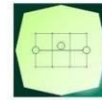


CONCEDENTE



CONCESSIONARIA



SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

CUP E3 1 B05000390007

COLLEGAMENTO AUTOSTRADALE
DI CONNESSIONE TRA LE CITTA' DI
BRESCIA E MILANO

PROCEDURA AUTORIZZATIVA D. LGS 163/2006
DELIBERA C.I.P.E. DI APPROVAZIONE DEL PROGETTO DEFINITIVO N° 19/2016

INTERCONNESSIONE A35-A4
PROGETTO ESECUTIVO

O-PARTE GENERALE

00-GENERALE

00002 - ELABORATI TIPOLOGICI

INTERVENTI DI MITIGAZIONE ACUSTICA - STUDIO ACUSTICO E VIBRAZIONALE

BARRIERE ANTIRUMORE - RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. PIETRO MAZZOLI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI PARMA N. 821

IL DIRETTORE TECNICO
IMPRESA PIZZAROTTI E C. S.P.A.
DOTT. ING. SABINO DEL BALZO
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI POTENZA N. 631

APPROVATO SDP

I.D.	IDENTIFICAZIONE ELABORATO													PROGR.		DATA:	
	EMITT.	TIPO	FASE	M.A.	LOTTO	OPERA	PROG. OPERA	TRATTO	PARTE	PROGR.	PARI.DOC.	STATO	REV.	LUG	2016	SCALA:	
66129	04	RC	E	I	11	00	002	00	00	013	00	A	00				

ELABORAZIONE PROGETTUALE

REVISIONE

IL PROGETTISTA
PIACENTINI INGEGNERI S.R.L.
DOTT. ING. LUCA PIACENTINI
ORDINE DEGLI INGEGNERI DI BOLOGNA N. 4152

N.	REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	DATA	CONTROLLATO	DATA	APPROVATO
A	00	EMISSIONE	29/07/2016	PIACENTINI	29/07/2016	MAZZOLI	29/07/2016	MAZZOLI

IL CONCEDENTE



IL CONCESSIONARIO



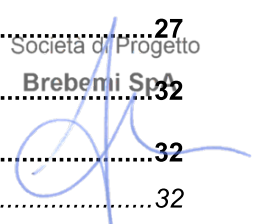
SOCIETÀ DI PROGETTO
BREBEMI SPA

Società di Progetto
Brebemi SpA

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTAMENTE PUBBLICATO, IN TUTTO O IN PARTE, SENZA IL CONSENSO SCRITTO DELLA SdP BREBEMI S.P.A. OGNI UTILIZZO NON AUTORIZZATO SARA' PERSEGUITO A NORMA DI LEGGE
THIS DOCUMENT MAY NOT BE COPIED, REPRODUCED OR PUBLISHED, EITHER IN PART OR IN ITS ENTIRETY, WITHOUT THE WRITTEN PERMISSION OF SdP BREBEMI S.P.A. UNAUTHORIZED USE WILL BE PROSECUTE BY LAW

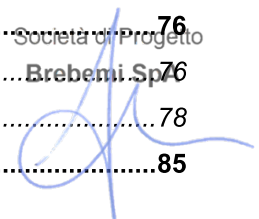
INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	7
2.1	Barriere Antirumore	7
2.2	Opere in c.a. e strutture metalliche	7
2.3	Altri documenti	8
3.	CRITERI DI CALCOLO	9
3.1	 Criteri e definizione dell'azione sismica	9
3.2	 Combinazioni di carico	11
3.2.1	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	<i>11</i>
3.2.2	<i>Combinazioni per la condizione sismica</i>	<i>12</i>
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
4.1	 Conglomerati cementizi	14
4.1.1	<i>Conglomerato cementizio per sottofondazioni</i>	<i>14</i>
4.1.2	<i>Conglomerato cementizio per pali di fondazione</i>	<i>14</i>
4.1.3	<i>Conglomerato cementizio per fondazioni</i>	<i>14</i>
4.2	 Acciai	15
4.2.1	<i>Acciaio per cemento armato</i>	<i>15</i>
4.2.2	<i>Acciaio per profilati metallici</i>	<i>15</i>
4.3	 Durabilità e prescrizioni sui materiali	15
4.3.1	<i>Copriferro minimo e copriferro nominale</i>	<i>16</i>
5.	PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE	17
6.	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	18
7.	ANALISI DEI CARICHI	20
7.1	 Pesi propri	20
7.2	 Spinta del terreno	20
7.3	 Carichi da vento	21
7.4	 Carico da rimozione della neve	23
7.5	 Azione sismica	23
8.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	26
8.1	 Barriera su opera d'arte	26
8.2	 Barriera su fondazione poggiate su pali ad elica	27
9.	VERIFICHE DI SICUREZZA	32
9.1	 Verifica dei montanti	32
9.1.1	<i>Verifica di resistenza</i>	<i>32</i>




9.1.2	Verifica di deformabilità.....	33
9.2	Verifica dei tirafondi.....	34
9.2.1	Tirafondi di ancoraggio a nuovi cordoli di progetto.....	34
9.2.2	Tirafondi di ancoraggio su paratia esistente di approccio a GA03.....	35
9.3	Verifica dei pali di fondazione.....	44
9.3.1	Verifica strutturale.....	44
9.3.2	Verifica di portanza dei pali.....	46
9.4	Travi di scavalco.....	48
10.	ANALISI DELLA PARATIA ESISTENTE DI APPROCCIO A GAA03.....	50
10.1	Geometria della struttura.....	50
10.2	Caratteristiche dei materiali.....	50
10.2.1	Calcestruzzo.....	50
10.2.2	Acciaio.....	51
10.2.3	Caratteristiche di progetto.....	51
10.3	Caratteristiche geotecniche del terreno.....	52
10.4	Analisi dei carichi.....	53
10.5	Analisi della struttura.....	53
10.5.1	Fasi.....	54
10.6	Sollecitazioni e verifiche.....	58
10.6.1	Sollecitazioni assiali sui tiranti.....	58
10.6.2	Sollecitazioni sul diaframma.....	58
11.	ANALISI DEL MURO ESISTENTE ESISTENTE DI RISVOLTO R1.....	62
11.1	Geometria della struttura.....	62
11.2	Analisi della struttura.....	63
11.3	Metodo di Calcolo della spinta sul muro e delle verifiche di stabilità.....	66
11.3.1	Valori caratteristici e valori di calcolo.....	66
11.3.2	Metodo di Mononobe-Okabe.....	66
11.3.3	Spinta in presenza di sisma.....	67
11.3.4	Verifica a ribaltamento.....	69
11.3.5	Verifica a scorrimento.....	69
11.3.6	Verifica al carico limite.....	70
11.3.7	Verifica alla stabilità globale.....	73
11.4	Geometria profilo terreno.....	74
11.4.1	Terreno a monte del muro.....	74
11.4.2	Terreno a valle del muro.....	75
11.4.3	Stratigrafia.....	75
11.5	Condizioni di carico.....	76
11.5.1	Normativa.....	76
11.5.2	Descrizione combinazioni di carico.....	78
11.6	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	85

APPROVATO SDP



11.7	Analisi della spinta e verifiche	86
11.7.1	Verifiche geotecniche.....	86

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 5 di 139
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

1. PREMESSA

Nel presente documento verranno riportate le verifiche strutturali relative agli elementi costituenti le opere di mitigazione acustica da collocare nell'ambito dei lavori inerenti la realizzazione dell'interconnessione tra le autostrade A4 e A35 "BreBeMi".

Con lo scopo di coprire l'intero sviluppo autostradale sia in termini di tipologia geometrica delle barriere, di posizionamento/tipo di supporto (su rilevato ovvero su opera) e di eventuale altezza del rilevato stradale, verranno sviluppate delle serie di tipologici.

In particolar modo, per quanto concerne le strutture in elevazione, verranno distinte le barriere in funzione dell'altezza del pannello antirumore: m 3.00, m 3.50 e m 4.00.

Con riferimento al loro posizionamento, le barriere vengono distinte in quanto ubicate:

- sulla sommità delle paratie esistenti di approccio alla GAA03;
- sulla sommità di nuovi muri di sostegno di progetto o su muri esistenti di analoghe caratteristiche;
- al di fuori di opere d'arte esistenti e/o di progetto, nel qual caso verranno realizzate nuove fondazioni all'uopo preposte, costituite da un cordolo continuo in c.c.a. gravante su pali ad elica di diametro 600 mm ed interasse pari a m 3.00.

