52
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,48
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	2,41
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	23,41

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	8,98
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,10
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,56
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	9,64

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	32,02	43,23	44,32
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)	18,26	24,65	34,47

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	29,90	40,36	42,26
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)	17,05	23,02	32,86

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	11,48	15,49	13,37
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)	6,54	8,83	10,39

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(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)	36,79	49,67	52,00
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	35,58	48,03	41,44
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)	31,47	42,49	60,66
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	20,29	27,39	32,22
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	25,00	25,00	37,50
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	91,25	91,25	136,88
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	4,62	4,62	4,16

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)					
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$		258,56	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)					
T =	$Sth + Sqh + f$		88,38	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)					
f =	$tg \phi_1'$		0,51	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T		1,49	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)					
Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$		410,60	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)					
Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$		287,04	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr		1,43	>	1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr \text{ acc})$	258,56	258,56	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f - Sp$	88,38	88,38	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	241,38	241,38	(kNm/m)

RELAZIONE DI CALCOLO

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)
 $M = X_c \cdot N - MM$ 159,38 159,38 (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	(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00	(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19,00	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,62	0,62 (m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1,87	1,87 (m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot \sigma'_{\pi} \cdot \tan(\varphi')$	(1 in cond. nd)	13,20	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi')$	(0 in cond. nd)	14,47	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0,43	0,43 (-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,39	0,39 (-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0,29	0,29 (-)

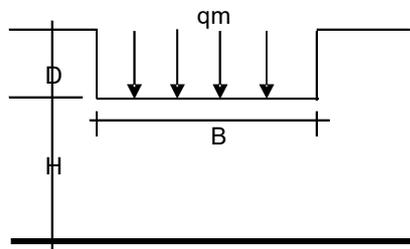
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario) 203,01 203,01 (kN/m²)

FS carico limite $F = q_{lim} \cdot B^* / N$

N_{min}	1,47	>	1
N_{max}	1,47	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	252,25	(kN/m)
M	145,27	(kNm/m)
$e = M / N$	0,58	(m)
B^*	1,95	(m)

RELAZIONE DI CALCOLO

Profondità Piano di Posa della Fondazione	D =	1,00	(m)
	D/B* =	0,51	(m)
	Hs/B* =	7,39	(m)
Carico unitario medio (qm)	$qm = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^*$	132,71	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,938	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	1,40	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 * \mu_1 * qm * B^* / E =$	0,04	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	32,02	32,02	40,29
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* (1 + k_v) (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	8,55	8,55	9,91
Ssq1 perm = $q_p (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $q_s (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * $\cos \delta$	(kN/m)	29,90	29,90	38,42
Sst1h sism = Sst1 sism * $\cos \delta$	(kN/m)	7,98	7,98	9,45
Ssq1h perm = Ssq1 perm * $\cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * $\cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * $\sin \delta$	(kN/m)	11,48	11,48	12,15
Sst1v sism = Sst1 sism * $\sin \delta$	(kN/m)	3,06	3,06	2,99
Ssq1v perm = Ssq1 perm * $\sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * $\sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' (1 + k_v) H_d^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' (1 + k_v) k_{ps}^{+2} H_2') \cdot H_d$	(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 * $((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	36,79	36,79	47,28
MSst1 sism = Sst1h sism * $((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	9,83	9,83	11,62
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	35,58	35,58	37,67
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	9,50	9,50	9,26
MSsq1 = Ssq1h * $((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^{+2} H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(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)	4,62

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	258,93	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	58,21	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f =	tgφ1'	0,51	(-)
Fs =	(N*f + Sp) / T	2,27	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	374,37	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	29,48	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr	12,70	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)			
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	Nmin 258,93	Nmax 258,93 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	58,21	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM =	ΣM	355,32	355,32 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M =	Xc*N - MM	46,03	46,03 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

RELAZIONE DI CALCOLO

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
q ₀ = γd*H2'	sovraccarico stabilizzante	19,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,18	0,18	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,74	2,74	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ'/2) * e ^{π*tg(φ')}	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
N _γ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0,60	0,60	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,57	0,57	(-)
i _γ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ')) ^{m+1}		0,47	0,47	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	377,33	377,33	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B* / N	Nmin	4,00	>	1
		Nmax	4,00	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = 0,5*γ*(H2+H3+H4+Hd)*ka	(kN/m)	32,02	32,02	40,29
Sst1 sism = 0,5*γ*(1-kv)*(H2+H3+H4+Hd)*kas - Sst1 stat	(kN/m)	5,74	5,74	6,36
Ssq1 perm = qp*(H2+H3+H4+Hd)*kas	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat*cosδ	(kN/m)	29,90	29,90	38,42
Sst1h sism = Sst1 sism*cosδ	(kN/m)	5,36	5,36	6,07
Ssq1h perm = Ssq1 perm*cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc*cosδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat*senδ	(kN/m)	11,48	11,48	12,15
Sst1v sism = Sst1 sism*senδ	(kN/m)	2,06	2,06	1,92
Ssq1v perm = Ssq1 perm*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1v acc = Ssq1 acc*senδ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1' \cdot (1 - kv) \cdot kps \cdot H_2') \cdot Hd \quad (\text{kN/m}) \quad 0,00 \quad 0,00 \quad 0,00$$

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)	36,79	36,79	47,28
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	6,59	6,59	7,47
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	35,58	35,58	37,67
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	6,37	6,37	5,95
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{0.5} + \gamma_1' \cdot kps \cdot H_2') \cdot Hd^2 / 2$	(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)	4,62

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 237,60 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad 55,58 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0,51 \quad (-)$$

$$Fs = (N \cdot f + Sp) / T \quad \mathbf{2,18} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad 417,99 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSp + MP_s + Mpt_s \quad 105,83 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \mathbf{3,95} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

RELAZIONE DI CALCOLO

Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$	55,58		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	321,85	321,85	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = Xc * N - MM$	46,43	46,43	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	19,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,20	0,20	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,71	2,71	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	23,94		(-)
$Ny = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

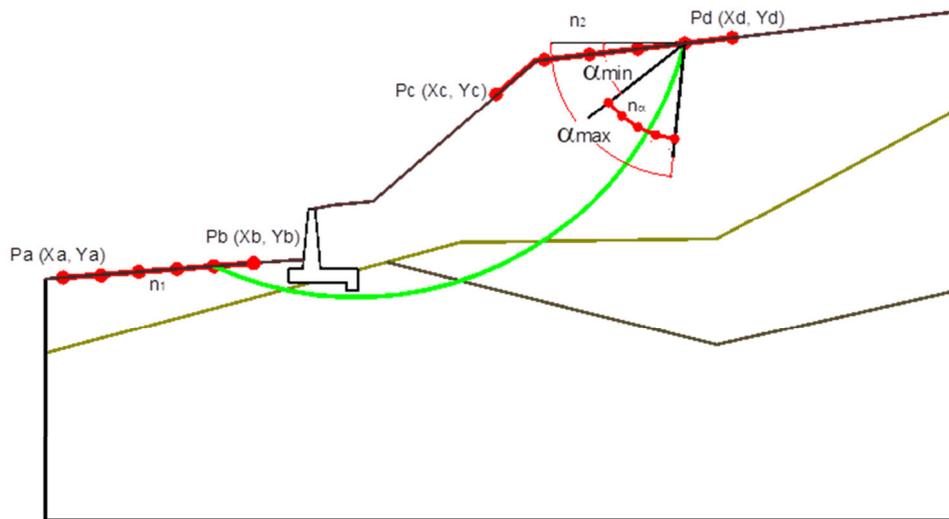
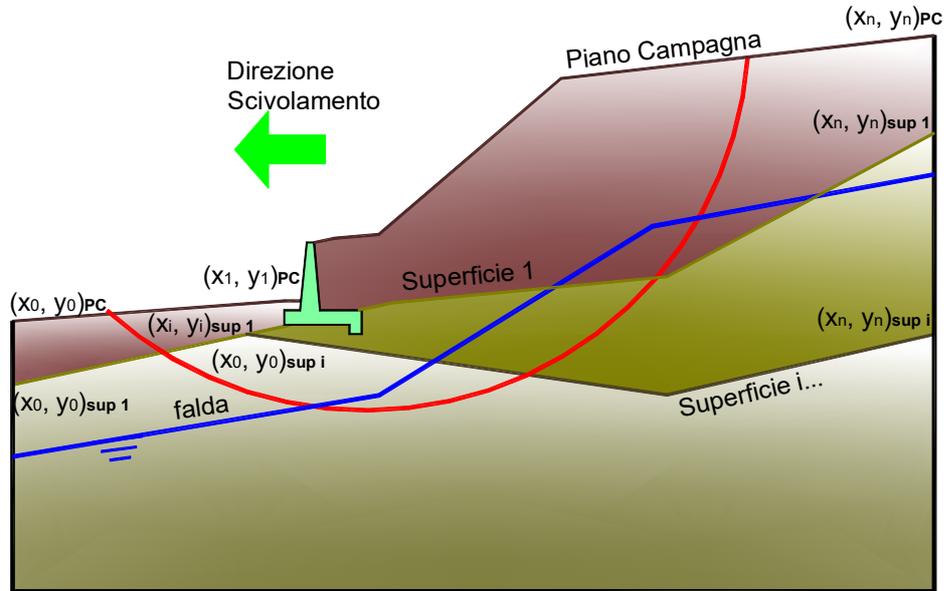
$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,59	0,59	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0,55	0,55	(-)
$iy = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0,45	0,45	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	363,08	363,08	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	4,14	>	1
		N_{max}	4,14	>	

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE



Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	85
n1	10

Xc	105
Xd	115
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	1331
----------------------------	-------------

RISULTATO VERIFICA

#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop
1039	STATICO 5,145
	SISMICO 3,086

Nel seguente tabulato si riportano le superfici più significative.

