

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. **PA895**

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.Cerquiglini

MANDANTI:

GP INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA s.r.l.
Dott. Ing. G.Guiducci
Dott. Ing. A.Signorelli
Dott. Ing. E.Moscattelli
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.Carlaccini
Dott. Ing. S.Sacconi
Dott. Ing. C.Consorti
Dott. Ing. V.Rotisciani
Dott. Ing. G.Pulli
Dott. Ing. F.Macchioni
Dott. Ing. P.Agnello
GEOTECHNICAL DESIGN GROUP
Dott. Ing. F.Aloe
Dott. Ing. A.Salvemini
ICARIA
società di ingegneria
Dott. Ing. G.Verini Supplizi
Dott. Ing. V.Piunno
Geom. C.Sugaroni
OMNISERVICE
ENGINEERING

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 sostegno dal km 6+544 al km 6+674 - Carr. SX
Relazione di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T01OS08STRRE01B		
L O 4 0 8 Z	E	2 1 0 1	CODICE ELAB. T 0 1 O S 0 8 S T R R E 0 1	B	-
D					
C	REVISIONE A SEGUITO DI RAPPORTO DI VERIFICA		NOVEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
B	REVISIONE A SEGUITO ISTRUTTORIA ANAS		SETTEMBRE 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
A	EMISSIONE		GIUGNO 2021	RAGNACCI	PELLE GRANIERI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
2.2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	4
2.3	SOFTWARE UTILIZZATI	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1	CALCESTRUZZO	5
3.2	ACCIAIO.....	6
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=4.00m	26
7.3	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DELL'AMMASSO	27
7.4	AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO	27
7.5	CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA	28
7.6	RISULTATI VERIFICHE MURO H=4.00M	28
7.6.1	Verifiche geotecniche	28
7.6.2	Verifiche strutturali	52
7.6.3	Verifiche tensionali	59

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento del muro al km 6+718 al km 6+813 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 ₂₈ (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

RELAZIONE DI CALCOLO

- Max dimensione dell'aggregato 25 mm
- 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 $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

RELAZIONE DI CALCOLO

- 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.

RELAZIONE DI CALCOLO

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	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;

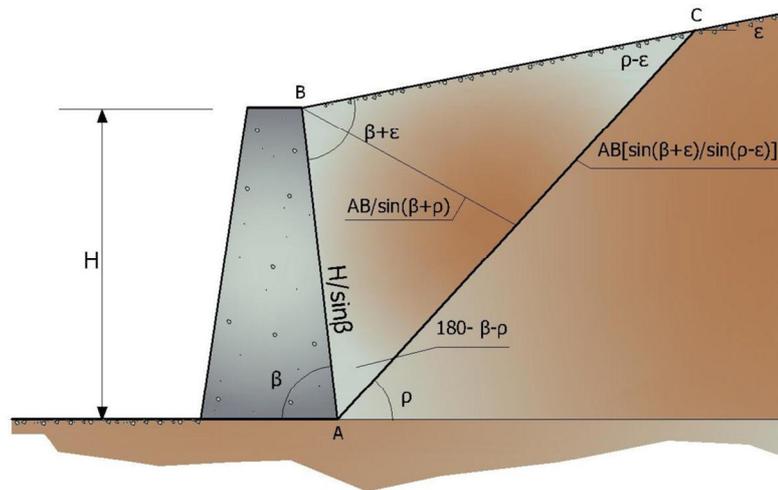
β = Inclinazione della parete interna rispetto al piano orizzontale passante per il piede;

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

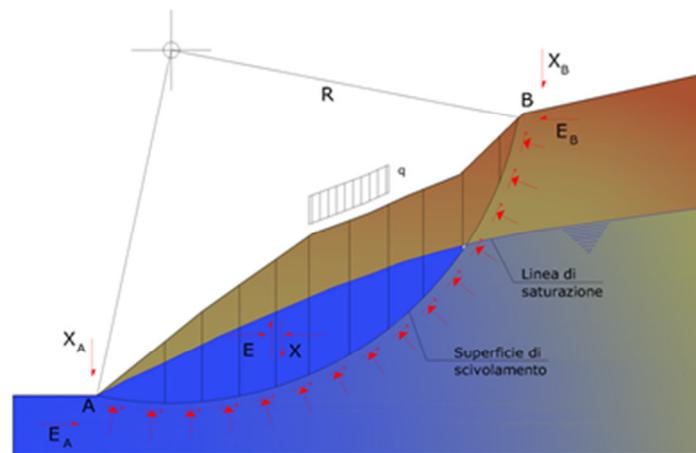
Il metodo dell'equilibrio limite consiste nello studiare l'equilibrio di un corpo rigido, costituito dal pendio e da una superficie di scorrimento di forma qualsiasi (linea retta, arco di cerchio, spirale logaritmica); da tale equilibrio vengono calcolate le tensioni da taglio (t) e confrontate con la

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.

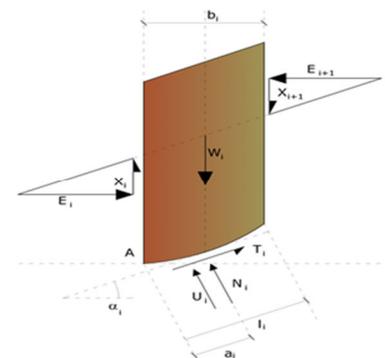
L'analisi delle condizioni di equilibrio viene svolta con ricorso al codice di calcolo Slope 2021 (Geostru).

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:

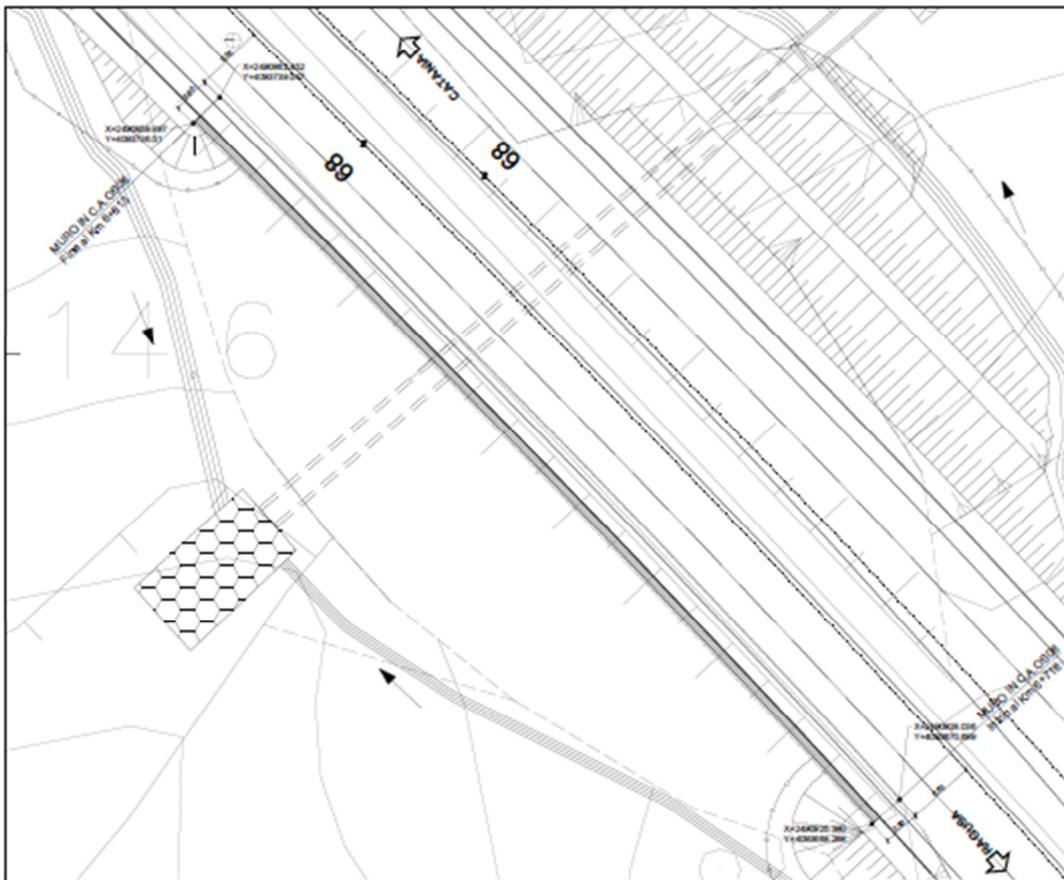
- Paramento verticale;
- Zattera di fondazione.