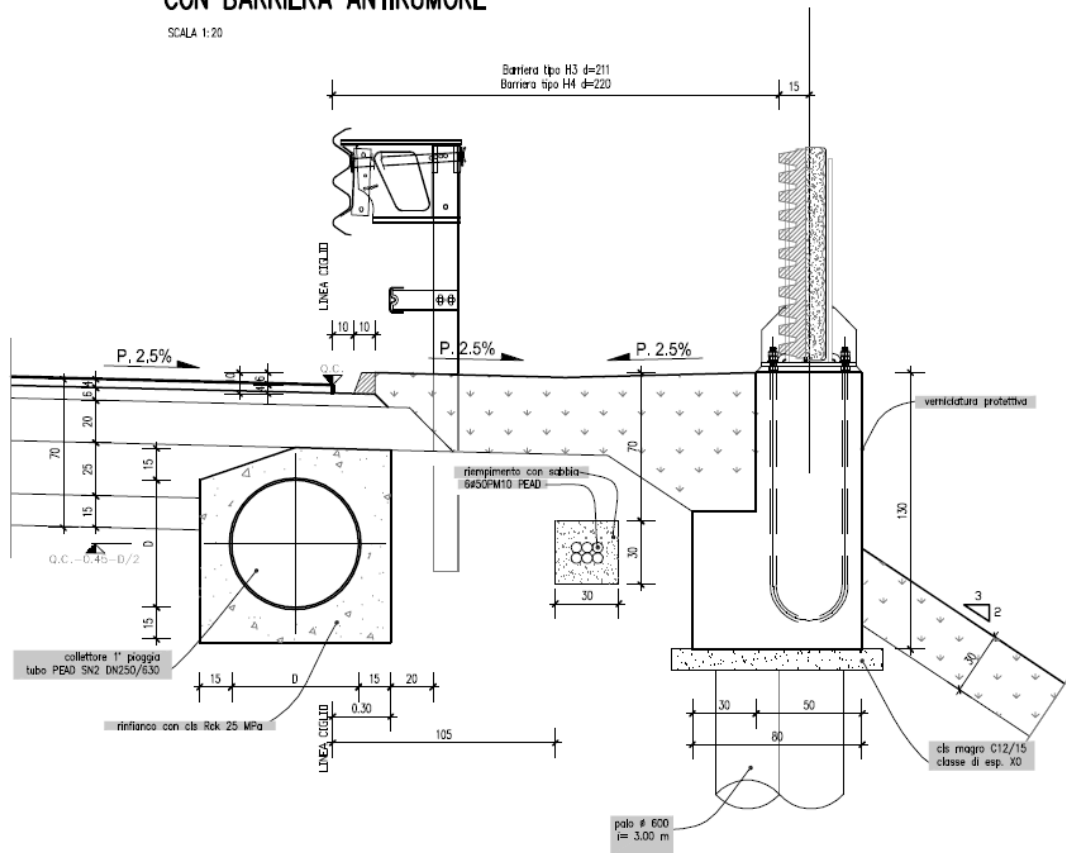
Nel caso di barriera posizionata di opera esistente o di progetto, verranno dimensionate le strutture in elevazione della barriera e gli elementi di ancoraggio di queste alla sottostruttura, oltre a verificare quest'ultima soggetta alle sollecitazioni aggiuntive dovute alle azioni dovute alla presenza della barriera.

Nel caso di barriera posizionata su nuove fondazioni su pali, verranno dimensionate le strutture in elevazione della barriera, i tirafondi e le strutture di fondazione. La figura seguente è riferita a quest'ultimo caso tipologico.

APPROVATO SDP

SEZIONE CORRENTE IN RILEVATO CON BARRIERA ANTIRUMORE

SCALA 1:20




Si riporta il riepilogo delle barriere antirumore oggetto della presente relazione di calcolo:

Codice barriera	Progr. Inizio/fine	Lunghezza [m]	Interferenze	H barriera [m]	H min/max muro/rilevato [m]	Posizione
BAAX2 - BA6	0+342 - 0+624	282		3.50	1.52 / 3.15 (Δq max = m 1.80)	sopra muro
BAAX1 - BA5	4+720 - 4+848	128		4.00	4.25 / 5.20 (Δq max = m 4.50)	sopra muro
BAAX6 - BA4	4+180 - 4+362	181	tombino scatolare IDAY5 a pk 4+292	4.00	1.50 / 2.00	fondazione su pali
BAAX5 - BA3	3+615 - 3+816	200	tombino scatolare IDA12- IDA13 a pk 3+732	4.00	1.60 / 2.00	fondazione su pali
BAAX4 - BA2	S 1+994 - 2+229	247		4.00	-- (trincea al piede)	fondazione su pali
				3.00	0.00 / 1.00	sopra muro
				3.00	0.00 / 1.00 (carreggiata fra muri ad "U")	su opera d'arte esistente (paratia di approccio GAA03)
BAAX3 - BA1	N 2+139- 2+229	90		3.00	0.00 / 1.00 (carreggiata fra muri ad "U")	su opera d'arte esistente (paratia di approccio GAA03)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brenni SpA

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 7 di 139
--	----------------------------	---	-------------	--------------------

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

2.1 Barriere Antirumore

- UNI EN 1794-1 – Agosto 2004 – Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico stradale – Prestazioni non acustiche – Parte 1: Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità
- UNI 11160 – Settembre 2005 – Linee guida per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo di sistemi antirumore per infrastrutture di trasporto via terra


2.2 Opere in c.a. e strutture metalliche

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086”;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 “Istruzione per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”;
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”;
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”;
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”;

Società di Progetto

Ernesto Spina




	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 8 di 139
--	----------------------------	--	-------------	--------------------

- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”;
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni;
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.

2.3 Altri documenti

- CNR 10024/86 – Analisi mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



3. CRITERI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

La totalità delle barriere previste in progetto sono riconducibili a tre tipologie caratterizzate da tre differenti altezze:

Tipo	A	B	C
Altezza barriera	4.00 m	3.50 m	3.00 m

Per ognuna delle suddette tipologie si è eseguita l'analisi strutturale per le condizioni di vento predominante e di sisma. Per definire le sollecitazioni nella condizione di vento predominante è stata scelta la barriera che presenta massima altezza di rilevato essendo l'altezza di calcolo del coefficiente di esposizione comprensiva del rilevato; per la condizione sismica si è presa in considerazione la barriera che presenta l'accelerazione sismica massima.

In quanto di pertinenza, sulla base delle terne di sollecitazione in testa palo, tramite il codice di calcolo LPile Plus 6.0 per Windows prodotto da Ensoft, Inc. è stata eseguita l'analisi delle sollecitazioni lungo lo sviluppo del palo stesso. L'analisi è stata implementata con riferimento all'altezza massima di rilevato.

3.1 Criteri e definizione dell'azione sismica

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.


Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo Stato Limite di Danno;
- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di Danno (SLD) s'intende che l'opera, nel suo complesso, a seguito del terremoto, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non provocare rischi agli utenti e non compromette significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali. Lo stato limite di esercizio comporta la verifica delle tensioni di lavoro, in conformità al § 4.1.2.2.5 (NT).

Società di Progetto
Brebemi SpA

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 10 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidità) nei confronti delle azioni verticali.

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

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV .

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 200 \text{anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(\text{SLV}) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(\text{SLV}) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1898 \text{anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

F_0 → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:


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

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

dove

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 11 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito

g = accelerazione di gravità

Per i valori dei parametri per la definizione dell'azione sismica lungo il tracciato di riferimento si rimanda alla Relazione Sismica di cui al rif [1].

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = S_s * S_T * a_g$$

Parametri di pericolosità Sismica del sito:

"Stato Limite"	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Operatività	120	0.081	2.411	0.256
Danno	201	0.102	2.419	0.264
Salvaguardia Vita	1898	0.226	2.473	0.299
Prevenzione Collasso	2475	0.246	2.486	0.303

Si assume

$$S_s = 1.40 - 0.40 * 0.226 * 2.473 = 1.176 \quad (\text{suolo tipo B}).$$

Risulta pertanto:

$$a_{max}(SLV) = S \cdot a_g = 1.176 * 1.00 * 0.226g = 0.266g$$

Il calcolo delle spinte in condizione sismica vengono calcolate non con la formula di cui sopra (k_h ; k_v), ma con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{cord}^2$$

Il punto di applicazione della spinta che interessa il cordolo è posto $h_{cord}/2$, con h_{cord} l'altezza del cordolo.