N. superficie	Xc (m)	Yc (m)	R (m)	Xv (m)	Xm (m)	FS (statico)	FS (sismico)
1	97,927	118,712	19,560	90,000	110,500	3,110	2,177
2	98,057	117,793	18,779	90,000	110,500	3,136	2,200
3	97,678	119,009	19,947	89,500	110,500	3,153	2,199
4	98,177	116,943	18,069	90,000	110,500	3,166	2,224
5	97,808	118,074	19,154	89,500	110,500	3,181	2,223
6	98,288	116,155	17,422	90,000	110,500	3,198	2,251
7	97,429	119,306	20,335	89,000	110,500	3,201	2,224
8	97,928	117,211	18,435	89,500	110,500	3,212	2,248
9	97,558	118,356	19,531	89,000	110,500	3,231	2,249
10	98,224	118,925	19,876	90,000	111,000	3,233	2,241
11	98,392	115,421	16,832	90,000	110,500	3,234	2,280
12	98,039	116,409	17,779	89,500	110,500	3,246	2,276
13	98,351	117,996	19,090	90,000	111,000	3,259	2,264
14	97,678	117,478	18,801	89,000	110,500	3,264	2,275
15	97,974	119,223	20,264	89,500	111,000	3,272	2,261
16	98,489	114,734	16,291	90,000	110,500	3,273	2,311
17	98,142	115,662	17,179	89,500	110,500	3,284	2,306
18	98,468	117,138	18,375	90,000	111,000	3,290	2,289
19	97,401	119,339	20,379	87,500	110,500	3,290	2,271
20	97,789	116,663	18,135	89,000	110,500	3,300	2,304
21	98,101	118,279	19,467	89,500	111,000	3,301	2,285
22	97,724	119,521	20,654	89,000	111,000	3,315	2,283
23	98,580	114,090	15,794	90,000	110,500	3,316	2,345
24	98,577	116,341	17,724	90,000	111,000	3,323	2,317
25	98,239	114,963	16,630	89,500	110,500	3,324	2,338
26	98,218	117,406	18,742	89,500	111,000	3,332	2,311
27	97,487	118,437	19,639	87,500	110,500	3,335	2,304
28	97,892	115,903	17,527	89,000	110,500	3,339	2,335

RELAZIONE DI CALCOLO

29	97,850	118,562	19,845	89,000	111,000	3,345	2,308
30	98,519	119,140	20,194	90,000	111,500	3,356	2,305
31	98,679	115,598	17,129	90,000	111,000	3,360	2,347
32	98,666	113,483	15,336	90,000	110,500	3,362	2,381
33	98,327	116,596	18,081	89,500	111,000	3,367	2,339
34	98,330	114,307	16,125	89,500	110,500	3,369	2,373
35	97,967	117,675	19,110	89,000	111,000	3,378	2,334
36	97,989	115,192	16,969	89,000	110,500	3,382	2,368
37	97,567	117,597	18,963	87,500	110,500	3,382	2,338
38	98,643	118,202	19,403	90,000	111,500	3,383	2,328
39	98,269	119,439	20,584	89,500	111,500	3,395	2,324
40	98,774	114,903	16,583	90,000	111,000	3,400	2,379
41	98,428	115,840	17,477	89,500	111,000	3,406	2,370
42	97,683	119,570	20,718	87,500	111,000	3,409	2,332
43	98,747	112,911	14,915	90,000	110,500	3,411	2,419
44	98,758	117,334	18,684	90,000	111,500	3,415	2,354
45	98,076	116,851	18,439	89,000	111,000	3,415	2,364
46	98,416	113,690	15,660	89,500	110,500	3,416	2,410
47	98,392	118,486	19,782	89,500	111,500	3,424	2,348
48	98,080	114,525	16,457	89,000	110,500	3,428	2,403
49	97,643	116,812	18,344	87,500	110,500	3,433	2,374
50	98,017	119,738	20,975	89,000	111,500	3,435	2,343
51	98,863	114,250	16,082	90,000	111,000	3,444	2,413
52	98,523	115,132	16,923	89,500	111,000	3,448	2,403
53	98,864	116,528	18,028	90,000	111,500	3,449	2,382
54	97,767	118,656	19,970	87,500	111,000	3,454	2,364
55	98,177	116,082	17,826	89,000	111,000	3,455	2,395
56	98,507	117,604	19,052	89,500	111,500	3,456	2,375
57	98,824	112,368	14,525	90,000	110,500	3,464	2,460
58	98,141	118,770	20,161	89,000	111,500	3,465	2,369
59	98,497	113,106	15,232	89,500	110,500	3,468	2,449
60	98,166	113,896	15,985	89,000	110,500	3,478	2,441
61	98,813	119,357	20,516	90,000	112,000	3,486	2,370
62	97,713	116,077	17,776	87,500	110,500	3,487	2,413
63	98,963	115,776	17,428	90,000	111,500	3,487	2,413
64	98,947	113,635	15,621	90,000	111,000	3,491	2,450
65	98,613	116,784	18,386	89,500	111,500	3,492	2,404
66	98,612	114,468	16,414	89,500	111,000	3,493	2,439
67	98,272	115,362	17,263	89,000	111,000	3,499	2,429
68	98,255	117,873	19,420	89,000	111,500	3,499	2,396
69	97,846	117,805	19,288	87,500	111,000	3,501	2,398

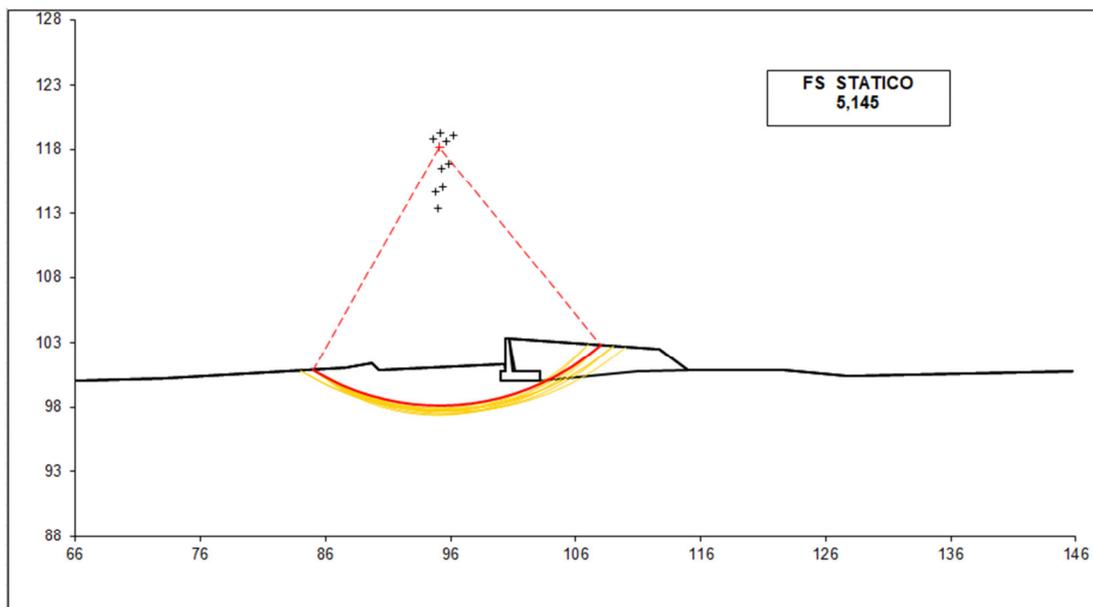
RELAZIONE DI CALCOLO

70	96,916	119,918	21,134	87,000	110,500	3,503	2,379
71	98,934	118,410	19,719	90,000	112,000	3,514	2,394
72	98,561	119,657	20,907	89,500	112,000	3,519	2,386
74	98,574	112,553	14,836	89,500	110,500	3,522	2,491
75	99,056	115,072	16,878	90,000	111,500	3,528	2,446
76	98,247	113,302	15,550	89,000	110,500	3,531	2,482
77	97,964	119,801	21,058	87,500	111,500	3,532	2,393
78	98,712	116,019	17,777	89,500	111,500	3,532	2,435
79	98,362	117,040	18,745	89,000	111,500	3,537	2,426
80	98,696	113,842	15,946	89,500	111,000	3,542	2,476
81	99,026	113,054	15,195	90,000	111,000	3,543	2,490
82	97,779	115,385	17,254	87,500	110,500	3,544	2,454
83	98,361	114,686	16,747	89,000	111,000	3,546	2,465
84	99,046	117,532	18,994	90,000	112,000	3,546	2,420
85	97,015	118,970	20,351	87,000	110,500	3,547	2,410
86	98,682	118,694	20,099	89,500	112,000	3,548	2,411
87	97,919	117,010	18,662	87,500	111,000	3,552	2,435
88	98,309	119,957	21,299	89,000	112,000	3,555	2,403
89	99,144	114,411	16,372	90,000	111,500	3,574	2,481
90	98,805	115,303	17,218	89,500	111,500	3,575	2,469
91	98,047	118,876	20,303	87,500	111,500	3,576	2,425
92	98,461	116,262	18,127	89,000	111,500	3,578	2,458
95	99,150	116,717	18,333	90,000	112,000	3,582	2,449
96	98,794	117,802	19,364	89,500	112,000	3,582	2,438
97	98,430	118,979	20,479	89,000	112,000	3,586	2,429
99	97,108	118,089	19,636	87,000	110,500	3,593	2,444
103	97,842	114,732	16,772	87,500	110,500	3,604	2,497
104	99,105	119,576	20,839	90,000	112,500	3,605	2,429
105	97,988	116,264	18,088	87,500	111,000	3,606	2,474
106	97,200	120,145	21,468	87,000	111,000	3,610	2,431
107	98,898	116,973	18,693	89,500	112,000	3,619	2,468
108	99,247	115,956	17,728	90,000	112,000	3,621	2,481
109	98,542	118,073	19,733	89,000	112,000	3,621	2,457
112	98,554	115,533	17,560	89,000	111,500	3,623	2,493
113	98,124	118,014	19,613	87,500	111,500	3,624	2,460
114	99,223	118,619	20,037	90,000	112,500	3,634	2,453
115	98,852	119,876	21,232	89,500	112,500	3,635	2,443
117	97,194	117,268	18,983	87,000	110,500	3,644	2,481
122	97,298	119,186	20,679	87,000	111,000	3,654	2,463
123	98,245	120,034	21,400	87,500	112,000	3,654	2,453
125	98,995	116,199	18,078	89,500	112,000	3,659	2,500