7 DATI GENERALI DI CALCOLO

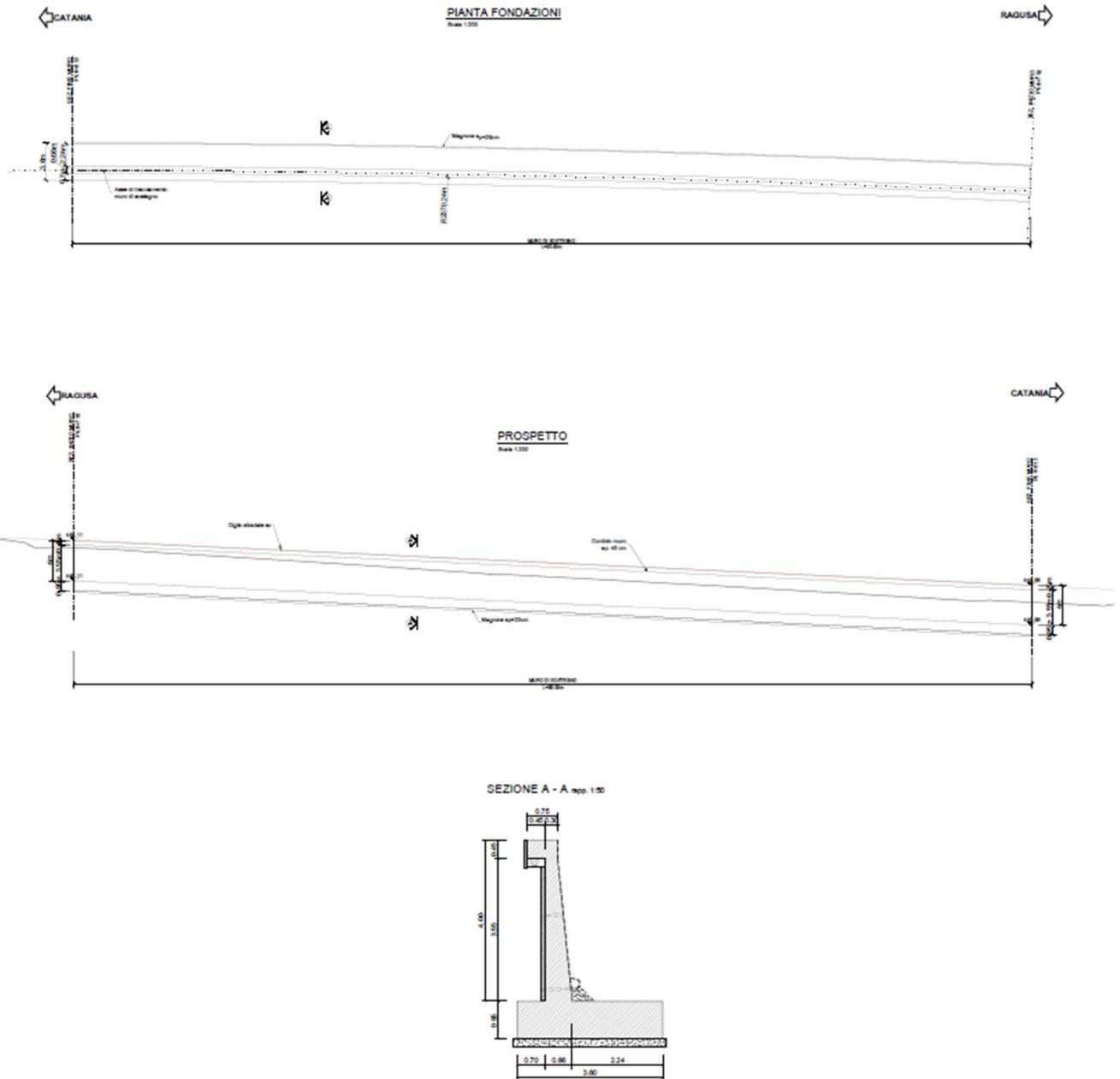
7.1 DESCRIZIONE DELLE OPERE

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 95 m. Il muro presenta una fondazione diretta gettata in opera di spessore pari a 0.95 m, larghezza di 3.60 m e paramento di altezza costante pari a 4.00 m.

PLANIMETRIA TRACCIAMENTO



RELAZIONE DI CALCOLO



RELAZIONE DI CALCOLO

7.2 INPUT DI CALCOLO

7.2.1 DATI DI CALCOLO

			valori caratteristici SLE		valori di progetto	
			STR/GEO	EQU	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		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0,00	0,00	0,00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	27,00	27	22,18
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	18,00	18,00	18,00
	Peso Unità di Volume del Rintero della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19,00	19,00	19,00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	7,20		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	54000		

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0,247	0,247	0,311
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0,312	0,312	0,384
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0,320	0,320	0,394
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2,663	2,663	2,213
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2,488	2,488	2,051
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2,467	2,467	2,031

			valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
			STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico 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	0,00	0,00	0,00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0,00	0,00	0,00
	Sovraccarico 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	12,50	12,50	18,75
	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	12,50	12,50	18,75
Coefficients di combinazione condizione rara $\psi1$			1,00	condizione quasi permanente $\psi2$		0,00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico 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		

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)

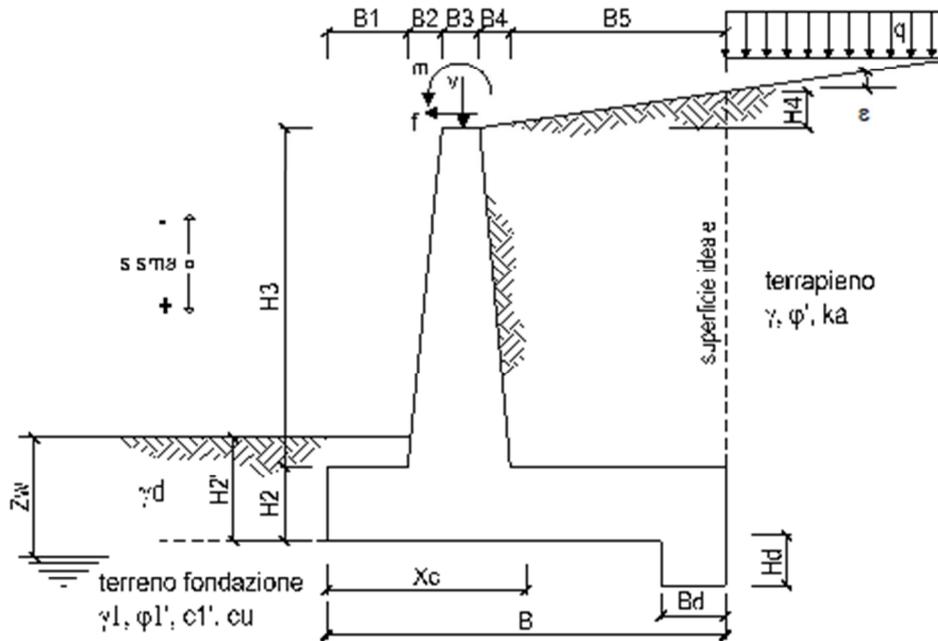
7.2.2 COEFFICIENTI PARZIALI

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	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
coesione	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,00	1,00
resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40	1,00	1,00
peso unità di volume	γ	γ_γ	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=4.00m



Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4,00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0,00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0,30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0,51	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3,60	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0,95	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0,70	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2,09	(m)
Altezza dente	Hd =	0,00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0,00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1,80	(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:

- Alternanza di biocalcareni cementate e calcareniti marnose (Mc litoide)

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 [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kPa]
Rilevato di nuova realizzazione (materiale di riempimento)	19	35	0.00
Litologia al di sotto dell'intradosso platea			
Ocm sciolta	18	27	20
Mc sciolta	21.4	40	0
Falda: 24.20m dal p.c.			