3.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.


3.2.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66129-00002-A00	04RCEII100002000001300	A00	12 di 139

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

1

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	SIMBOLO γ_F	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanente	favorevole	γ_{G1}	0.9	1.0	1.0
	sfavorevole		1.1	1.35	1.0
Permanente non strutturali	favorevole	γ_{G2}	0.0(0.9)	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5 (1.1)	1.35	1.0/1.3
Variabili da traffico	favorevole	γ_Q	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.35	1.35	1.15
Variabili	favorevole	γ_{Qi}	0.0	0.0	0.0
	sfavorevole		1.5	1.5	1.30

2

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

$$\text{STR}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

3

$$\text{GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\text{spinte } \Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi))$$


3.2.2 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$\text{STR}) \Rightarrow E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 13 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

GEO) \Rightarrow $E+G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ \Rightarrow (spinte $\Phi_d' = \tan^{-1}(\tan \Phi_k' / \gamma_\phi)$)

Le verifiche agli stati limite ultimi § 7.11.1(NTC) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

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

$$G_1+G_2+\sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

4.1 Conglomerati cementizi

4.1.1 Conglomerato cementizio per sottofondazioni

Classe	C12/15
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 15 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 12 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	-
Classe di consistenza	S4 / S5
Copriferro minimo	-

4.1.2 Conglomerato cementizio per pali di fondazione

Classe	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 14,167 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,565 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,795 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,197 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 11.25 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC2
Classe di consistenza	S4

4.1.3 Conglomerato cementizio per fondazioni

Classe	C28/35
Resistenza caratteristica cubica	$f_{ck,cube} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck,cyl} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 0,85 * f_{ck} / 1,5 = 15,867 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,766 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk 0,05} = 0,7 * f_{ctm} = 1,936 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / \gamma_c = 1,291 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 * f_{ck} = 16.80 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 * f_{ck} = 13.07 \text{ N/mm}^2$

APPROVATO SDR

Progetto
Arch. SpA

Classe di esposizione XC2
Classe di consistenza S4

4.2 Acciai

4.2.1 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 450 / 1,15 = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Deformazione caratteristica al carico massimo	$\epsilon_{uk} = 7,5 \%$
Deformazione di progetto	$\epsilon_{ud} = 6,75 \%$

4.2.2 Acciaio per profilati metallici

Si adotta acciaio per carpenteria metallica d'impalcato: S275 (ex Fe430)

Per spessori $\leq 40 \text{ mm}$, S275:

tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 430 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento caratteristico	$f_{yk} \geq 275 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_M = 275 / 1.05 = 261 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E = 210000 \text{ MPa}$

Per spessori $> 40 \text{ mm}$, S275:

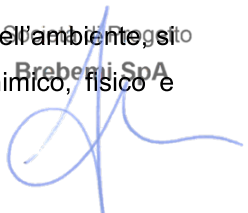
tensione di rottura a trazione	$f_t \geq 410 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento	$f_y \geq 255 \text{ N/mm}^2$
tensione di snervamento di progetto	$f_{yd} \geq f_{yk} / \gamma_M = 255 / 1.05 = 242 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità	$E = 210000 \text{ MPa}$


4.3 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente aggressivo, devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

APPROVATO SDP

Il Responsabile
Breberri SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66129-00002-A00	04RCEII100002000001300	A00	16 di 139

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Fondazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Elevazione</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC4-XD1-XF1

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Le fondazioni dei muri si trovano in condizioni ambientali *Ordinarie*, le elevazioni in condizioni *Aggressive*.

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

In grigio chiaro sono indicate gli stati limite di fessurazione da utilizzare per le verifiche delle fondazioni in grigio scuro sono indicati quelli per le elevazioni.

4.3.1 Copriferro minimo e copriferro nominale

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento h . Vale pertanto: $c_{nom} = c_{min} + h$.

La tolleranza di posizionamento delle armature h , per le strutture gettate in opera, può essere assunta pari ad almeno 5 mm. Considerata la Classe di esposizione ambientale dell'opera, si adotta un copriferro minimo pari a 35mm, pertanto $c_{nom}=40$ mm.

5. PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno ai fini del calcolo delle strutture sono ricavati dalla Relazione Geotecnica Generale.

- I parametri geotecnici necessari al calcolo sono:

Carratterizzazione materiali da rilevato/reinterri																
Parametri in condizioni drenate					Spinta a riposo			Spinta attiva			Spinta Passiva			Peso di volume		Permeabilità
ϕ'_k	ϕ'_{dM1}	ϕ'_{dM2}	E'_{25}	E_{UR}	K_{0k}	K_{0M1}	K_{0M2}	K_{Ak}	K_{AM1}	K_{AM2}	K_{Pk}	K_{PM1}	K_{PM2}	naturale γ_n	sommerso γ'	k
(°)	(°)	(°)	(Mpa)	(Mpa)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(m/s)
38	38	32	40	120	0.380	0.380	0.470	0.238	0.238	0.307	4.200	4.200	3.250	20	11	$1 \times 10^{-3} - 10^{-5}$

I coefficienti di spinta sono calcolati secondo la teoria di Caquot - Kerisel ipotizzando angolo d'attrito tra terreno e struttura di sostegno $\delta = 0$ ed ipotizzando che il terreno a monte/valle del sostegno (rispettivamente per il calcolo di K_A e K_P) sia orizzontale ($\beta = 0^\circ$). Nel caso in cui tali ipotesi iniziali non siano rappresentative del problema in oggetto, i valori delle spinte dovranno essere calcolati nuovamente utilizzando la stessa teoria.

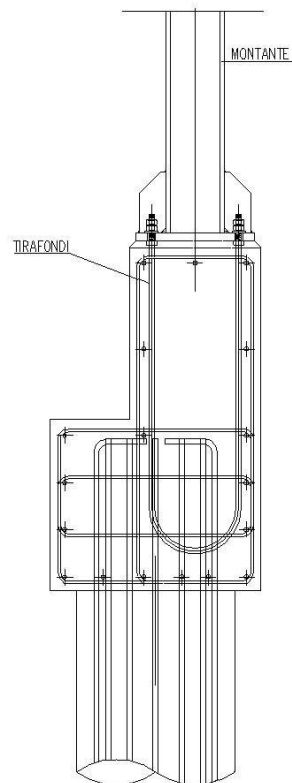
LEGENDA PARAMETRI	
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
ϕ'_{dM1}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
ϕ'_{dM2}	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{UR}	Modulo elastico secante in ricarica;
K_{0k}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta a riposo;
K_{0M1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{0M2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta a riposo secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Ak}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta attiva;
K_{AM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{AM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta attiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
K_{Pk}	Valore caratteristico del coefficiente di spinta passiva;
K_{PM1}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
K_{PM2}	Valore di progetto del coefficiente di spinta passiva secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

APPROVATO SDP

6. GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Tutte le tipologie di barriere sono costituite da pannelli in calcestruzzo alleggerito sorretti da montanti costituiti da profilati commerciali di acciaio. I montanti sono fissati ad un cordolo in c.c.a. che collega la barriera alle sottostrutture.

Nel caso di barriere fondate su pali trivellati (diametro mm 600, lunghezza m 9.00), il cordolo in c.c.a. costituisce elemento di collegamento fra i pali:

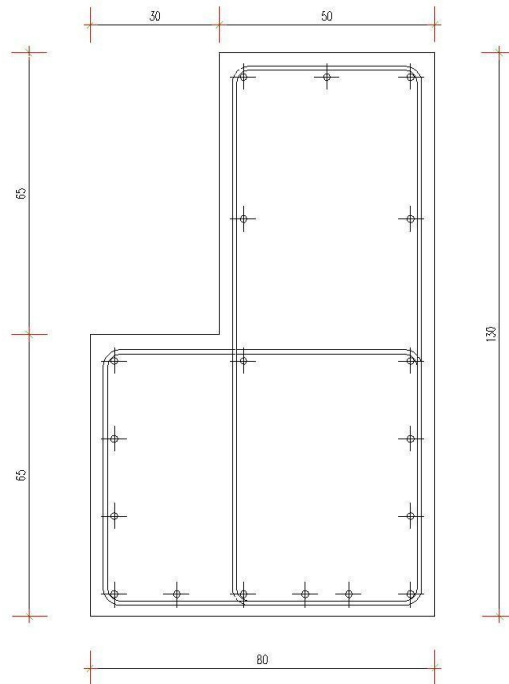


APPROVATO SDP

Nella tabella seguente si riporta l'indicazione dei profilati ed i tirafondi utilizzati.