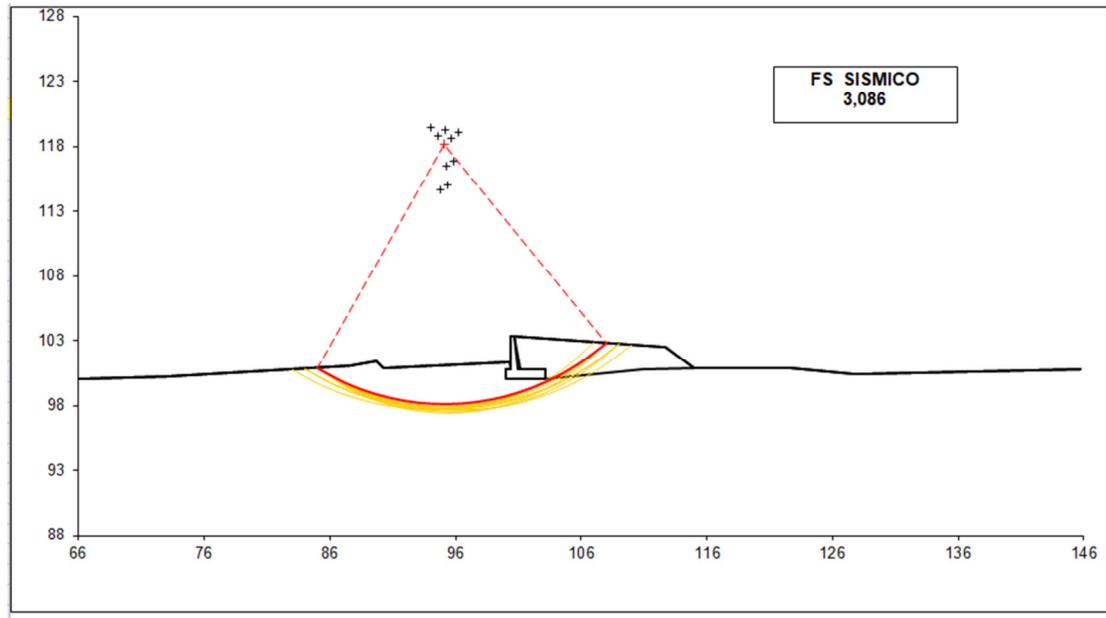
RELAZIONE DI CALCOLO

126	98,646	117,230	19,052	89,000	112,000	3,659	2,488
129	98,971	118,904	20,418	89,500	112,500	3,665	2,468
130	99,333	117,732	19,307	90,000	112,500	3,667	2,481
132	98,600	120,177	21,625	89,000	112,500	3,668	2,458
133	96,423	120,505	21,900	86,500	110,500	3,669	2,459
136	98,196	117,209	18,982	87,500	111,500	3,675	2,496
139	98,325	119,097	20,637	87,500	112,000	3,698	2,485
140	99,080	118,003	19,677	89,500	112,500	3,699	2,496
141	98,718	119,189	20,799	89,000	112,500	3,699	2,485
142	97,389	118,295	19,958	87,000	111,000	3,700	2,497
150	96,537	119,511	21,073	86,500	110,500	3,712	2,490
156	97,484	120,373	21,805	87,000	111,500	3,725	2,486

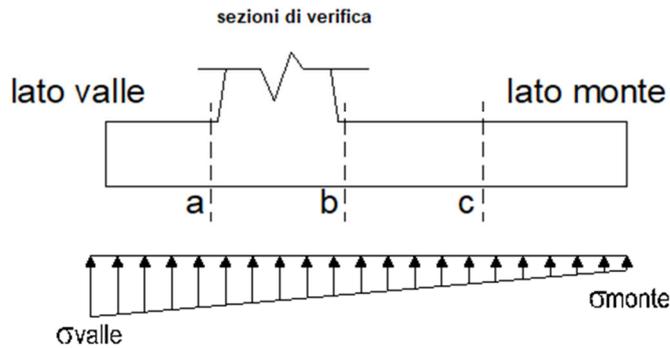
CONDIZIONI STATICHE



CONDIZIONI SISMICHE



7.8.2 Verifiche strutturali

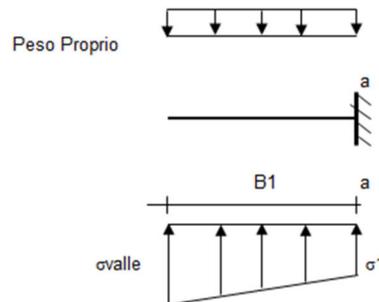


Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	258,56	159,38	184,64	0,00
	258,56	159,38	184,64	0,00
sisma+	258,93	46,03	112,27	54,79
	258,93	46,03	112,27	54,79
sisma-	237,60	46,43	105,64	47,66
	237,60	46,43	105,64	47,66

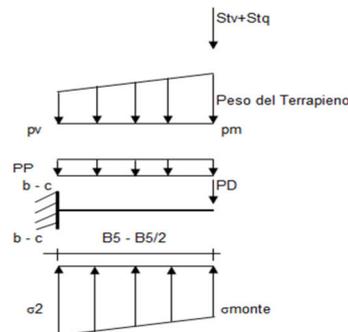
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	184,64	158,27	12,47	60,58
	184,64	158,27	12,47	60,58
sisma+	112,27	104,85	7,11	37,29
	112,27	104,85	7,18	37,29
sisma-	105,64	98,15	6,72	34,64
	105,64	98,15	6,65	34,64

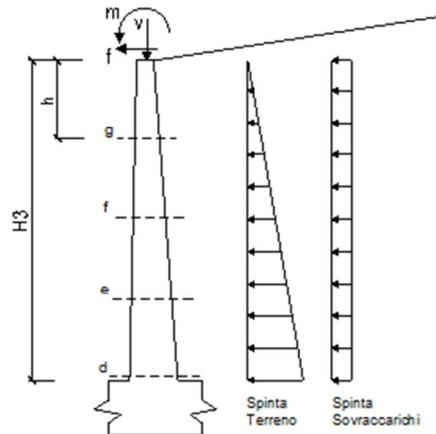


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0,00	112,12	-130,76	-64,91	46,20	-54,64	-76,33
	0,00	112,12	-184,76	-118,91	46,20	-68,14	-103,33
sisma+	54,79	91,87	-37,06	-9,93	73,33	-19,68	-21,68
	54,79	91,87	-37,06	-9,93	73,33	-19,68	-21,68
sisma-	47,66	85,06	-36,84	-10,63	66,36	-19,15	-21,59
	47,66	85,06	-36,84	-10,63	66,36	-19,15	-21,59



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



Condizione statica

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	2,50	15,42	19,48	87,50	122,40	8,40	31,25	39,65
e-e	1,88	6,51	10,96	71,88	89,34	8,40	21,09	29,49
f-f	1,25	1,93	4,87	56,25	63,05	8,40	12,50	20,90
g-g	0,63	0,24	1,22	40,63	42,08	8,40	5,47	13,87

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,50	18,51	15,59	25,00	59,09
e-e	1,88	10,41	11,69	25,00	47,10
f-f	1,25	4,63	7,79	25,00	37,42
g-g	0,63	1,16	3,90	25,00	30,05

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sis}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,50	11,42	3,27	0,00	0,00	3,05	17,74	8,40	32,66	41,06
e-e	1,88	4,82	1,38	0,00	0,00	1,58	7,78	8,40	22,04	30,44
f-f	1,25	1,43	0,41	0,00	0,00	0,64	2,48	8,40	13,06	21,46
g-g	0,63	0,18	0,05	0,00	0,00	0,15	0,38	8,40	5,71	14,11

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sis}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,50	13,71	3,92	0,00	0,00	2,81	20,44
e-e	1,88	7,71	2,21	0,00	0,00	1,90	11,82
f-f	1,25	3,43	0,98	0,00	0,00	1,13	5,53
g-g	0,63	0,86	0,25	0,00	0,00	0,49	1,59