7.4 AZIONE SISMICA DI RIFERIMENTO

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

Longitudine 36.983006

Latitudine 14.675784

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 0,3190 (-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s 1,1000 (-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T 1,0000 (-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s 0,3100 (-)
	Coefficiente sismico orizzontale	k_h 0,1088 (-)
	Coefficiente sismico verticale	k_v 0,0544 (-)

7.5 CORDOLO BARRIERA DI SICUREZZA

7.6 RISULTATI VERIFICHE MURO H=4.00M

7.6.1 Verifiche geotecniche

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.

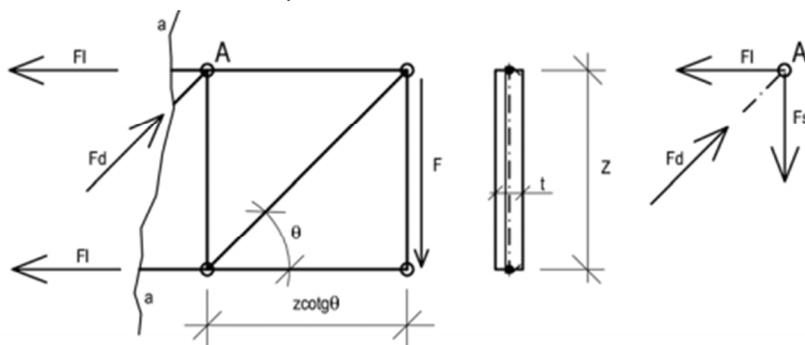
I valori della torsione di calcolo interna TR_d sono dunque tre:

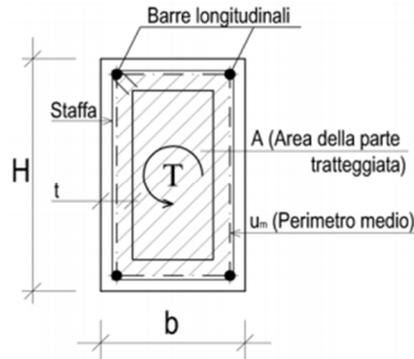
- a) quella dovuta all'armatura longitudinale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- b) quella dovuta all'armatura trasversale tesa che ha raggiunto lo snervamento;
- c) quella dovuta alle bielle oblique di calcestruzzo compresso, considerato alla soglia dello stato limite ultimo.

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.





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

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

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 mm² 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

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
resistenza calcestruzzo	R_{ck}	40 N/mm²
	f_{ck}	33 N/mm²
coeff. parziale di sicurezza del cls	γ_c	1,50
	f_{cd}	18,81 N/mm²
resistenza calcestruzzo ridotta	f'_{cd}=v/f_{cd}	9,41 N/mm²
resistenza acciaio	f_{yd}	391,30 N/mm²

RELAZIONE DI CALCOLO

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
	σ_{cp}	0,00	
inclin. arm. trasv. rispetto asse trave	α	90	°
inclin. puntoni cls	θ	13,95	°
coefficiente maggiorativo	α_c	1,00	

1		membrature non compresse	
1	1+σ _{cp} /f _{cd}	0<σ _{cp} <0.25f _{cd}	4,7033333
1,25	1,25	0.25<σ _{cp} <0.50f _{cd}	9,4066667
2,5	2.5(1-σ _{cp} /f _{cd})	0.50<σ _{cp} <f _{cd}	

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*d*(Asw/s)*f_{yd}*(ctgα+ctgθ)*sinα 409,49 KN

Resistenza di calcolo a taglio compressione
V_{Rcd}=0.9*d*b_w*α_c*f_{cd}*(ctgα+ctgθ)/(1+ctg²θ) 972,44 KN

Resistenza di taglio
V_{Rd}=min(V_{Rsd},V_{Rcd}) **409,49 KN**
V_{Rd}>V_{Ed} **VERIFICATA**
Tasso di lavoro 0,244

Essendo l'elemento sottoposto al regime di **taglio-torsione** si verifica:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = 0.69 + 0.224 = 0.914 \leq 1$$

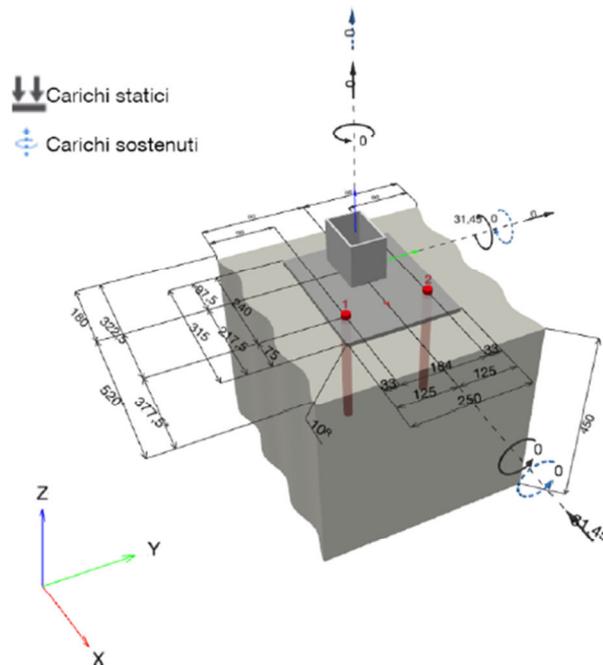
la verifica risulta essere dunque soddisfatta.

VERIFICA ANCORAGGIO BARRIERA STRADALE

Per la verifica dell'ancoraggio chimico della barriera al cordolo si procede con l'approccio del momento plastico, cioè si considera il momento plastico che il montante della barriera metallica di sicurezza può fornire. Tale approccio ottempera quanto previsto dal § 4.7.3.3 della UNI EN 19912 così come emendato dall'appendice nazionale (G.U. 27 Marzo 2013, DM 31/07/2012).

Considerando la barriera tipo H3 Bordo Ponte si è proceduto alla verifica di ancoraggi chimici costituiti da barre filettate M20 8.8, in acciaio zincato, ancorate al supporto con resina ad iniezione con profondità di posa 250 mm.

Le azioni sollecitanti sono il momento plastico del montante di una delle barriere commerciali di tipo H3 Bordo Ponte (montante 120x80x5) o equivalenti.



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.