Tipo	A	B	C
Altezza barriera	4.00m	3.50m	3.00m
Montante	HE 180A	HE 180A	HE 160A
Tirafondi	3 Ø 20	3 Ø 20	3 Ø 20

La geometria del cordolo è riportata nella figura seguente:



Sezione trasversale cordolo

Per maggiori informazioni sulla geometria della struttura si rimanda alle tavole grafiche

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

I carichi riportati si riferiscono ad una porzione di barriera antirumore pari ad un interasse dei pali pari a 3.00m.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato	γ_{cls}	=	25.00	kN/m^3
rilevato	γ_{ril}	=	20.00	kN/m^3
sovrastuttura stradale	γ_{sovr}	=	22.00	kN/m^3

7.1 Pesi propri

Barriera fonoassorbente

(H barr = 4.00)	3.40 *	4.00 * 3.00 =	40.80 kN
(H barr = 3.50)	3.40 *	3.50 * 3.00 =	35.70 kN
(H barr = 3.00)	3.40 *	3.00 * 3.00 =	30.40 kN

Montanti:

He 180A (H barr = 4.00)	0.355 *	4.00 =	1.42 kN
He 180A (H barr = 3.50)	0.355 *	3.50 =	1.24 kN
He 160A (H barr = 3.50)	0.304 *	3.00 =	0.91 kN

Cordolo di collegamento fra pali

$$25.00 * 0.845 * 3.00 = 63.38 \text{ kN}$$


7.2 Spinta del terreno

Il reinterro a ridosso del cordolo verrà realizzato tramite materiale arido di buone caratteristiche meccaniche.

Secondo quanto riportato al cap. 5, si assumono, per la tratta di interesse, i seguenti parametri:

$$\begin{aligned}\gamma_{terr} &= 20,00 \text{ kN/m}^3 \\ \Phi &= 38,00^\circ \\ k_o &= 0,384 \\ k_a &= 0,238\end{aligned}$$

Si applicano, di conseguenza, i valori delle spinte secondo la profondità con

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 21 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

$$p_h = \lambda_a \gamma_t Z$$

e con il consueto diagramma triangolare delle pressioni orizzontali.

Naturalmente queste spinte saranno opportunamente combinate, utilizzando i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

7.3 Carichi da vento

Il D.M. del 14 Gennaio 2008 al punto 3.3, fornisce indicazioni per il calcolo della velocità di riferimento e della velocità media del vento. L'azione statica equivalente del vento è ricavabile, secondo quanto indicato dallo stesso documento, in funzione della velocità calcolata. Ai fini del calcolo delle sollecitazioni si fa riferimento al vento nella sola direzione perpendicolare all'asse stradale.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d$$

dove:

- q_b pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)
- c_d coefficiente dinamico

I dati di ingresso sono i seguenti:

- Regione:

	$v_{b,o}$ (m/s)	a_o (m)	k_a (1/s)
Zona 1 = Regione Lombardia.	25	1000	0.010

Si assumono inoltre i seguenti parametri:


- Classe di rugosità : D Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aree agricole, ...)
- Altezza s.l.m. di ubicazione dell'opera e corrispondente categoria di classificazione del luogo oggetto dell'intervento in funzione della rugosità < 500 m

La Categoria di esposizione risulta in funzione della rugosità:

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66129-00002-A00	04RCEII100002000001300	A00	22 di 139

Altitudine	Classe di Rugosità	Categoria di esposizione
fino a 500 m	D	II

Da cui :

Categoria	kr	z ₀ (m)	z _{min} (m)
II	0,19	0,05	4

- La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = 0,5 * \rho * V_b^2 = 390.63 \text{ N/m}^2$$

dove ρ è la densità dell'aria e vale $1,25 \text{ kg/m}^3$.

- Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z dal piano di campagna (rilevato compreso, se presente) del punto considerato, dalla topografia e dalla categoria di esposizione. Si calcola il coefficiente di esposizione c_e in funzione dell'altezza z sul suolo considerando a favore di sicurezza l'altezza di rilevato massima che si verifica sul tracciato e con coefficiente di topografia $c_t = 1$:

$$c_e(z) = k_r^2 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

per $z \geq z_{min}$

per $z < z_{min}$ si calcola con $z = z_{min}$.

I valori di c_e per la categorie di esposizione II, assumono i seguenti valori:

Barriera antirumore di altezza $h_{bar} = 4.00\text{m}$:

$$c_{e,max}(z = 8.50 \text{ m}) = 2.25$$

$$(h_{muro} = 4.50 \text{ m})$$

Barriera antirumore di altezza $h_{bar} = 3.50\text{m}$:

cautelativamente assunto lo stesso valore $c_{e,max} = 2.25$ proprio della barriera di altezza pari a 4.00 m

Barriera antirumore di altezza $h_{bar} = 3.00\text{m}$:

$$c_{e,max}(z = 4.00 \text{ m}) = 1.80$$

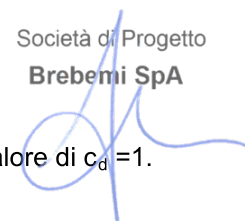
$$(h_{muro/parapetto} = 1.00 \text{ m})$$


- Coefficiente dinamico c_d

Facendo riferimento a quanto riportato nel D.M. 2008, per l'opera in oggetto si assume un valore di $c_d = 1$.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 23 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

- Coefficiente di forma c_p

Il coefficiente di forma c_p viene assunto:

$$c_F = 1.20$$

Da quanto sopra riportato si ha:

Barriera antirumore di altezza $h_{bar} = 4.00m$:

$$p_{max} = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 2.25 * 1.20 = 1.08 \text{ kPa}$$

Barriera antirumore di altezza $h_{bar} = 3.50 m$:

Assunto parimenti $p_{max} = 1.08 \text{ kPa}$

Barriera antirumore di altezza $h_{bar} = 3.00m$:

$$p_{max} = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 1.80 * 1.20 = 0.86 \text{ kPa}$$

L'analisi dell'azione da vento è stata eseguita tenendo conto degli effettivi andamenti dei diagrammi di pressione dei quali si sono riportati i valori di pressione massima.

7.4 Carico da rimozione della neve

La norma UNI EN 1794-1 all'appendice B definisce il carico dinamico causato dalla rimozione della neve.

Il carico è costituito da una forza orizzontale valutabile in 15.00kN secondo quanto indicato al punto E.3 della norma stessa.

Il carico viene assunto uniformemente distribuito su di un'area di 2.00m x 2.00m e la forza risultante viene localizzata a 1.50m al di sopra del livello stradale.

7.5 Azione sismica

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P * k_h$$

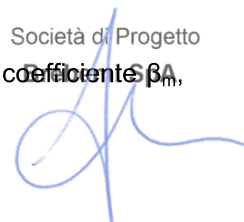
$$k_h = \beta_m * \frac{a_{max}}{g}$$


Essendo la palificata una struttura che non ammette spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume il valore:

$$\beta_m = 1$$

Società di Progetto

SA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 24 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

Pertanto, i coefficienti sismici valgono:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.329$$

Nel caso di sisma orizzontale si considera la spinta derivante dall'oscillazione del cuneo di terreno spingente con l'applicazione del diagramma di pressioni, avente la risultante a 1/2 dell'altezza. Per tener conto dell'incremento di spinta del terreno dovuta al sisma si fa riferimento all'EC8, in cui l'incremento di spinta sismica ΔP per la condizione a riposo viene valutato:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

La risultante di tale incremento di spinta viene applicata ad h/2 del cordolo.

L'azione sismica derivante dalla dinamica della barriera in elevazione viene calcolata mediante un'analisi pseudo-statica, considerando il valore di accelerazione fornito dallo spettro di risposta. In particolare si assume a favore di sicurezza che il periodo di oscillazione del modo di vibrare principale di tutte e quattro le tipologie di barriere sia compreso tra i valori di T_B e T_C .