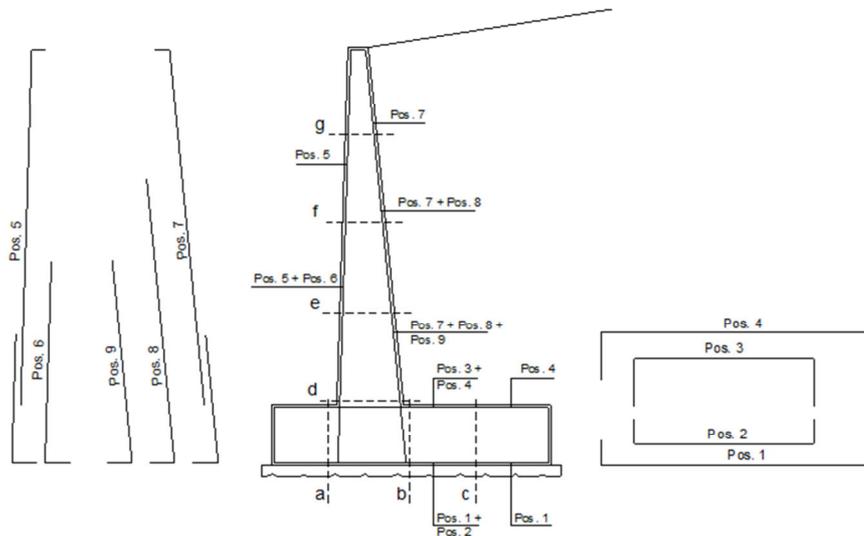
RELAZIONE DI CALCOLO

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,50	11,42	2,19	0,00	0,00	3,05	16,66	8,40	29,84	38,24
e-e	1,88	4,82	0,92	0,00	0,00	1,58	7,33	8,40	20,14	28,54
f-f	1,25	1,43	0,27	0,00	0,00	0,64	2,35	8,40	11,94	20,34
g-g	0,63	0,18	0,03	0,00	0,00	0,15	0,36	8,40	5,22	13,62

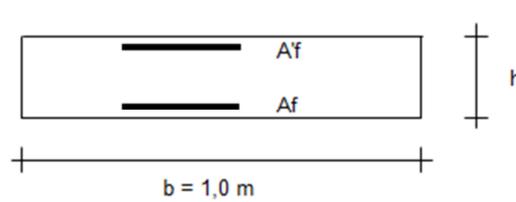
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,50	13,71	2,63	0,00	0,00	2,81	19,15
e-e	1,88	7,71	1,48	0,00	0,00	1,90	11,09
f-f	1,25	3,43	0,66	0,00	0,00	1,13	5,21
g-g	0,63	0,86	0,16	0,00	0,00	0,49	1,51

SCHEMA DELLE ARMATURE



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

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	12,47	0,00	0,80	15,71	18,85	442,86
b - b	-184,76	0,00	0,80	18,85	15,71	526,47
c - c	-68,14	0,00	0,80	18,85	15,71	526,47
d - d	122,40	39,65	0,70	15,71	15,71	392,92
e - e	89,34	29,49	0,60	15,71	15,71	327,01
f - f	63,05	20,90	0,50	15,71	15,71	262,41
g - g	42,08	13,87	0,40	15,71	15,71	198,89

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

VERIFICA A TAGLIO

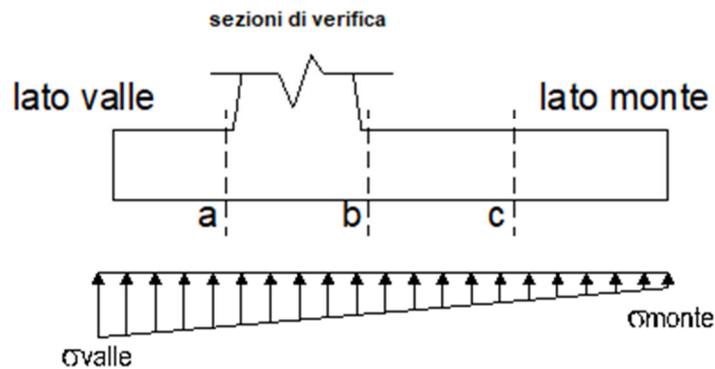
Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	60,58	0,80	273,98
b - b	118,91	0,80	273,98
c - c	103,33	0,80	273,98
d - d	59,09	0,70	251,52
e - e	47,10	0,60	222,85
f - f	37,42	0,50	201,41
g - g	30,05	0,40	178,23

Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

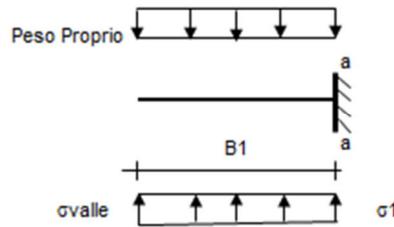
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	252,25	145,27	172,63	0,00
	252,25	145,27	172,63	0,00
Q.P.	245,71	123,94	156,64	1,88
	245,71	123,94	156,64	1,88



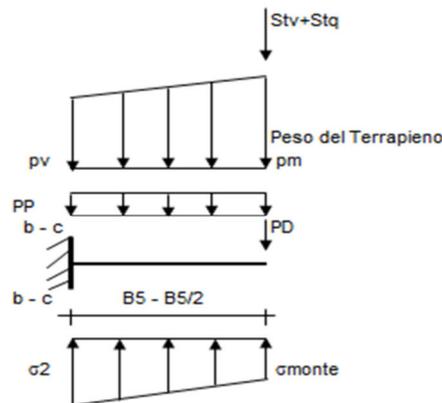
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	172,63	149,01	11,58
	172,63	149,01	11,58
Q.P.	156,64	136,67	10,40
	156,64	136,67	10,40



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	0,00	107,65	-112,60	48,58	-46,64
	0,00	107,65	-152,60	48,58	-56,64
Q.P.	1,88	101,73	-88,78	51,80	-36,31
	1,88	101,73	-88,78	51,80	-36,31



Azioni sul parameno verticale

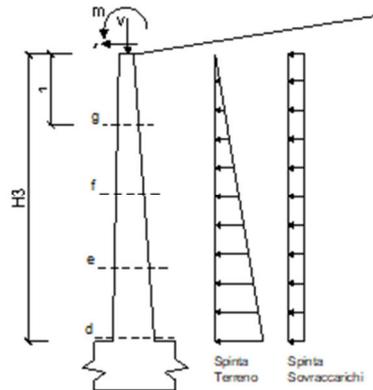
condizione Frequente

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	2,50	11,42	14,43	87,50	113,36	8,40	31,25	39,65
e-e	1,88	4,82	8,12	71,88	84,81	8,40	21,09	29,49
f-f	1,25	1,43	3,61	56,25	61,29	8,40	12,50	20,90
g-g	0,63	0,18	0,90	40,63	41,71	8,40	5,47	13,87

condizione Quasi Permanente

RELAZIONE DI CALCOLO

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	2,50	11,42	0,00	0,00	11,42	8,40	31,25	39,65
e-e	1,88	4,82	0,00	0,00	4,82	8,40	21,09	29,49
f-f	1,25	1,43	0,00	0,00	1,43	8,40	12,50	20,90
g-g	0,63	0,18	0,00	0,00	0,18	8,40	5,47	13,87



Verifica

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	11,58	0,00	0,80	15,71	18,85	0,18	10,75	0,016	0,200
b - b	-152,60	0,00	0,80	18,85	15,71	2,29	118,76	0,155	0,200
c - c	-56,64	0,00	0,80	18,85	15,71	0,85	44,08	0,057	0,200
d - d	113,36	39,65	0,70	15,71	15,71	2,34	110,55	0,162	0,200
e - e	84,81	29,49	0,60	15,71	15,71	2,30	100,62	0,147	0,200
f - f	61,29	20,90	0,50	15,71	15,71	2,31	91,93	0,118	0,200
g - g	41,71	13,87	0,40	15,71	15,71	2,42	83,82	0,094	0,200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	10,40	0,00	0,80	15,71	18,85	0,16	9,65	0,014	0,200
b - b	-88,78	0,00	0,80	18,85	15,71	1,33	69,09	0,090	0,200

RELAZIONE DI CALCOLO

c - c	-36,31	0,00	0,80	18,85	15,71	0,55	28,26	0,037	0,200
d - d	11,42	39,65	0,70	15,71	15,71	0,22	2,53	0,003	0,200
e - e	4,82	29,49	0,60	15,71	15,71	0,12	0,34	0,000	0,200
f - f	1,43	20,90	0,50	15,71	15,71	0,00	-	-	0,200
g - g	0,18	13,87	0,40	15,71	15,71	0,00	-	-	0,200

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

7.8.3 Verifiche tensionali

Condizione Statica							
Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	11,58	0,00	0,80	15,71	18,85	0,18	10,75
b - b	-152,60	0,00	0,80	18,85	15,71	2,29	118,76
c - c	-56,64	0,00	0,80	18,85	15,71	0,85	44,08
d - d	113,36	39,65	0,70	15,71	15,71	2,34	110,55
e - e	84,81	29,49	0,60	15,71	15,71	2,30	100,62
f - f	61,29	20,90	0,50	15,71	15,71	2,31	91,93
g - g	41,71	13,87	0,40	15,71	15,71	2,42	83,82

7.9 RISULTATI VERIFICHE MURO H=2.00M

7.9.1 Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15,00	13,50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	5,50	4,95
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	86,25	77,63
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	106,75	96,08
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	94,24	84,82
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	1,21	1,09
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	4,18	3,76
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	99,63	89,67
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	2,25	2,03
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	2,05	1,85
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	129,38	116,44
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	133,68	120,31
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	165,86	149,28
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	2,54	2,28
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	1,87	1,68
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	170,27	153,24
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		9,61
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		4,80
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		8,97
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		4,48

RELAZIONE DI CALCOLO

- 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)	2,90
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0,90
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	4,46
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	8,27

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0,00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,10
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0,09
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	5,82
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	6,02

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	18,24
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,55
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0,93
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	19,72