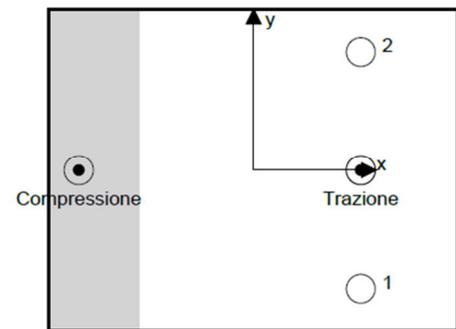
Schematizzazione e modellazione delle azioni

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

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

Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{Sk} = 53,644 \text{ [kN]}$$

$$V_{Sk} = 11,648 \text{ [kN]}$$

$$\delta_N = 0,2049 \text{ [mm]}$$

$$\delta_V = 0,4659 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,5090 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{Sk} = 53,644 \text{ [kN]}$$

$$V_{Sk} = 11,648 \text{ [kN]}$$

$$\delta_N = 0,5123 \text{ [mm]}$$

$$\delta_V = 0,6989 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,8665 \text{ [mm]}$$

RELAZIONE DI CALCOLO

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)	30,00	27,00
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	25,50	22,95
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	85,50	76,95
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0,00	0,00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	141,00	126,90
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	158,84	142,96
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	1,12	1,01
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	19,38	17,44
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0,00	0,00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	179,34	161,41
- 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)	25,50	22,95
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	29,84	26,85
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	153,90	138,51
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	209,24	188,31
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	405,84	365,25
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	3,06	2,76
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	25,97	23,37
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0,00	0,00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	434,87	391,38
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$(B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		15,34
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		7,67
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		19,51
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		9,75

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)	9,63
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	6,33
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	4,42
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	20,38

- 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)	1,39
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	1,62
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	8,37
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0,00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	11,38

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	50,97
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0,93
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	7,62
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	59,52

- 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)	22,07
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)	1,86
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	24,11

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta totale condizione statica					
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58,63	79,15	81,15
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)	24,71	33,36	46,63
- Componente orizzontale condizione statica					
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	54,74	73,89	77,37
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	23,07	31,14	44,46
- Componente verticale condizione statica					
Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21,01	28,37	24,47
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)	8,86	11,95	14,06
- 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 =	$\text{Stv} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	91,14	123,04	128,83
MSt2 =	$\text{Stv} \cdot B$	(kNm/m)	75,64	102,12	88,10
MSq1 perm=	$\text{Sqh perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq1 acc =	$\text{Sqh acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	57,62	77,78	111,05
MSq2 perm=	$\text{Sqv perm} \cdot B$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00
MSq2 acc =	$\text{Sqv acc} \cdot B$	(kNm/m)	31,88	43,04	50,63
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)	12,50	12,50	18,75
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	61,88	61,88	92,81
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + \text{Stv} + \text{Sqv perm} + \text{Sqv acc}$		360,66	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$\text{Stv} + \text{Sqh} + f$		117,54	(kN/m)
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$\text{tg} \phi_1'$		0,51	(-)
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$		1,56	> 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + \text{Mfext3}$		718,43	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$\text{MSt} + \text{MSq} + \text{Mfext1} + \text{Mfext2} + \text{MSp}$		351,44	(kNm/m)
Fs ribaltamento	Ms / Mr		2,04	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$Pm + Pt + v + \text{Stv} + \text{Sqv} (+ \text{Sovr acc})$	360,66	360,66	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$\text{Stv} + \text{Sqh} + f - Sp$	117,54	117,54	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	514,05	514,05	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$Xc \cdot N - MM$	135,14	135,14	(kNm/m)

RELAZIONE DI CALCOLO

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kPa)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,37	0,37	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	2,85	2,85	(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)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,45	0,45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,41	0,41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot(\varphi)))^{m+1}$		0,31	0,31	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

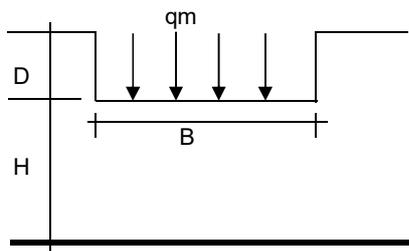
q_{lim}	(carico limite unitario)	221,98	221,98	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

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

N_{min}	1,75	>	1
N_{max}	1,75	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	350,21	(kN/m)
M	101,89	(kNm/m)
$e = M / N$	0,29	(m)
B^*	3,02	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0,95	(m)
D / B^* =	0,31	(m)
H_s / B^* =	2,39	(m)

RELAZIONE DI CALCOLO

Carico unitario medio (qm)	$qm = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* =$	119,50	(kN/mq)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0,947	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H/B)$	$\mu_1 =$	0,74	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot qm \cdot B^* / E =$	4,69	(mm)

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot ka$	(kN/m)	58,63	58,63	73,77
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* \cdot (1 + kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	19,24	19,24	22,31
Ssq1 perm = $qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot kas^+$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	54,74	54,74	70,33
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17,97	17,97	21,27
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)	21,01	21,01	22,25
Sst1v sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	6,90	6,90	6,73
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

$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1' \cdot (1 + kv) \cdot H_d^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot (1 + kv) \cdot kps^+ \cdot H_2) \cdot H_d$	(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)	91,14	91,14	117,11
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	29,91	29,91	35,42
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	75,64	75,64	80,09
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	24,83	24,83	24,22
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 = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0,00	0,00	0,00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)				
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		365,67	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$		107,55	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
$f = \operatorname{tg}\varphi_1'$		0,51	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T		1,73	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$		644,10	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$		92,63	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr		6,95	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr} acc)$		365,67	365,67	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$		107,55		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \sum M$		579,10	579,10	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		79,11	79,11	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,22	0,22	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,17	3,17	(m)

RELAZIONE DI CALCOLO

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$ (1 in cond. nd)	13,20	(-)
$N_c = (N_q - 1)/\text{tg}(\varphi)$ (2+ π in cond. nd)	23,94	(-)
$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$ (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)	0,50	0,50	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$	0,46	0,46	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$	0,35	0,35	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim} (carico limite unitario)	263,79	263,79	(kN/m ²)
------------------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B / N$	N_{min}	2,28	>	
		N_{max}	2,28	>	1

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)	58,63	58,63	73,77
$Sst1_{sism} = 0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^- - Sst1_{stat}$	(kN/m)	13,10	13,10	14,56
$Ssq1_{perm} = q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^-$	(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 -

$Sst1h_{stat} = Sst1_{stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	54,74	54,74	70,33
$Sst1h_{sism} = Sst1_{sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	12,23	12,23	13,89
$Ssq1h_{perm} = Ssq1_{perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1h_{acc} = Ssq1_{acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00

- Componente verticale condizione sismica -

$Sst1v_{stat} = Sst1_{stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	21,01	21,01	22,25
$Sst1v_{sism} = Sst1_{sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	4,69	4,69	4,39
$Ssq1v_{perm} = Ssq1_{perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0,00	0,00	0,00
$Ssq1v_{acc} = Ssq1_{acc} \cdot \sin \delta$	(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
$MSst1_{stat} = Sst1h_{stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	91,14	91,14	117,11
$MSst1_{sism} = Sst1h_{sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	20,36	20,36	23,12
$MSst2_{stat} = Sst1v_{stat} \cdot B$	(kNm/m)	75,64	75,64	80,09
$MSst2_{sism} = Sst1v_{sism} \cdot B$	(kNm/m)	16,89	16,89	15,81
$MSsq1 = Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(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

RELAZIONE DI CALCOLO

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad 328,62 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh \quad 101,81 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

$$F_s = (N*f + S_p) / T \quad \mathbf{1,64} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 740,01^* \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst} + M_{Ssq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts} \quad 255,63^* \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{2,89} \quad > \quad \mathbf{1}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp \quad 101,81 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 509,75 \quad 509,75 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c * N - MM \quad 81,77 \quad 81,77 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

RELAZIONE DI CALCOLO

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0,00		(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	27,00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	18,00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	18,05		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0,25	0,25	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3,10	3,10	(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)