I valori delle accelerazioni di progetto si calcolano come:

$$S_d = a_g \cdot S \cdot F_0 \cdot 1/q$$

Dove $q = 2.00$ secondo quanto indicato al punto 7.5.2.2 del DM del 14 Gennaio 2008 nei riguardi delle "Strutture a mensola o a pendolo inverso".

Si riporta l'accelerazione di progetto considerata:

$$S_d = 1.176 \cdot 1.00 \cdot 0.226g \cdot 2.473/2 = 0.329$$

L'azione sismica dovuta alla barriera in elevazione si ottiene mediante la relazione:

$$F_h = S_d \cdot W / g$$

Dove:

W = peso della quota di barriera afferente al montante ed al palo in esame


La forza orizzontale ottenuta dall'analisi, distribuita sull'altezza della struttura, segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

In quanto di pertinenza, fini della determinazione delle azioni orizzontali attinenti la testa dei pali, si considera inoltre il contributo delle spinte inerziali relative al cordolo.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 25 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

Per quanto riguarda le azioni sismiche, si implementa un'apposita condizione di carico; tale condizione di carico che mette in conto i pesi permanenti, l'inerzia del cordolo ed infine la sovraspinta sismica.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



8. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

8.1 Barriera su opera d'arte

Le barriere in oggetto presentano altezza pari a

- m 3.00
- m 3.50
- m 4.00

Per il dimensionamento delle strutture in elevazione di altezza pari a m 3.50 e m 4.00 si fa riferimento alle sollecitazioni determinate con riferimento alle barriere ubicate su fondazione poggiate su pali ad elica, di altezza pari alla massima delle altezze riscontrabili per dette barriere su opera d'arte e per il cui dimensionamento si fatto riferimento all'involuppo delle massime altezze totali di manufatto riscontrabili su tutte le opere dell'intervento (ovvero all'involuppo delle massime altezze riscontrate fra i sottostanti muri di sostegno o rilevati).

Gli inghisaggi alla base e le sottostanti opere d'arte vengono dimensionate con riferimento alle sollecitazioni determinate alla base dei montanti.

Si procede alla determinazione delle sollecitazioni a base montante attinenti alle barriere di altezza netta m 3.00.

$H_{barr} =$	3.00 m	$\gamma_{terr} =$	20.00 kN/mc	$C_{p,pann} =$	3.400 kN/mq
$H_{cord} =$	1.30 m	$\gamma_{cls} =$	25.00 kN/mc	$P_{cord} =$	21.125 kN/m
$B_{sup} =$	0.50 m	$\gamma_{cls,legg} =$	18.00 kN/mc	$P_{Profilato} =$	0.613 kN/m
$B_{inf} =$	0.80 m	$\gamma_s =$	78.50	$A_{Profilato} =$	78.08 cmq
$H_{palo,lib} =$	1.50 m	$k_a =$	0.24	$F_{spaz-nev} =$	15.00 kN
$H_{tot,mensola} =$	5.80 m	$a_g/g =$	0.226	$b_{spaz-nev} =$	2.00 m
$H_{ril} =$	1.00 m	$F_o =$	2.473	$h_{spaz-nev} =$	2.00 m
$H_{tot} =$	4.00 m	$S = S_s * S_t =$	1.176	$H_{spaz-nev} =$	1.50 m
$i_{mont} =$	3.00 m	$S_d (barr) =$	0.329	$q_{v,max} =$	0.86 kN/mq
$e_{heb-cord} =$	0.15 m	$\emptyset_{palo} =$	0.600 m	$q_{v,min} =$	0.86 kN/mq
$e_{heb-palo} =$	0.15 m			$q_{aero-veic} =$	0.80 kN/mq

Si riporta il riepilogo delle sollecitazioni alla base del montante nelle combinazioni di calcolo considerate; tali sollecitazioni nascono dall'involuppo dei valori ottenuti nelle condizioni descritte in precedenza:

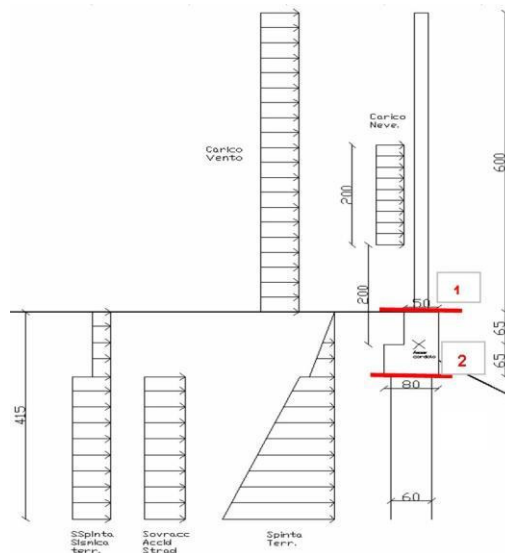
Ris. base montante	H	N	M
	[kN]	[kN]	[kNm]
C1 SLU (Vento)	11.63	43.80	17.45
C2 SLU (Neve)	22.50	43.80	33.75
C3 SLE (q.perm)	0.00	32.44	0.00
C4 SLE (freq) (Vento)	1.55	32.44	2.33
C5 SLE (freq) (Neve)	3.00	32.44	4.50
C4 SLE (rara) (Vento)	7.75	32.44	11.63

C5 SLE (rara) (Neve)	15.00	32.44	22.50
C6 SLV (Sisma)	10.67	32.44	21.33
C7 SLU-GEO (Vento)	10.08	32.44	15.12
C8 SLU-GEO (Neve)	19.50	32.44	29.25

8.2 Barriera su fondazione poggiate su pali ad elica

Si sono calcolate le sollecitazioni alla base del montante e le terne sollecitanti in testa palo per le condizioni di vento predominante e di sisma. La condizione di vento predominante si verifica nei casi di massima altezza di rilevato (o di muro, per quanto detto al paragrafo precedente), essendo l'altezza di calcolo del coefficiente di esposizione comprensiva dell'altezza del rilevato (o del muro); per la condizione sismica si è preso in considerazione il caso di accelerazione sismica massima.

Le sollecitazioni sono state calcolate facendo riferimento ad uno schema statico di mensola incastrata alla base sottoposta alle azioni orizzontali e verticali di progetto.



APPROVATO SDP

Nei paragrafi seguenti si riporta il riepilogo dei parametri utilizzati nel calcolo e le sollecitazioni di verifica:

$H_{barr} =$	4.00 m	$\gamma_{terr} =$	20.00 kN/mc	$C_{p,pann} =$	3.400 kN/mq
$H_{cord} =$	1.30 m	$\gamma_{cls} =$	25.00 kN/mc	$P_{cord} =$	21.125 kN/m
$B_{sup} =$	0.50 m	$\gamma_{cls,legg} =$	18.00 kN/mc	$P_{Profilato} =$	0.613 kN/m
$B_{inf} =$	0.80 m	$\gamma_s =$	78.50	$A_{Profilato} =$	78.08 cmq
$H_{palo,lib} =$	1.50 m	$k_a =$	0.24	$F_{spaz-nev} =$	15.00 kN
$H_{tot,mensola} =$	6.80 m	$a_g/g =$	0.226	$b_{spaz-nev} =$	2.00 m
$H_{ril} =$	4.51 m	$F_o =$	2.473	$h_{spaz-nev} =$	2.00 m
$H_{tot} =$	8.51 m	$S = S_s * S_t =$	1.176	$H_{spaz-nev} =$	1.50 m
$i_{mont} =$	3.00 m	$S_d (barr) =$	0.329 m	$q_{v,max} =$	1.08 kN/mq
$e_{heb-cord} =$	0.15 m	$\varnothing_{palo} =$	0.600	$q_{v,min} =$	0.89 kN/mq
$e_{heb-palo} =$	0.15 m			$q_{aero-veic} =$	0.80 kN/mq