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	7,46
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,12
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0,12
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	7,70

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	24,02	32,42	33,24
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)	15,81	21,35	29,85

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	22,42	30,27	31,69
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)	14,76	19,93	28,46

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	8,61	11,62	10,02
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)	5,67	7,65	9,00

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(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)	23,89	32,26	33,77
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	25,82	34,86	30,07
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)	23,60	31,86	45,49
MSq2 perm=	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	17,00	22,95	27,00
MSP =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	25,00	25,00	37,50
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	78,75	78,75	118,13
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1,26	1,26	1,13

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	234,05	(kN/m)
-----	--	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	75,20	(kN/m)
-----	-----------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0,51	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1,59	>	1
------------------	--	-------------	-------------	----------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	331,76	(kNm/m)
------	--------------------	--------	-----------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP$	234,89	(kNm/m)
------	-------------------------------------	--------	-----------

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1,41	>	1
------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr \text{ acc})$	Nmin	Nmax	(kN/m)
		234,05	234,05	

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f - Sp$	75,20	75,20	(kN/m)
-----	----------------------	-------	-------	--------

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM =	ΣM	195,15	195,15	(kNm/m)
------	------------	--------	--------	-----------

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

M =	$Xc \cdot N - MM$	155,93	155,93	(kNm/m)
-----	-------------------	--------	--------	-----------

RELAZIONE DI CALCOLO

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovaccarico stabilizzante	19,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,67	0,67	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1,67	1,67	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) e^{(\pi \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

I valori di ic, iq 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)	0,46	0,46	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0,42	0,42	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^* c' \cotg \phi'))^{m+1}$		0,31	0,31	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

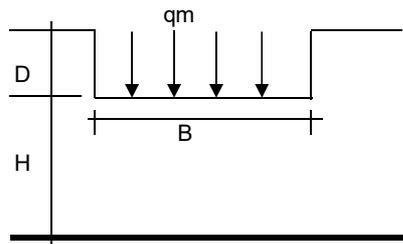
q _{lim}	(carico limite unitario)	207,93	207,93	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} B^* / N$$

N _{min}	1,48	>	1
N _{max}	1,48	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	229,05	(kN/m)
M	146,80	(kNm/m)
e=M/N	0,64	(m)
B*	1,72	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1,00	(m)
D/B* =	0,58	(m)
Hs/B* =	8,38	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2^*e) = N / B^* = 136,22 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$\mu_0 =$	0,935	(-)
-----------	-------	-----

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

$\mu_1 =$	1,59	(-)
-----------	------	-----

RELAZIONE DI CALCOLO

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0,04 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 * \gamma^* (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a$	(kN/m)	24,02	24,02	30,22
Sst1 sism = $0,5 * \gamma^* (1 + k_v) * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 * k_a^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	6,41	6,41	7,43
Ssq1 perm = $q_p * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $q_s * (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) * k_a^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	22,42	22,42	28,81
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	5,99	5,99	7,08
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	8,61	8,61	9,11
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	2,30	2,30	2,24
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

$Sp = \frac{1}{2} * \gamma_1' * (1 + k_v) * H_d^2 * k_{ps}^+ + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' * (1 + k_v) * k_{ps}^+ * H_2') * H_d$	(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 * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +h _d)/3-h _d)	(kNm/m)	23,89	23,89	30,70
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/3-H _d)	(kNm/m)	6,38	6,38	7,55
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	25,82	25,82	27,34
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	6,89	6,89	6,72
MSsq1 = Ssq1h * ((H ₂ +H ₃ +H ₄ +H _d)/2-H _d)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1' * H_d^3 * k_{ps}^+ / 3 + (2 * c_1 * k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' * k_{ps}^+ * H_2') * H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0,00	
Mfext2 = (fp+fs)*(H ₃ + H ₂)	(kNm/m)		0,00	
Mfext3 = (vp+vs)*(B ₁ + B ₂ + B ₃ /2)	(kNm/m)		1,26	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv \quad 234,97 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh \quad 46,98 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0,51 \quad (-)$$

$$F_s = \frac{(N * T + S_p)}{T} \quad 2,55 \quad > \quad 1,1$$

MANDATARIA:

MANDANTI:

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms =	Mm + Mt + Mfext3	305,21	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)			
Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	18,45	(kNm/m)
Fr =	Ms / Mr	16,54	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	234,97	234,97	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp	46,98		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	293,38	293,38	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	Xc*N - MM	59,07	59,07	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	19,00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0,25	0,25	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	2,50	2,50	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ'/2)*e ^{(π*tg(φ'))}	(1 in cond. nd)	13,20		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ')	(2+π in cond. nd)	23,94		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ')	(0 in cond. nd)	14,47		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^m	(1 in cond. nd)	0,64	0,64	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0,61	0,61	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c'cotgφ')) ^{m+1}		0,51	0,51	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)		387,19	387,19	(kN/m ²)
FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	4,11	>	1
		Nmax	4,11	>	

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)	24,02	24,02	30,22
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	4,30	4,30	4,77
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	22,42	22,42	28,81
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	4,02	4,02	4,55
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	8,61	8,61	9,11
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	1,54	1,54	1,44
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

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd$	(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 stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	23,89	23,89	30,70
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	4,28	4,28	4,85
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	25,82	25,82	27,34
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	4,63	4,63	4,32
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{0.5} + \gamma_1 \cdot kps \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)		1,26	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	215,64	(kN/m)		
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	45,01	(kN/m)		
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \tan \varphi_1'$	0,51	(-)		
$F_s = (N \cdot f + S_p) / T$	2,44	>		1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	336,86	(kNm/m)		
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	77,25	(kNm/m)		
$F_r = M_s / M_r$	4,36	>		1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	215,64	215,64	215,64	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	45,01			(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$	265,78		265,78	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$	57,68		57,68	(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		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	24,50		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19,00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,27	0,27	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,47	2,47	(m)

RELAZIONE DI CALCOLO

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	13,20	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	23,94	(-)
$N_g = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	14,47	(-)

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

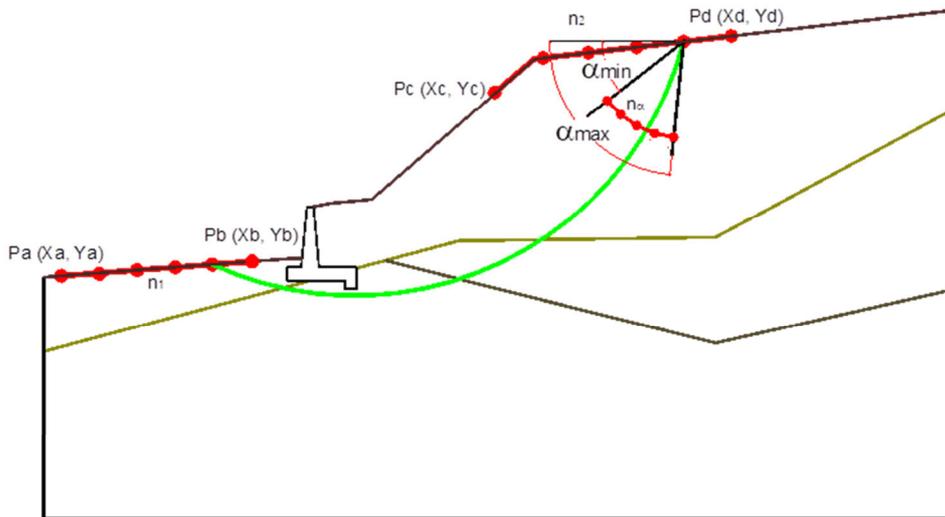
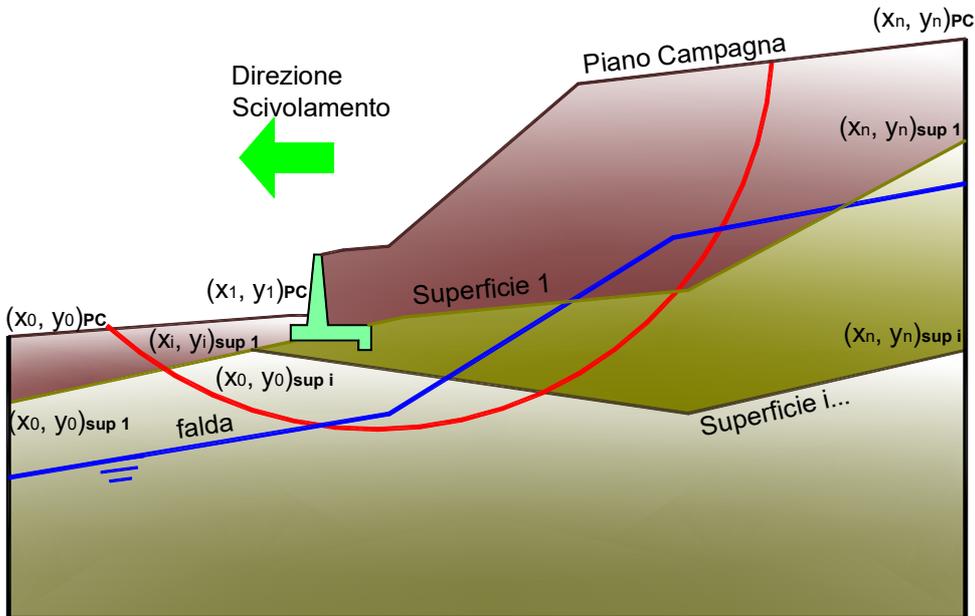
$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cotg(\varphi')))^m$	(1 in cond. nd)	0,63	0,63	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,60	0,60	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cotg(\varphi')))^{m+1}$		0,50	0,50	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	373,47	373,47	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B * / N$	N_{min}	4,27	>	
		N_{max}	4,27	>	1

VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE



Limiti ricerca superfici

Xa	75
Xb	85
n1	10

Xc	105
Xd	115
n2	10

alfa min	40
alfa max	70
n alfa	10

# superfici massimo	1331
----------------------------	------

RISULTATO VERIFICA

Nel seguente tabulato si riportano le superfici più significative

N. superficie	Xc (m)	Yc (m)	R (m)	Xv (m)	Xm (m)	FS (statico)	FS (sismico)
1	97,927	118,712	19,560	90,000	110,500	3,110	2,177
2	98,057	117,793	18,779	90,000	110,500	3,136	2,200
3	97,678	119,009	19,947	89,500	110,500	3,153	2,199
4	98,177	116,943	18,069	90,000	110,500	3,166	2,224
5	97,808	118,074	19,154	89,500	110,500	3,181	2,223
6	98,288	116,155	17,422	90,000	110,500	3,198	2,251
7	97,429	119,306	20,335	89,000	110,500	3,201	2,224
8	97,928	117,211	18,435	89,500	110,500	3,212	2,248
9	97,558	118,356	19,531	89,000	110,500	3,231	2,249
10	98,224	118,925	19,876	90,000	111,000	3,233	2,241
11	98,392	115,421	16,832	90,000	110,500	3,234	2,280
12	98,039	116,409	17,779	89,500	110,500	3,246	2,276
13	98,351	117,996	19,090	90,000	111,000	3,259	2,264
14	97,678	117,478	18,801	89,000	110,500	3,264	2,275
15	97,974	119,223	20,264	89,500	111,000	3,272	2,261
16	98,489	114,734	16,291	90,000	110,500	3,273	2,311
17	98,142	115,662	17,179	89,500	110,500	3,284	2,306
18	98,468	117,138	18,375	90,000	111,000	3,290	2,289
19	97,401	119,339	20,379	87,500	110,500	3,290	2,271
20	97,789	116,663	18,135	89,000	110,500	3,300	2,304
21	98,101	118,279	19,467	89,500	111,000	3,301	2,285
22	97,724	119,521	20,654	89,000	111,000	3,315	2,283
23	98,580	114,090	15,794	90,000	110,500	3,316	2,345
24	98,577	116,341	17,724	90,000	111,000	3,323	2,317
25	98,239	114,963	16,630	89,500	110,500	3,324	2,338
26	98,218	117,406	18,742	89,500	111,000	3,332	2,311
27	97,487	118,437	19,639	87,500	110,500	3,335	2,304
28	97,892	115,903	17,527	89,000	110,500	3,339	2,335
29	97,850	118,562	19,845	89,000	111,000	3,345	2,308
30	98,519	119,140	20,194	90,000	111,500	3,356	2,305
31	98,679	115,598	17,129	90,000	111,000	3,360	2,347
32	98,666	113,483	15,336	90,000	110,500	3,362	2,381
33	98,327	116,596	18,081	89,500	111,000	3,367	2,339
34	98,330	114,307	16,125	89,500	110,500	3,369	2,373

RELAZIONE DI CALCOLO

35	97,967	117,675	19,110	89,000	111,000	3,378	2,334
36	97,989	115,192	16,969	89,000	110,500	3,382	2,368
37	97,567	117,597	18,963	87,500	110,500	3,382	2,338
38	98,643	118,202	19,403	90,000	111,500	3,383	2,328
39	98,269	119,439	20,584	89,500	111,500	3,395	2,324
40	98,774	114,903	16,583	90,000	111,000	3,400	2,379
41	98,428	115,840	17,477	89,500	111,000	3,406	2,370
42	97,683	119,570	20,718	87,500	111,000	3,409	2,332
43	98,747	112,911	14,915	90,000	110,500	3,411	2,419
44	98,758	117,334	18,684	90,000	111,500	3,415	2,354
45	98,076	116,851	18,439	89,000	111,000	3,415	2,364
46	98,416	113,690	15,660	89,500	110,500	3,416	2,410
47	98,392	118,486	19,782	89,500	111,500	3,424	2,348
48	98,080	114,525	16,457	89,000	110,500	3,428	2,403
49	97,643	116,812	18,344	87,500	110,500	3,433	2,374
50	98,017	119,738	20,975	89,000	111,500	3,435	2,343
51	98,863	114,250	16,082	90,000	111,000	3,444	2,413
52	98,523	115,132	16,923	89,500	111,000	3,448	2,403
53	98,864	116,528	18,028	90,000	111,500	3,449	2,382
54	97,767	118,656	19,970	87,500	111,000	3,454	2,364
55	98,177	116,082	17,826	89,000	111,000	3,455	2,395
56	98,507	117,604	19,052	89,500	111,500	3,456	2,375
57	98,824	112,368	14,525	90,000	110,500	3,464	2,460
58	98,141	118,770	20,161	89,000	111,500	3,465	2,369
59	98,497	113,106	15,232	89,500	110,500	3,468	2,449
60	98,166	113,896	15,985	89,000	110,500	3,478	2,441
61	98,813	119,357	20,516	90,000	112,000	3,486	2,370
62	97,713	116,077	17,776	87,500	110,500	3,487	2,413
63	98,963	115,776	17,428	90,000	111,500	3,487	2,413
64	98,947	113,635	15,621	90,000	111,000	3,491	2,450
65	98,613	116,784	18,386	89,500	111,500	3,492	2,404
66	98,612	114,468	16,414	89,500	111,000	3,493	2,439
67	98,272	115,362	17,263	89,000	111,000	3,499	2,429
68	98,255	117,873	19,420	89,000	111,500	3,499	2,396
69	97,846	117,805	19,288	87,500	111,000	3,501	2,398
70	96,916	119,918	21,134	87,000	110,500	3,503	2,379
71	98,934	118,410	19,719	90,000	112,000	3,514	2,394
72	98,561	119,657	20,907	89,500	112,000	3,519	2,386
74	98,574	112,553	14,836	89,500	110,500	3,522	2,491
75	99,056	115,072	16,878	90,000	111,500	3,528	2,446
76	98,247	113,302	15,550	89,000	110,500	3,531	2,482

RELAZIONE DI CALCOLO

77	97,964	119,801	21,058	87,500	111,500	3,532	2,393
78	98,712	116,019	17,777	89,500	111,500	3,532	2,435
79	98,362	117,040	18,745	89,000	111,500	3,537	2,426
80	98,696	113,842	15,946	89,500	111,000	3,542	2,476
81	99,026	113,054	15,195	90,000	111,000	3,543	2,490
82	97,779	115,385	17,254	87,500	110,500	3,544	2,454
83	98,361	114,686	16,747	89,000	111,000	3,546	2,465
84	99,046	117,532	18,994	90,000	112,000	3,546	2,420
85	97,015	118,970	20,351	87,000	110,500	3,547	2,410
86	98,682	118,694	20,099	89,500	112,000	3,548	2,411
87	97,919	117,010	18,662	87,500	111,000	3,552	2,435
88	98,309	119,957	21,299	89,000	112,000	3,555	2,403
89	99,144	114,411	16,372	90,000	111,500	3,574	2,481
90	98,805	115,303	17,218	89,500	111,500	3,575	2,469
91	98,047	118,876	20,303	87,500	111,500	3,576	2,425
92	98,461	116,262	18,127	89,000	111,500	3,578	2,458
95	99,150	116,717	18,333	90,000	112,000	3,582	2,449
96	98,794	117,802	19,364	89,500	112,000	3,582	2,438
97	98,430	118,979	20,479	89,000	112,000	3,586	2,429
99	97,108	118,089	19,636	87,000	110,500	3,593	2,444
103	97,842	114,732	16,772	87,500	110,500	3,604	2,497
104	99,105	119,576	20,839	90,000	112,500	3,605	2,429
105	97,988	116,264	18,088	87,500	111,000	3,606	2,474
106	97,200	120,145	21,468	87,000	111,000	3,610	2,431
107	98,898	116,973	18,693	89,500	112,000	3,619	2,468
108	99,247	115,956	17,728	90,000	112,000	3,621	2,481
109	98,542	118,073	19,733	89,000	112,000	3,621	2,457
112	98,554	115,533	17,560	89,000	111,500	3,623	2,493
113	98,124	118,014	19,613	87,500	111,500	3,624	2,460
114	99,223	118,619	20,037	90,000	112,500	3,634	2,453
115	98,852	119,876	21,232	89,500	112,500	3,635	2,443
117	97,194	117,268	18,983	87,000	110,500	3,644	2,481
122	97,298	119,186	20,679	87,000	111,000	3,654	2,463
123	98,245	120,034	21,400	87,500	112,000	3,654	2,453
125	98,995	116,199	18,078	89,500	112,000	3,659	2,500
126	98,646	117,230	19,052	89,000	112,000	3,659	2,488
129	98,971	118,904	20,418	89,500	112,500	3,665	2,468
130	99,333	117,732	19,307	90,000	112,500	3,667	2,481
132	98,600	120,177	21,625	89,000	112,500	3,668	2,458
133	96,423	120,505	21,900	86,500	110,500	3,669	2,459
136	98,196	117,209	18,982	87,500	111,500	3,675	2,496