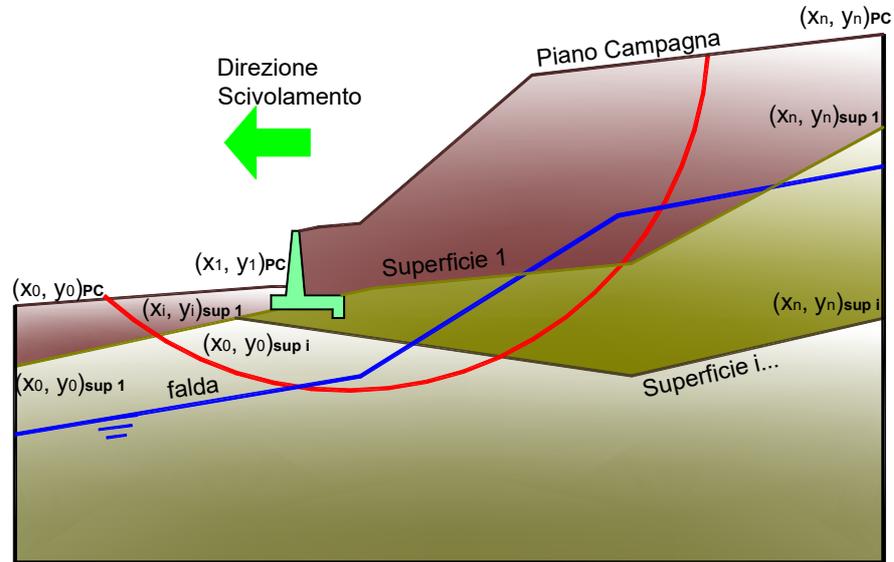
$i_q = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	0,48	0,48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0,43	0,43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' * \text{cotg}(\varphi)))^{m+1}$		0,33	0,33	(-)

(fondazione nastroforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	246,33	246,33	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	2,33	>	
		N_{max}	2,33	>	1

VERIFICA DI STABILIA' GLOBALE



	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	Descrizione
materiale 1	18	27,00	20	fondazione
materiale 2	19	35,00	0	terrapieno

Limiti ricerca superfici

Xa	90	Xc	105	alfa min	40	# superfici massimo 1331
Xb	97	Xd	125	alfa max	70	
n1	10	n2	10	n alfa	10	

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	91,445	124,212	27,184	90,700	111,000	1,587	1,256
2	92,639	121,290	24,329	90,700	111,000	1,587	1,287
3	89,996	132,820	35,789	90,700	113,000	1,594	1,312
4	93,720	114,801	18,017	90,700	109,000	1,610	1,260
5	91,719	128,225	31,203	90,700	113,000	1,632	1,339
6	93,608	118,917	22,071	90,700	111,000	1,633	1,323
7	94,365	113,365	16,733	90,700	109,000	1,638	1,313
8	91,408	131,137	33,591	91,400	113,000	1,643	1,345
9	94,561	114,275	17,026	91,400	109,000	1,650	1,283
10	93,674	120,390	22,958	91,400	111,000	1,652	1,317
11	94,414	116,942	20,247	90,700	111,000	1,664	1,363
12	95,150	112,930	15,835	91,400	109,000	1,677	1,337
13	93,055	124,665	27,727	90,700	113,000	1,677	1,372
14	94,551	118,179	20,873	91,400	111,000	1,679	1,353
15	92,946	126,910	29,405	91,400	113,000	1,682	1,373
16	94,925	112,118	15,660	90,700	109,000	1,685	1,369
17	92,781	129,500	31,456	92,100	113,000	1,697	1,381
18	94,692	119,505	21,609	92,100	111,000	1,698	1,348
19	95,394	113,755	16,044	92,100	109,000	1,706	1,296
20	95,285	116,332	19,184	91,400	111,000	1,709	1,394
21	95,100	115,264	18,749	90,700	111,000	1,723	1,412
22	95,664	111,757	14,838	91,400	109,000	1,724	1,394
23	95,482	117,453	19,693	92,100	111,000	1,724	1,385
24	95,929	112,498	14,945	92,100	109,000	1,726	1,359
25	94,125	121,812	25,009	90,700	113,000	1,726	1,409
26	94,146	123,611	26,210	91,400	113,000	1,728	1,407
27	94,144	125,625	27,648	92,100	113,000	1,738	1,410
28	95,418	111,018	14,754	90,700	109,000	1,738	1,428
29	95,692	118,636	20,283	92,800	111,000	1,752	1,381
30	96,145	115,730	18,135	92,100	111,000	1,755	1,427
31	96,700	112,071	14,063	92,800	109,000	1,769	1,384
32	95,910	114,758	17,793	91,400	111,000	1,770	1,444
33	96,397	111,400	14,022	92,100	109,000	1,775	1,417
34	96,398	116,737	18,530	92,800	111,000	1,776	1,419
35	95,113	120,953	23,700	91,400	113,000	1,779	1,445

RELAZIONE DI CALCOLO

36	95,007	119,462	22,834	90,700	113,000	1,782	1,452
37	95,216	122,578	24,723	92,100	113,000	1,785	1,445
38	95,692	113,814	17,503	90,700	111,000	1,789	1,465
39	96,118	110,721	13,995	91,400	109,000	1,794	1,452
40	91,764	133,172	36,149	90,700	115,000	1,794	1,430
41	95,314	124,370	25,933	92,800	113,000	1,797	1,450
42	95,859	110,036	13,984	90,700	109,000	1,816	1,492
43	97,124	111,045	13,213	92,800	109,000	1,817	1,443
44	96,712	114,256	16,848	92,100	111,000	1,817	1,478
45	97,299	116,033	17,386	93,500	111,000	1,827	1,453
46	96,812	110,426	13,241	92,100	109,000	1,830	1,479
47	97,463	111,648	13,191	93,500	109,000	1,831	1,398
48	96,994	115,136	17,099	92,800	111,000	1,831	1,463
49	95,913	118,754	21,683	91,400	113,000	1,836	1,489
50	96,452	113,392	16,633	91,400	111,000	1,837	1,499
51	96,085	120,109	22,413	92,100	113,000	1,837	1,484
52	93,299	128,751	31,819	90,700	115,000	1,838	1,462
53	96,212	112,541	16,454	90,700	111,000	1,839	1,522
54	95,749	117,483	21,059	90,700	113,000	1,843	1,500
55	96,264	121,566	23,266	92,800	113,000	1,846	1,485
56	96,524	109,794	13,277	91,400	109,000	1,856	1,519
57	93,085	131,597	34,093	91,400	115,000	1,857	1,470
58	96,453	123,149	24,262	93,500	113,000	1,862	1,492
59	97,844	110,694	12,412	93,500	109,000	1,868	1,464
60	97,505	113,761	15,913	92,800	111,000	1,870	1,514
61	97,500	110,134	12,493	92,800	109,000	1,872	1,506
62	97,830	114,550	16,078	93,500	111,000	1,883	1,499
63	97,206	112,975	15,772	92,100	111,000	1,886	1,534
64	94,510	125,267	28,485	90,700	115,000	1,888	1,499
65	97,184	109,554	12,575	92,100	109,000	1,893	1,547
66	96,807	118,056	20,550	92,100	113,000	1,896	1,530
67	97,039	119,279	21,149	92,800	113,000	1,899	1,526
68	96,590	116,895	20,033	91,400	113,000	1,899	1,539
69	94,461	127,505	30,116	91,400	115,000	1,902	1,503
70	98,183	109,844	11,751	93,500	109,000	1,908	1,532
71	97,289	120,576	21,841	93,500	113,000	1,912	1,529
72	96,929	112,191	15,655	91,400	111,000	1,912	1,559
73	96,386	115,786	19,591	90,700	113,000	1,912	1,556
74	98,556	110,347	11,620	94,200	109,000	1,915	1,480
75	96,674	111,410	15,564	90,700	111,000	1,920	1,589
76	98,287	113,272	14,991	93,500	111,000	1,922	1,549