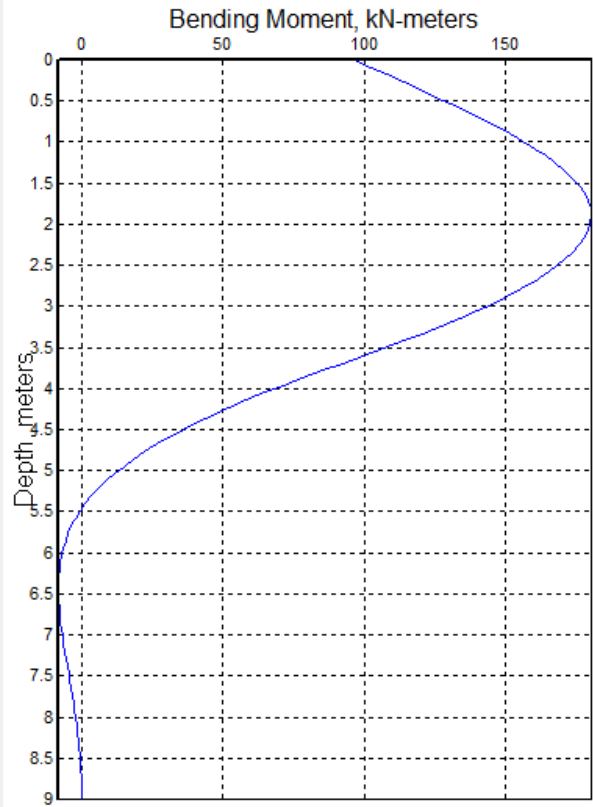
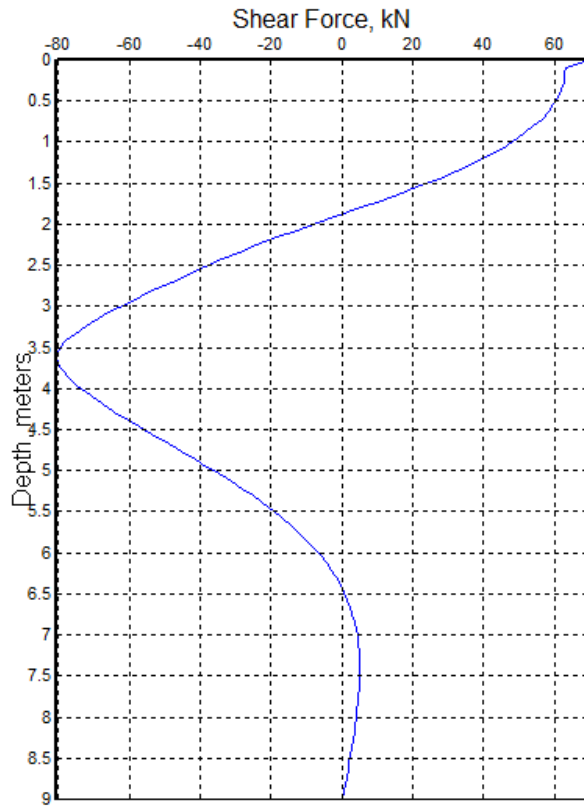
Società di Progetto
Relun SpA

Si riporta il riepilogo delle sollecitazioni alla base del montante e delle terne in testa palo nelle combinazioni di calcolo considerate; tali sollecitazioni nascono dall'involuppo dei valori ottenuti nelle condizioni descritte in precedenza:

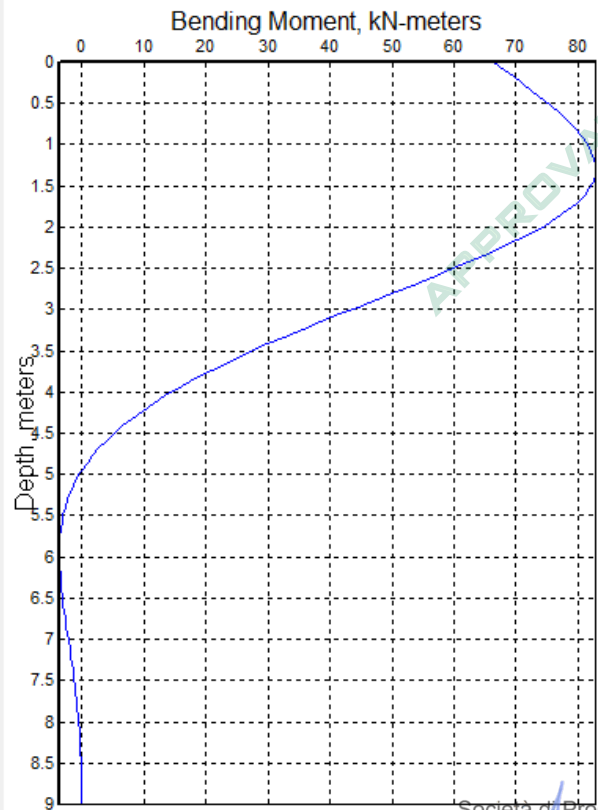
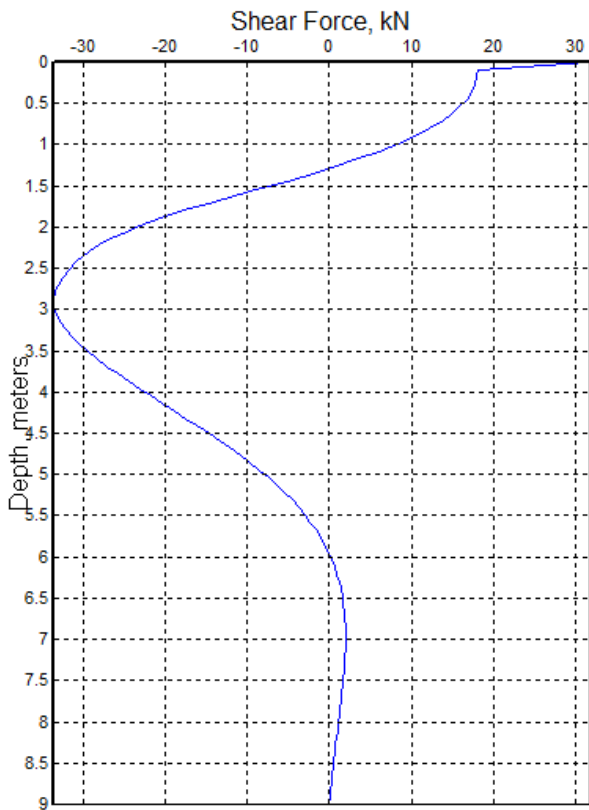
Ris. base montante acciaio; (sez.1-1) :	H [kN]	N [kN]	M [kNm]
C1 SLU (Vento)	17.93	58.40	36.83
C2 SLU (Neve)	22.50	58.40	33.75
C3 SLE (q.perm)	0.00	43.26	0.00
C4 SLE (freq) (Vento)	2.39	43.26	4.91
C5 SLE (freq) (Neve)	3.00	43.26	4.50
C4 SLE (rara) (Vento)	11.95	43.26	24.55
C5 SLE (rara) (Neve)	15.00	43.26	22.50
C6 SLV (Sisma)	14.22	43.26	37.92
C7 SLU-GEO (Vento)	15.54	43.26	31.92
C8 SLU-GEO (Neve)	19.50	43.26	29.25
Ris. base cordolo c.a.: (sez.2-2)	H [kN]	N [kN]	M [kNm]
C1 SLU (Vento)	34.36	143.95	76.02
C2 SLU (Neve)	38.93	143.95	78.88
C3 SLE (q.perm)	12.17	106.63	11.76
C4 SLE (freq) (Vento)	14.56	106.63	19.78
C5 SLE (freq) (Neve)	15.17	106.63	20.16
C4 SLE (rara) (Vento)	24.12	106.63	51.85
C5 SLE (rara) (Neve)	27.17	106.63	53.76
C6 SLV (Sisma)	70.20	106.63	96.65
C7 SLU-GEO (Vento)	27.71	106.63	63.88
C8 SLU-GEO (Neve)	31.67	106.63	66.36

Sulla base delle terne di sollecitazione in testa palo, tramite il codice di calcolo LPile Plus 6.0 per Windows prodotto da Ensoft, Inc. è stata eseguita l'analisi delle sollecitazioni lungo lo sviluppo del palo stesso. Si ottengono le curve di spostamento, taglio, momento flettente e reazione del terreno in funzione del carico orizzontale applicato in testa al palo.