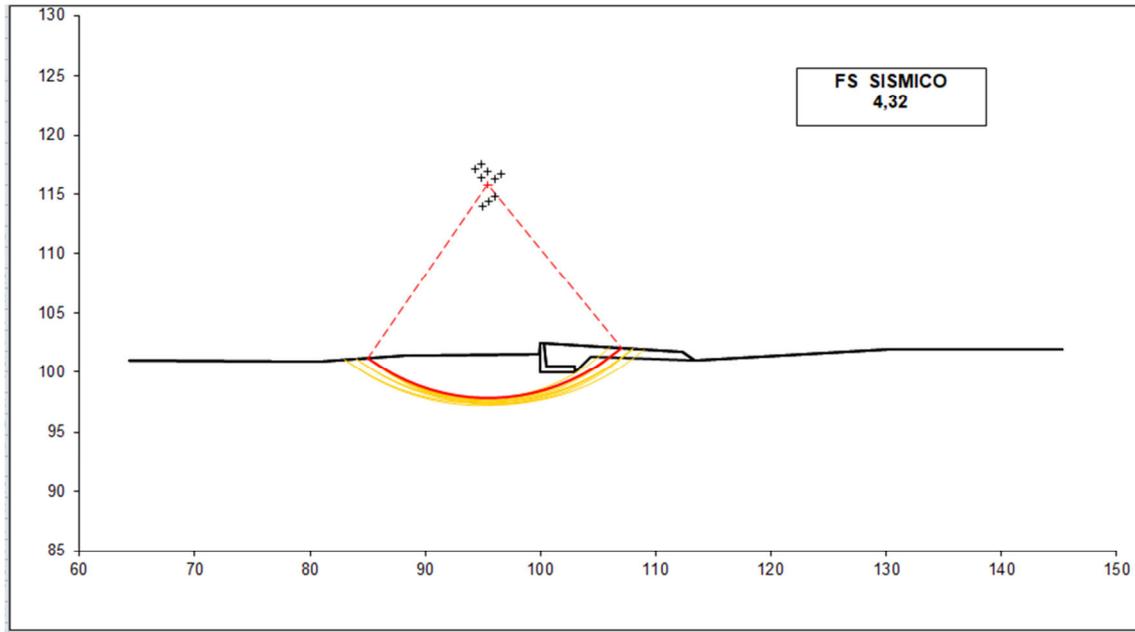
RELAZIONE DI CALCOLO

139	98,325	119,097	20,637	87,500	112,000	3,698	2,485
140	99,080	118,003	19,677	89,500	112,500	3,699	2,496
141	98,718	119,189	20,799	89,000	112,500	3,699	2,485
142	97,389	118,295	19,958	87,000	111,000	3,700	2,497
150	96,537	119,511	21,073	86,500	110,500	3,712	2,490
156	97,484	120,373	21,805	87,000	111,500	3,725	2,486

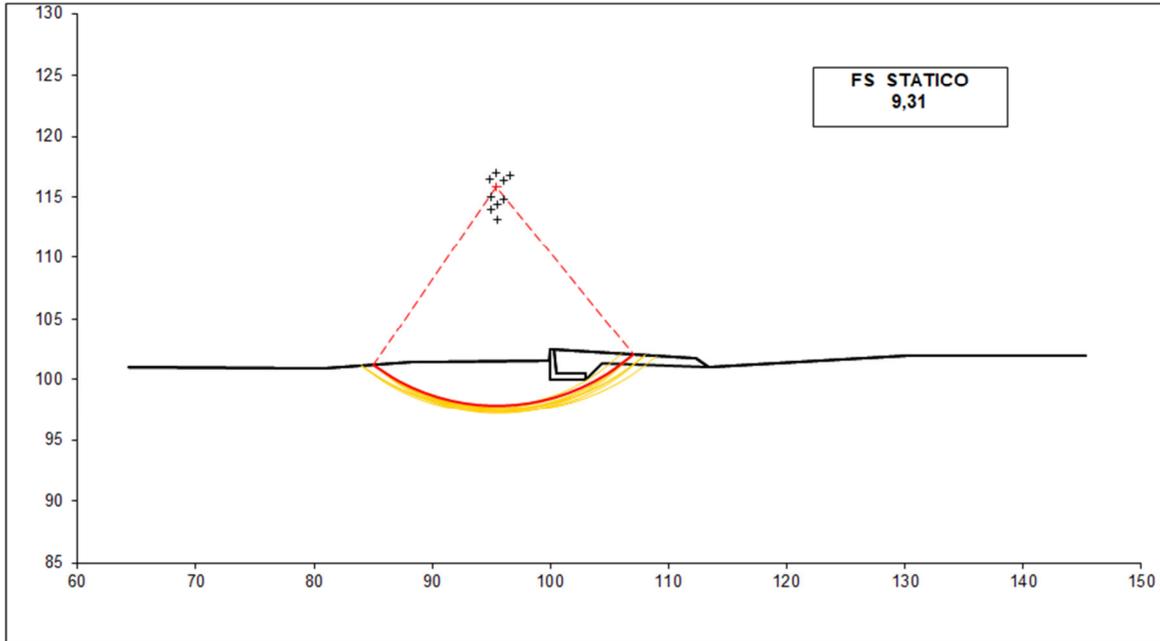
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	9,310
1094	SISMICO	4,320

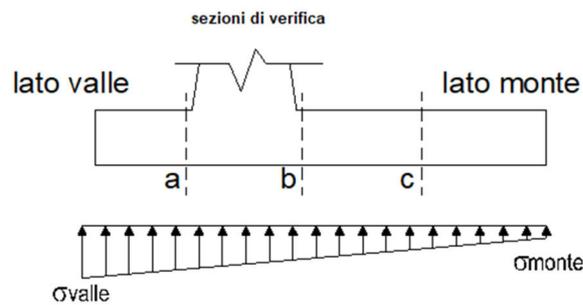
Condizione sismica



Condizione statica



7.9.2 Verifiche strutturali

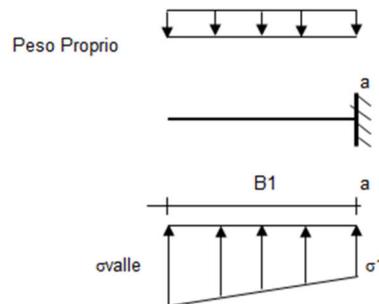


Reazioni del terreno

caso	N	M	σvalle	σmonte
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	234,05	155,93	187,14	0,00
	234,05	155,93	187,14	0,00
sisma+	234,97	59,07	117,71	38,94
	234,97	59,07	117,71	38,94
sisma-	215,64	57,68	110,33	33,43
	215,64	57,68	110,33	33,43

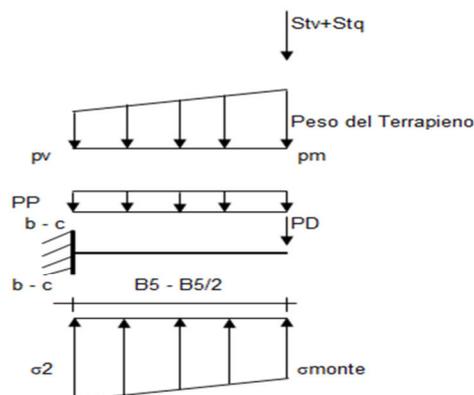
Mensola lato valle

caso	ovalle	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	187,14	187,14	0,00	0,00
	187,14	187,14	0,00	0,00
sisma+	117,71	117,71	0,00	0,00
	117,71	117,71	0,00	0,00
sisma-	110,33	110,33	0,00	0,00
	110,33	110,33	0,00	0,00

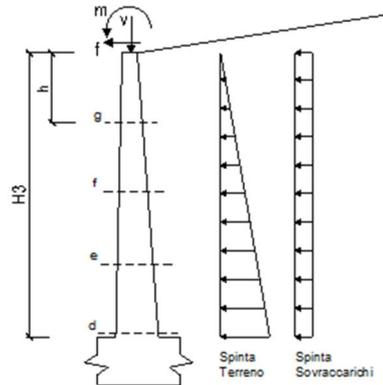


Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0,00	148,23	-108,01	1,14	55,46	-58,22	-62,28
	0,00	148,23	-191,04	-65,82	55,46	-78,98	-95,76
sisma+	38,94	104,05	-4,83	34,28	71,50	-16,42	-8,77
	38,94	104,05	-4,83	34,28	71,50	-16,42	-8,77
sisma-	33,43	97,00	-7,34	30,83	65,21	-16,37	-9,61
	33,43	97,00	-7,34	30,83	65,21	-16,37	-9,61



Calcolo sollecitazioni paramento verticale del muro



Condizione statica

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	2,00	7,90	12,47	75,00	95,37	8,40	20,50	28,90
e-e	1,50	3,33	7,01	62,50	72,84	8,40	14,34	22,74
f-f	1,00	0,99	3,12	50,00	54,10	8,40	8,88	17,28
g-g	0,50	0,12	0,78	37,50	38,40	8,40	4,09	12,49

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,00	11,84	12,47	25,00	49,31
e-e	1,50	6,66	9,35	25,00	41,01
f-f	1,00	2,96	6,23	25,00	34,20
g-g	0,50	0,74	3,12	25,00	28,86

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,00	5,85	1,67	0,00	0,00	1,68	9,20	8,40	21,42	29,82
e-e	1,50	2,47	0,71	0,00	0,00	0,90	4,07	8,40	14,99	23,39
f-f	1,00	0,73	0,21	0,00	0,00	0,38	1,32	8,40	9,27	17,67
g-g	0,50	0,09	0,03	0,00	0,00	0,09	0,21	8,40	4,28	12,68

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,00	8,77	2,51	0,00	0,00	1,85	13,13
e-e	1,50	4,94	1,41	0,00	0,00	1,29	7,64
f-f	1,00	2,19	0,63	0,00	0,00	0,80	3,62