RELAZIONE DI CALCOLO

77	94,372	130,064	32,092	92,100	115,000	1,924	1,512
78	95,493	122,437	25,847	90,700	115,000	1,926	1,542
79	97,839	109,315	11,877	92,800	109,000	1,935	1,576
80	98,653	113,974	15,073	94,200	111,000	1,936	1,535
81	97,951	112,562	14,920	92,800	111,000	1,941	1,571
82	95,552	124,261	27,036	91,400	115,000	1,954	1,541
83	98,858	109,558	11,017	94,200	109,000	1,957	1,552
84	97,686	117,369	19,433	92,800	113,000	1,960	1,572
85	97,419	116,314	19,020	92,100	113,000	1,961	1,581
86	97,641	111,844	14,863	92,100	111,000	1,963	1,596
87	97,975	118,465	19,908	93,500	113,000	1,967	1,571
88	97,172	115,295	18,664	91,400	113,000	1,970	1,596
89	97,355	111,121	14,824	91,400	111,000	1,970	1,625
90	95,597	126,287	28,451	92,100	115,000	1,971	1,546
91	99,058	112,791	14,082	94,200	111,000	1,975	1,586
92	98,290	119,609	20,449	94,200	113,000	1,981	1,574
93	96,941	114,306	18,361	90,700	113,000	1,988	1,617
94	99,526	109,274	10,292	94,900	109,000	1,988	1,569
95	98,489	109,079	11,186	93,500	109,000	1,990	1,600
96	96,311	120,081	23,716	90,700	115,000	1,990	1,590
97	99,461	113,408	14,086	94,900	111,000	1,992	1,570
98	96,442	121,612	24,589	91,400	115,000	1,994	1,585
99	93,339	133,754	36,811	90,700	117,000	1,994	1,545
100	98,688	112,153	14,078	93,500	111,000	1,995	1,609
101	95,622	128,573	30,146	92,800	115,000	2,000	1,559
103	98,346	111,500	14,079	92,800	111,000	2,019	1,634
104	99,132	108,844	10,501	94,200	109,000	2,023	1,624
106	96,574	123,273	25,615	92,100	115,000	2,025	1,586
107	98,238	115,741	18,021	92,800	113,000	2,027	1,625
108	98,551	116,693	18,336	93,500	113,000	2,029	1,619
109	99,817	112,316	13,187	94,900	111,000	2,029	1,622
110	94,740	129,426	32,639	90,700	117,000	2,030	1,584
111	97,949	114,809	17,748	92,100	113,000	2,034	1,639
112	98,893	117,668	18,693	94,200	113,000	2,037	1,617
113	96,706	125,098	26,824	92,800	115,000	2,048	1,594
115	99,414	111,750	13,246	94,200	111,000	2,049	1,647
116	99,769	108,613	9,823	94,900	109,000	2,052	1,642
117	97,187	119,397	22,605	91,400	115,000	2,060	1,636
118	97,007	118,079	21,966	90,700	115,000	2,061	1,645
120	94,590	132,263	34,864	91,400	117,000	2,070	1,590
124	100,398	108,384	9,154	95,600	109,000	2,080	1,644

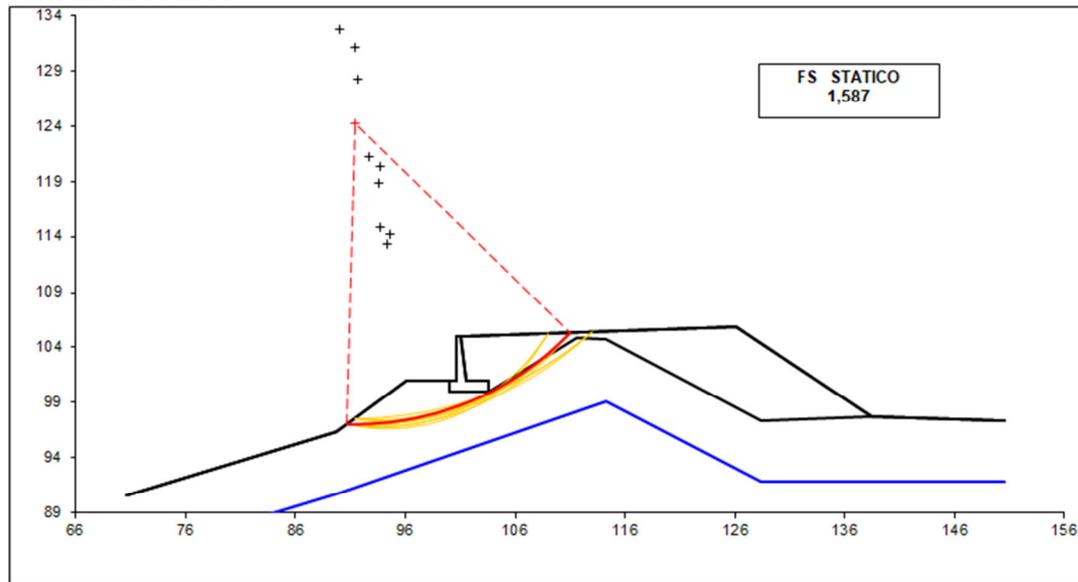
RELAZIONE DI CALCOLO

125	96,836	127,126	28,258	93,500	115,000	2,081	1,609
126	97,377	120,800	23,351	92,100	115,000	2,084	1,631
127	95,859	125,971	29,389	90,700	117,000	2,089	1,627
132	97,576	122,306	24,222	92,800	115,000	2,104	1,635
134	95,850	128,236	31,012	91,400	117,000	2,107	1,632
138	97,787	123,938	25,238	93,500	115,000	2,131	1,646
146	95,810	130,809	32,966	92,100	117,000	2,152	1,640