Si riportano di seguito i diagrammi delle sollecitazioni flessionali e taglianti nelle Combinazioni di Carico dimensionanti:



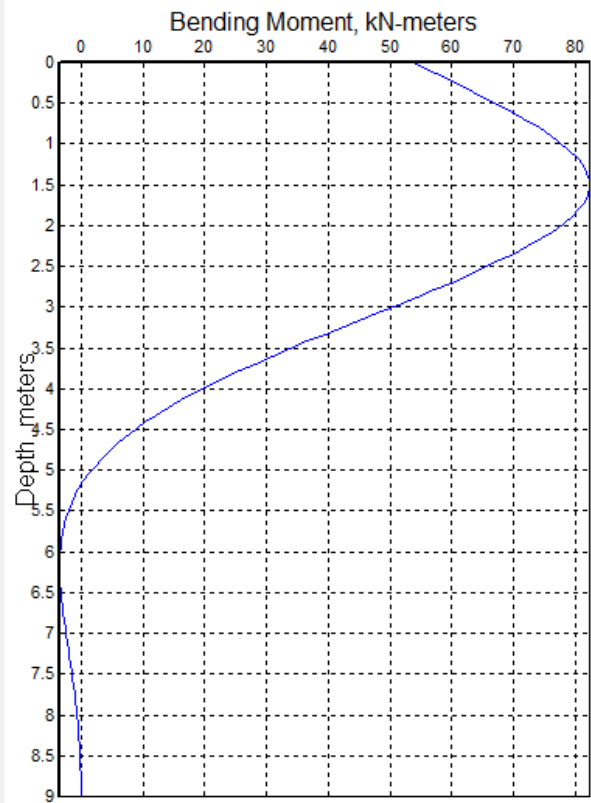
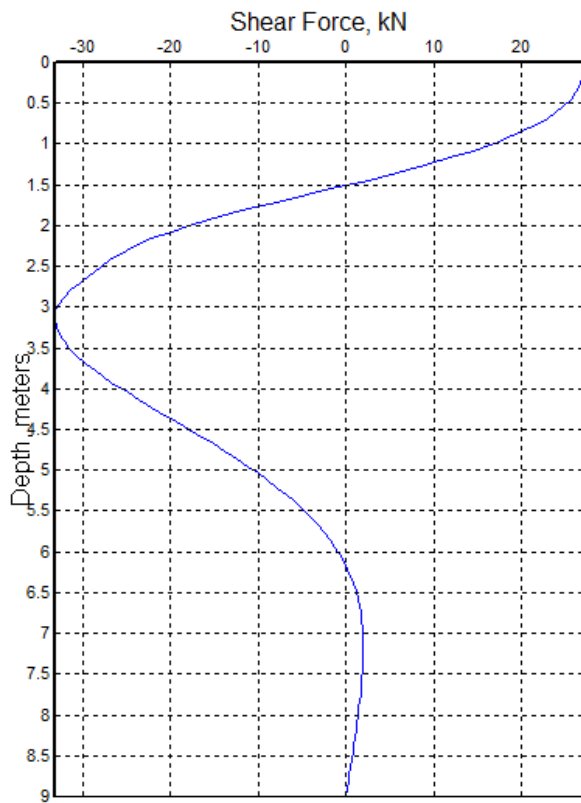
Combinazioni di Carico SLV / SLU-STR



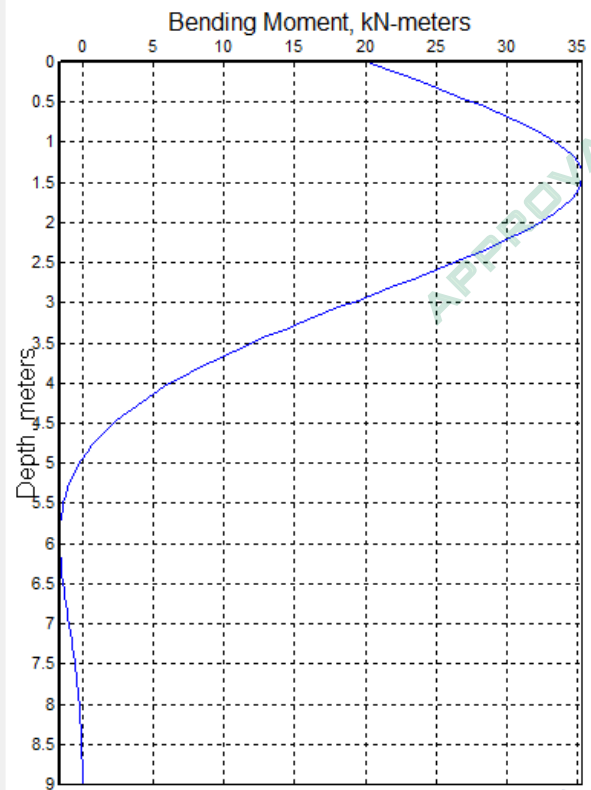
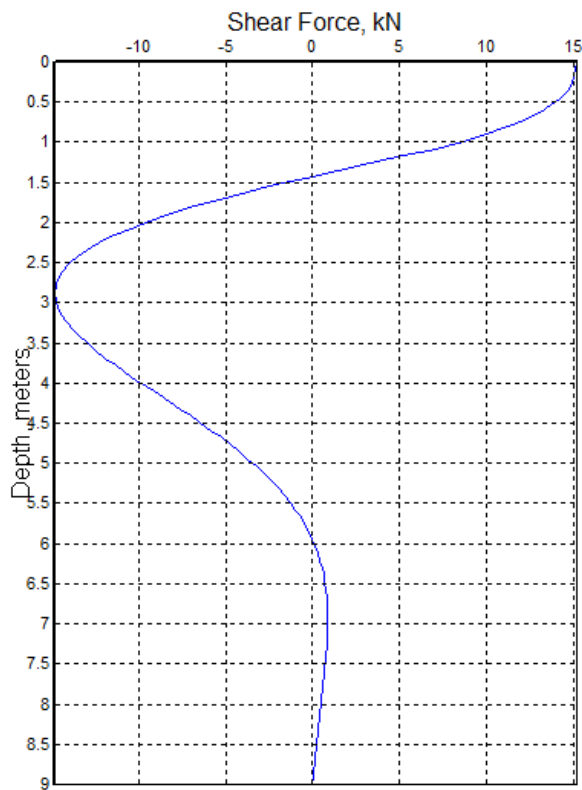
Combinazioni di Carico SLU-GEO

Società di Progetto
Brebemi SpA



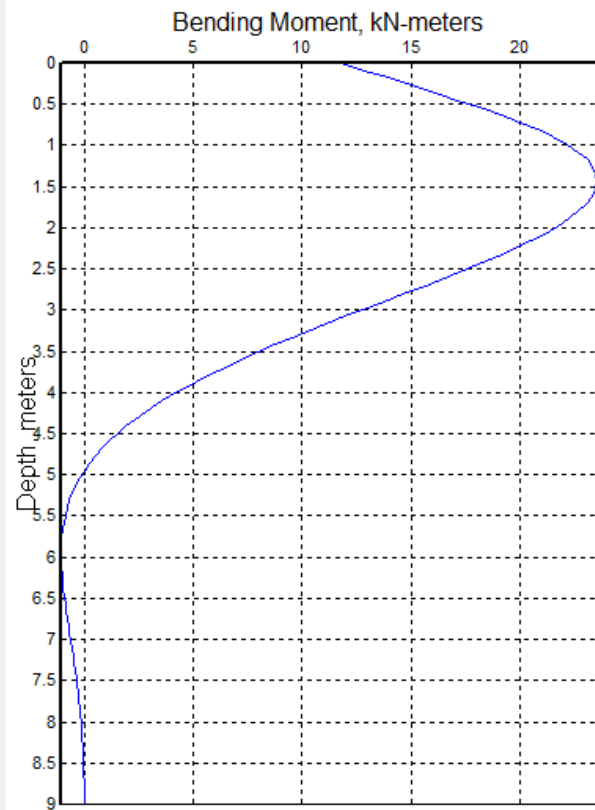
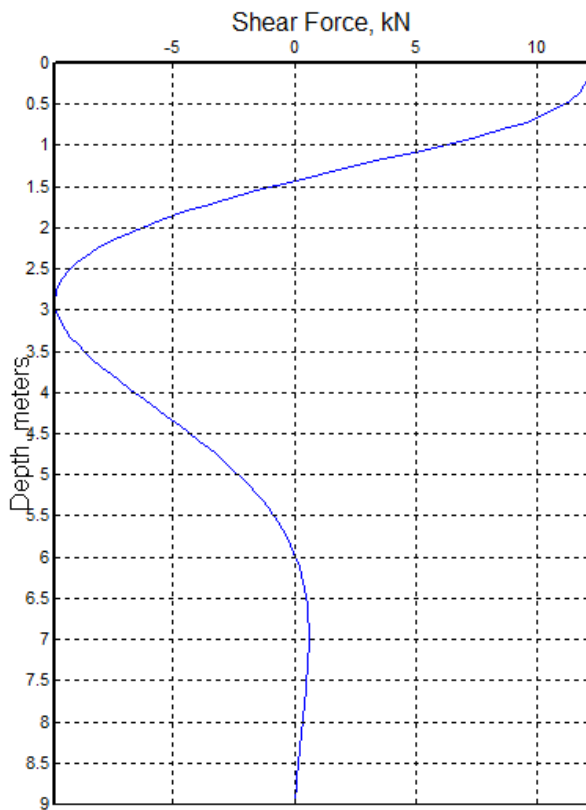