RELAZIONE DI CALCOLO

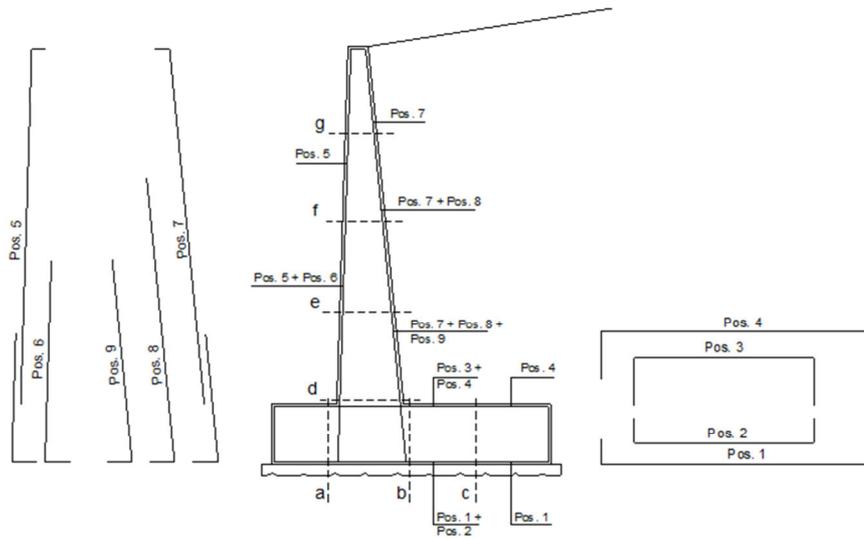
g-g | 0,50 | 0,55 | 0,16 | 0,00 | 0,00 | 0,37 | 1,07 |

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,00	5,85	1,12	0,00	0,00	1,68	8,65	8,40	19,58	27,98
e-e	1,50	2,47	0,47	0,00	0,00	0,90	3,84	8,40	13,70	22,10
f-f	1,00	0,73	0,14	0,00	0,00	0,38	1,25	8,40	8,48	16,88
g-g	0,50	0,09	0,02	0,00	0,00	0,09	0,20	8,40	3,91	12,31

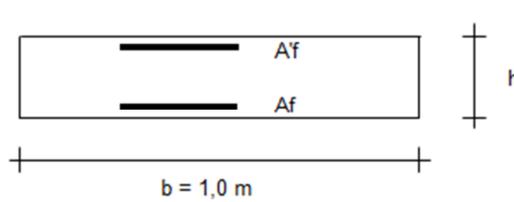
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	2,00	8,77	1,68	0,00	0,00	1,85	12,30
e-e	1,50	4,94	0,95	0,00	0,00	1,29	7,17
f-f	1,00	2,19	0,42	0,00	0,00	0,80	3,41
g-g	0,50	0,55	0,11	0,00	0,00	0,37	1,02

SCHEMA DELLE ARMATURE



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

VERIFICA



Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0,00	0,00	0,50	21,99	15,71	258,53
b - b	-191,04	0,00	0,50	21,99	15,71	351,90
c - c	-78,98	0,00	0,50	21,99	15,71	351,90
d - d	95,37	28,90	0,52	15,71	15,71	276,53
e - e	72,84	22,74	0,47	15,71	15,71	240,85
f - f	54,10	17,28	0,41	15,71	15,71	205,61
g - g	38,40	12,49	0,36	15,71	15,71	170,75

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

VERIFICA A TAGLIO

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	0,00	0,50	222,25
b - b	65,82	0,50	222,25
c - c	95,76	0,50	222,25
d - d	49,31	0,52	206,67
e - e	41,01	0,47	194,12
f - f	34,20	0,41	181,00
g - g	28,86	0,36	167,15

Armatura a taglio non necessaria

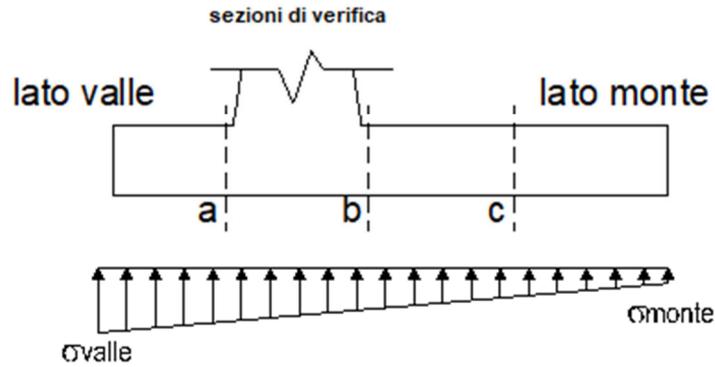
VERIFICA A FESSURAZIONE

Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ _{valle}	σ _{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]

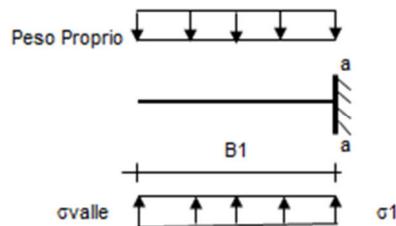
RELAZIONE DI CALCOLO

Freq.	229,05	146,80	177,74	0,00
	229,05	146,80	177,74	0,00
Q.P.	223,39	131,70	163,57	0,00
	223,39	131,70	163,57	0,00



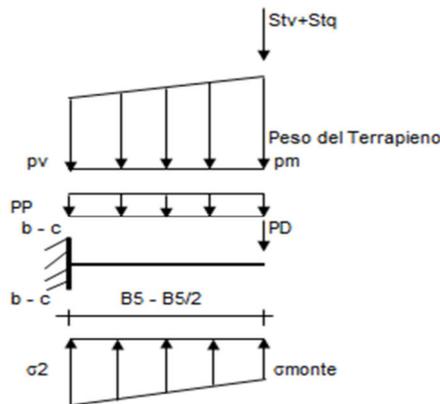
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	177,74	177,74	0,00
	177,74	177,74	0,00
Q.P.	163,57	163,57	0,00
	163,57	163,57	0,00



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	0,00	141,88	-92,52	56,37	-50,83
	0,00	141,88	-154,02	56,37	-66,21
Q.P.	0,00	132,43	-70,62	58,17	-40,93
	0,00	132,43	-70,62	58,17	-40,93



Azioni sul parameno verticale

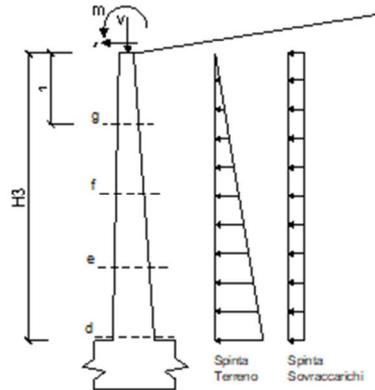
condizione Frequente

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	2,00	5,85	9,24	75,00	90,09	8,40	20,50	28,90
e-e	1,50	2,47	5,20	62,50	70,16	8,40	14,34	22,74
f-f	1,00	0,73	2,31	50,00	53,04	8,40	8,88	17,28
g-g	0,50	0,09	0,58	37,50	38,17	8,40	4,09	12,49

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	2,00	5,85	0,00	0,00	5,85	8,40	20,50	28,90
e-e	1,50	2,47	0,00	0,00	2,47	8,40	14,34	22,74
f-f	1,00	0,73	0,00	0,00	0,73	8,40	8,88	17,28
g-g	0,50	0,09	0,00	0,00	0,09	8,40	4,09	12,49

RELAZIONE DI CALCOLO



Verifica

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	0,00	0,00	0,50	21,99	15,71	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-154,02	0,00	0,50	21,99	15,71	5,07	178,88	0,188	0,200
c - c	-66,21	0,00	0,50	21,99	15,71	2,18	76,89	0,081	0,200
d - d	90,09	28,90	0,52	15,71	15,71	3,16	129,05	0,171	0,200
e - e	70,16	22,74	0,47	15,71	15,71	3,04	115,97	0,143	0,200
f - f	53,04	17,28	0,41	15,71	15,71	2,93	103,30	0,117	0,200
g - g	38,17	12,49	0,36	15,71	15,71	2,81	90,03	0,094	0,200

(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	0,00	0,00	0,50	21,99	15,71	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-70,62	0,00	0,50	21,99	15,71	2,32	82,02	0,086	0,200
c - c	-40,93	0,00	0,50	21,99	15,71	1,35	47,54	0,050	0,200
d - d	5,85	28,90	0,52	15,71	15,71	0,19	1,73	0,002	0,200
e - e	2,47	22,74	0,47	15,71	15,71	0,11	0,04	0,000	0,200
f - f	0,73	17,28	0,41	15,71	15,71	0,00	-	-	0,200
g - g	0,09	12,49	0,36	15,71	15,71	0,00	-	-	0,200

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

7.9.3 Verifiche tensionali

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	0,00	0,00	0,50	21,99	15,71	0,00	0,00	0,000	0,200
b - b	-154,02	0,00	0,50	21,99	15,71	5,07	178,88	0,188	0,200
c - c	-66,21	0,00	0,50	21,99	15,71	2,18	76,89	0,081	0,200
d - d	90,09	28,90	0,52	15,71	15,71	3,16	129,05	0,171	0,200
e - e	70,16	22,74	0,47	15,71	15,71	3,04	115,97	0,143	0,200
f - f	53,04	17,28	0,41	15,71	15,71	2,93	103,30	0,117	0,200
g - g	38,17	12,49	0,36	15,71	15,71	2,81	90,03	0,094	0,200

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