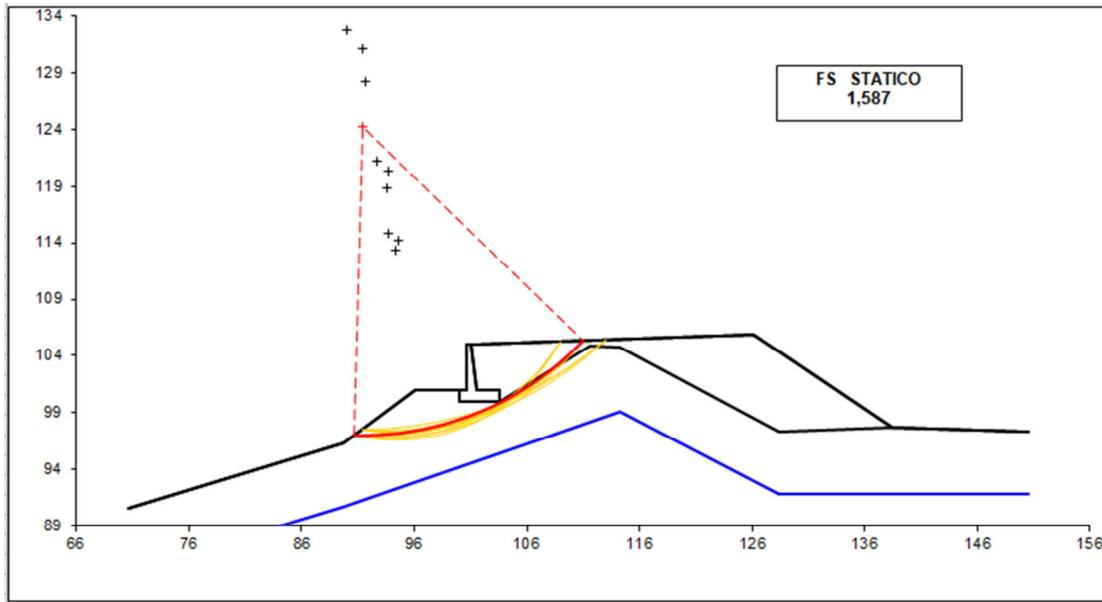
#strisce
30

# Superfici Calcolate	FS Bishop	
	STATICO	1,587
817	SISMICO	1,256

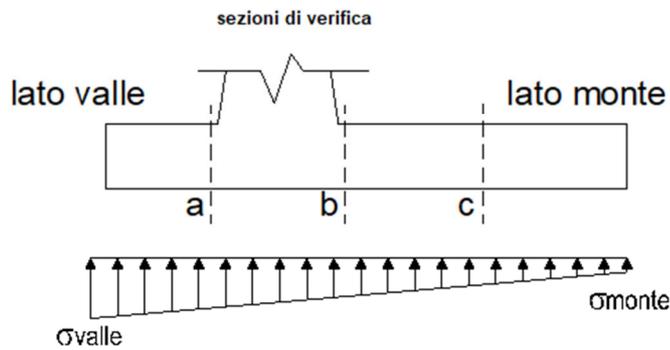
CONDIZIONE STATICA



CONDIZIONE SISMICA



7.6.2 Verifiche strutturali

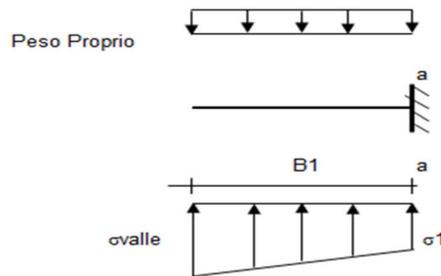


Reazioni del terreno

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	360,66	135,14	162,75	37,62
	360,66	135,14	162,75	37,62
sisma+	365,67	79,11	138,20	64,95
	365,67	79,11	138,20	64,95
sisma-	328,62	81,77	129,14	53,43
	328,62	81,77	129,14	53,43

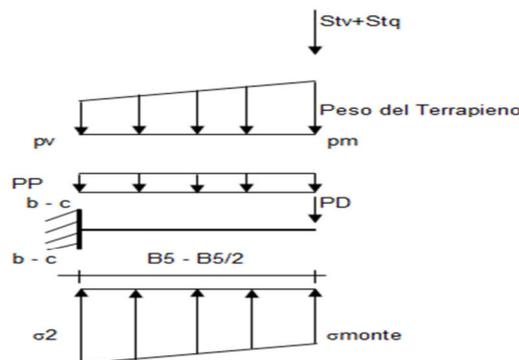
Mensola lato valle

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma	Va
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	162,75	138,42	32,07	88,78
	162,75	138,42	32,07	88,78
sisma+	138,20	123,96	26,56	76,36
	138,20	123,96	26,88	76,36
sisma-	129,14	114,42	24,94	69,93
	129,14	114,42	24,62	69,93

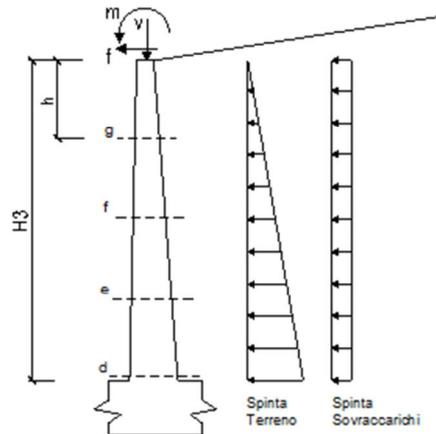


Mensola lato monte

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	37,62	110,26	-168,46	-95,34	73,94	-69,85	-87,05
	37,62	110,26	-227,42	-151,77	73,94	-84,60	-115,27
sisma+	64,95	107,48	-116,67	-68,67	86,21	-47,69	-59,59
	64,95	107,48	-116,67	-68,67	86,21	-47,69	-59,59
sisma-	53,43	97,38	-112,35	-66,27	75,40	-45,58	-57,64
	53,43	97,38	-112,35	-66,27	75,40	-45,58	-57,64



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	4,00	63,17	49,87	62,50	175,55	0,00	55,50	55,50
e-e	3,00	26,65	28,05	50,00	104,70	0,00	36,84	36,84
f-f	2,00	7,90	12,47	37,50	57,87	0,00	21,38	21,38
g-g	1,00	0,99	3,12	25,00	29,10	0,00	9,09	9,09

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4,00	47,38	24,94	12,50	84,82
e-e	3,00	26,65	18,70	12,50	57,85
f-f	2,00	11,84	12,47	12,50	36,81
g-g	1,00	2,96	6,23	12,50	21,70

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	4,00	46,79	16,45	0,00	0,00	10,23	73,47	0,00	58,52	58,52
e-e	3,00	19,74	6,94	0,00	0,00	5,23	31,91	0,00	38,85	38,85
f-f	2,00	5,85	2,06	0,00	0,00	2,09	10,00	0,00	22,54	22,54
g-g	1,00	0,73	0,26	0,00	0,00	0,47	1,45	0,00	9,59	9,59

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	4,00	35,10	12,34	0,00	0,00	6,04	53,47
e-e	3,00	19,74	6,94	0,00	0,00	4,01	30,69
f-f	2,00	8,77	3,08	0,00	0,00	2,33	14,18
g-g	1,00	2,19	0,77	0,00	0,00	0,99	3,95

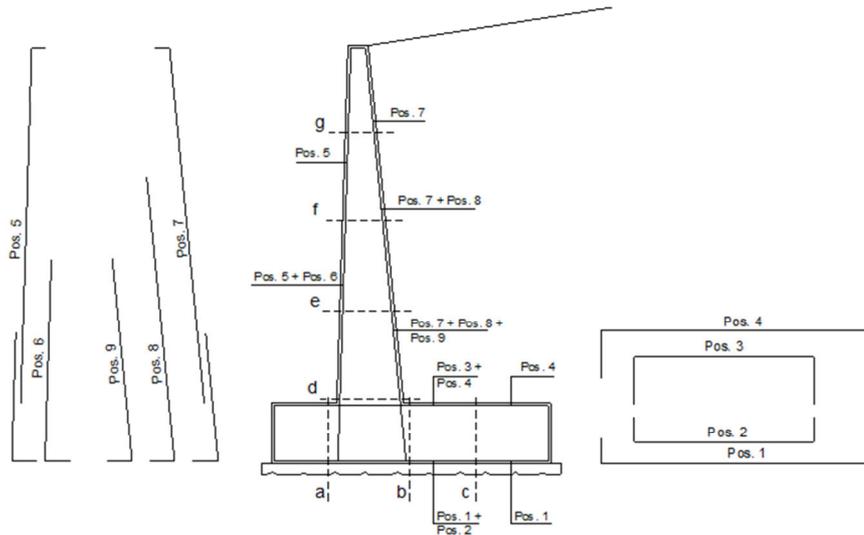
RELAZIONE DI CALCOLO

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	4,00	46,79	11,20	0,00	0,00	10,23	68,22	0,00	52,48	52,48
e-e	3,00	19,74	4,72	0,00	0,00	5,23	29,70	0,00	34,84	34,84
f-f	2,00	5,85	1,40	0,00	0,00	2,09	9,34	0,00	20,21	20,21
g-g	1,00	0,73	0,17	0,00	0,00	0,47	1,37	0,00	8,60	8,60

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	4,00	35,10	8,40	0,00	0,00	6,04	49,53
e-e	3,00	19,74	4,72	0,00	0,00	4,01	28,47
f-f	2,00	8,77	2,10	0,00	0,00	2,33	13,20
g-g	1,00	2,19	0,52	0,00	0,00	0,99	3,71

SCHEMA DELLE ARMATURE



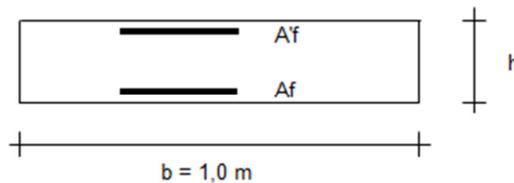
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5,0	16		5	5,0	16	
2	0,0	0	<input type="checkbox"/>	6	0,0	0	<input type="checkbox"/>
3	0,0	0	<input type="checkbox"/>	7	5,0	20	
4	5,0	20		8	0,0	0	<input type="checkbox"/>
				9	0,0	0	<input type="checkbox"/>

RELAZIONE DI CALCOLO

VERIFICA

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	32,07	0,00	0,95	10,05	15,71	350,92
b - b	-227,42	0,00	0,95	15,71	10,05	534,72
c - c	-84,60	0,00	0,95	15,71	10,05	534,72
d - d	175,55	55,50	0,81	15,71	10,05	468,09
e - e	104,70	36,84	0,68	15,71	10,05	380,84
f - f	57,87	21,38	0,56	15,71	10,05	296,69
g - g	29,10	9,09	0,43	15,71	10,05	215,00

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



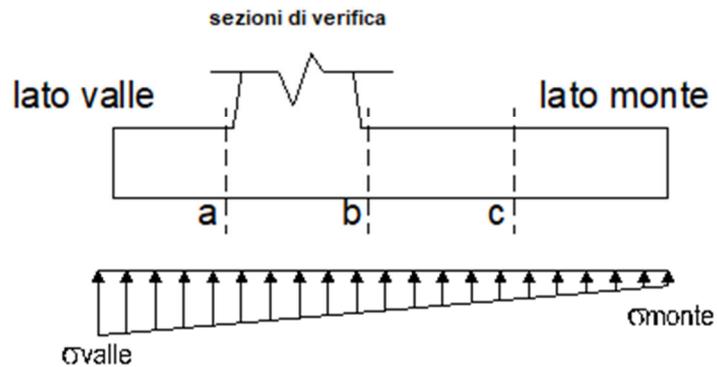
VERIFICA A TAGLIO

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}
(-)	(kN)	(m)	(kN)
a - a	88,78	0,95	314,82
b - b	151,77	0,95	314,82
c - c	115,27	0,95	314,82
d - d	84,82	0,81	284,42
e - e	57,85	0,68	246,18
f - f	36,81	0,56	212,84
g - g	21,70	0,43	183,98

VERIFICA A FESSURAZIONE

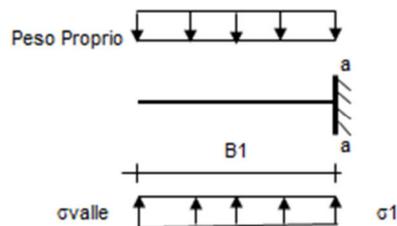
Calcolo sollecitazione soletta di fondazione

caso	N	M	σ _{valle}	σ _{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	350,21	101,89	144,45	50,11
	350,21	101,89	144,45	50,11
Q.P.	341,35	60,21	122,69	66,95
	341,35	60,21	122,69	66,95



Mensola lato valle

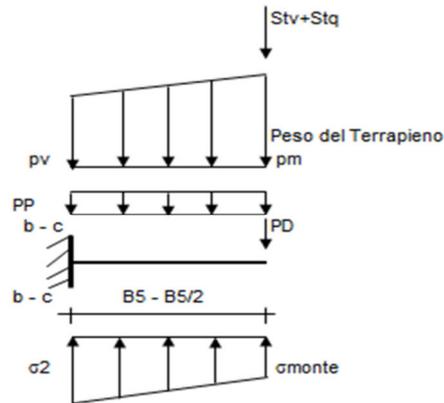
caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	144,45	126,11	28,07
	144,45	126,11	28,07
Q.P.	122,69	111,85	23,36
	122,69	111,85	23,36



Mensola lato monte

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	50,11	104,88	-132,34	77,49	-53,74
	50,11	104,88	-176,02	77,49	-64,66
Q.P.	66,95	99,31	-93,38	83,13	-37,33
	66,95	99,31	-93,38	83,13	-37,33

RELAZIONE DI CALCOLO



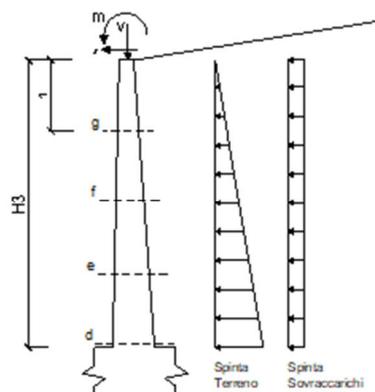
Azioni sul parameno verticale

condizione Frequente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4,00	46,79	36,94	62,50	146,24	0,00	55,50	55,50
e-e	3,00	19,74	20,78	50,00	90,52	0,00	36,84	36,84
f-f	2,00	5,85	9,24	37,50	52,59	0,00	21,38	21,38
g-g	1,00	0,73	2,31	25,00	28,04	0,00	9,09	9,09

condizione Quasi Permanente

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	4,00	46,79	0,00	0,00	46,79	0,00	55,50	55,50
e-e	3,00	19,74	0,00	0,00	19,74	0,00	36,84	36,84
f-f	2,00	5,85	0,00	0,00	5,85	0,00	21,38	21,38
g-g	1,00	0,73	0,00	0,00	0,73	0,00	9,09	9,09



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	28,07	0,00	0,95	10,05	15,71	0,41	33,26	0,057	0,200
b - b	-176,02	0,00	0,95	15,71	10,05	2,19	135,08	0,198	0,200
c - c	-64,66	0,00	0,95	15,71	10,05	0,81	49,62	0,073	0,200
d - d	146,24	55,50	0,81	15,71	10,05	2,44	117,47	0,172	0,200
e - e	90,52	36,84	0,68	15,71	10,05	2,03	89,71	0,131	0,200
f - f	52,59	21,38	0,56	15,71	10,05	1,70	67,97	0,093	0,200
g - g	28,04	9,09	0,43	15,71	10,05	1,47	51,61	0,060	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	23,36	0,00	0,95	10,05	15,71	0,34	27,68	0,048	0,200
b - b	-93,38	0,00	0,95	15,71	10,05	1,16	71,65	0,105	0,200
c - c	-37,33	0,00	0,95	15,71	10,05	0,47	28,65	0,042	0,200
d - d	46,79	55,50	0,81	15,71	10,05	0,78	26,90	0,039	0,200
e - e	19,74	36,84	0,68	15,71	10,05	0,44	11,55	0,017	0,200
f - f	5,85	21,38	0,56	15,71	10,05	0,18	2,61	0,003	0,200
g - g	0,73	9,09	0,43	15,71	10,05	0,04	-0,06	0,000	0,200

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

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	28,07	0,00	0,95	10,05	15,71	0,41	33,26
b - b	-176,02	0,00	0,95	15,71	10,05	2,19	135,08
c - c	-64,66	0,00	0,95	15,71	10,05	0,81	49,62
d - d	146,24	55,50	0,81	15,71	10,05	2,44	117,47
e - e	90,52	36,84	0,68	15,71	10,05	2,03	89,71
f - f	52,59	21,38	0,56	15,71	10,05	1,70	67,97
g - g	28,04	9,09	0,43	15,71	10,05	1,47	51,61