Combinazioni di Carico SLE Rare



Combinazioni di Carico SLE Frequenti





Combinazioni di Carico SLE Quasi Permanenti

Le sollecitazioni massime riscontrate nello sviluppo del palo ed oggetto di verifica risultano pertanto:

Sollecitazioni massime (sullo sviluppo del palo)	H [kN]	N [kN]	M [kNm]
C3 SLE (q.perm)	12.20	106.63	23.50
C5 SLE (freq) (Neve)	15.20	106.63	35.50
C5 SLE (rara) (Neve)	32.60	106.63	82.50
C6 SLV (Sisma)	81.50	106.63	180.80
C8 SLU-GEO (Neve)	33.60	106.63	82.80

APPROVATO SDP

9. VERIFICHE DI SICUREZZA

9.1 Verifica dei montanti

Lungo lo sviluppo del tracciato delle barriere antirumore si prevede di utilizzare montanti costituiti da profilati tipo HeA. La distinzione dei profilati viene effettuata in base all'altezza della barriera stessa.

Altezza barriera	4.00m	3.50m	3.00m
Montante	HE 180A	HE 180A	HE 160A

Per ciascuna di queste tipologie nel seguito verranno riportate verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo e verifiche di deformabilità allo Stato Limite di Esercizio. Per la verifica della barriera di altezza 3.50 m si fa riferimento a quanto ottenuto per la barriera di altezza 4.00 m.

9.1.1 Verifica di resistenza

Si esegue la verifica a flessione della base del montante per la condizione più gravosa fra SLU e SLV.

La verifica risulta soddisfatta se è soddisfatta la disuguaglianza seguente:

$$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$$

Il momento resistente della sezione risulta:

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} * f_{yk} / \gamma_{MO}$$

Si assume:

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{MO} = 1.05$$

Con riferimento alle altezze di barriere prese in considerazione:

altezza barriera (m)	3.00
Profilato	HE 160A
Peso profilato (kg/m)	30.40
$q_v \text{ max (kN/m}^2)$	1.16
$J \text{ (cm}^4)$	1673
$A \text{ (cm}^2)$	38.80
$h \text{ (mm)}$	171
Interasse montanti (m)	3.00

$M_{slu} \text{ (kNm)}$	33.75
$N_{slu} \text{ (kN)}$	43.80
$V_{slu} \text{ (kN)}$	22.50
$M_{pl,Rd} \text{ (kNm)}$	64.19

APPROVATO SDP

altezza barriera (m)	4.00
Profilato	HE 180A
Peso profilato (kg/m)	35.50
q_v max (kN/m ²)	1.08
J (cm ⁴)	2510
A (cm ²)	45.30
h (mm)	171
Interasse montanti (m)	3.00

M_{slu} (kNm)	37.95
N_{slu} (kN)	43.26
V_{slu} (kN)	14.23
$M_{pl,Rd}$ (kNm)	85.09

9.1.2 Verifica di deformabilità

In base a quanto indicato nella norma UNI-EN-1794-1, la verifica si ritiene soddisfatta se per la combinazione di esercizio la deflessione δ risulta inferiore alla deformazione massima δ_{max} , ovvero:

$$\delta < \delta_{max}$$

con :

$$\delta = q_{v,max} \cdot i \cdot H^4$$

$$\delta_{max} = H/150$$

H: altezza della barriera


i: interasse montanti

$q_{v,max}$: pressione del vento

Nelle tabelle seguenti viene riportata la verifica di deformabilità per ciascuna tipologia di profilato prevista.

altezza barriera (m)	3.00
Profilato	HE 160A
q_v max (kN/m ²)	1.16
J (cm ⁴)	1673
A (cm ²)	38.80
h (mm)	171
Interasse montanti (m)	3.00
Deformazione max (mm)	20.00
Deflessione (mm)	7.44
Verifica	OK

altezza barriera (m)	4.00
Profilato	HE 180A
q_v max (kN/m ²)	1.08
J (cm ⁴)	2510

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66129-00002-A00	04RCEI100002000001300	A00	34 di 139

A (cm ²)	45.30
h (mm)	171
Interasse montanti (m)	3.00
Deformazione max (mm)	26.67
Deflessione (mm)	19.67
Verifica	OK

9.2 Verifica dei tirafondi

9.2.1 Tirafondi di ancoraggio a nuovi cordoli di progetto

Lungo lo sviluppo del tracciato si prevede di utilizzare una unica tipologia di tirafondi:

Altezza barriera	4.00m / 3.50m
Tirafondi	3 Ø 20
Piastra	280 x 350

Per ciascuna delle due tipologie di tirafondi e piastra di collegamento nel seguito verranno riportate verifiche di resistenza allo Stato Limite Ultimo, prendendo in considerazione le sollecitazioni a base montante più gravose.

La condizione di carico più gravosa fra quelle analizzate risulta quella relativa a:
barriera H = 4.00m, combinazione SLV-(SISMA):

$$M_{Sd} = 37.95 \text{ kNm}$$

$$N_{Sd} = 43.26 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 14.23 \text{ kN}$$

La tensione normale sui tirafondi risultano:

$$\sigma_s = 139.45 \text{ MPa}$$

Dal taglio sollecitante si ricava la τ sulla sezione di verifica:

$$\tau_s = 4/3 \cdot V_{sd}/A = 4/3 \cdot 14230/6/245 = 12.91 \text{ MPa}$$

La tensione di confronto allo S.L.U. risulta:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2} = (139.45^2 + 3 \cdot 12.91^2)^{0.5} = 141.23 \text{ MPa} < f_{yd}$$

Eventuali muri di sostegno prefabbricati, in progetto di prevista realizzazione sottostante i cordoli correnti delle barriere, nonché i ferri di ripresa/ancoraggio tra cordolo ed elemento prefabbricato, verranno dimensionati sulla base delle sollecitazioni trasmesse dalla barriera di sicurezza (rif. risultanti a base montante precedentemente determinate).

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebem SpA



9.2.2 Tirafondi di ancoraggio su paratia esistente di approccio a GA03

Si dimensionano i tirafondi dei montanti della barriera sulla paratia esistente di approccio alla Galleria Artificiale GA03. Il dimensionamento viene condotto con riferimento.

Il criterio di verifica adottato in questa sede, in assenza di riferimenti normativi cogenti, è quello redatto dall'Istituto Europeo "E.O.T.A." (European Organisation for Technical Approvals) con il nome di "TR 029 – Design of Bonded Anchors – Edition June 2007, amended September 2010".

La procedura dell'E.O.T.A. consente di individuare la resistenza caratteristica dell'ancorante (singolo o inserito in un gruppo di ancoranti, come nel caso in esame) nei confronti delle sollecitazioni di trazione e di taglio, considerando differenti ipotesi di rottura lato acciaio o lato calcestruzzo. La verifica è effettuata secondo il metodo degli stati limite, conformemente alle raccomandazioni del D. M. 18.1.2008. Nel caso in esame è stata considerata la verifica agli stati limite ultimi.

9.2.2.1 Dati di base

Diametro ϕ		20.00 mm
Lunghezza cautelativa effic. hef		400.00 mm
Interasse ancoranti		100.00 mm
Distanza dal bordo libero	c_1	120.00 mm
Distanza dal bordo esterno	c_2	280.00 mm
Tensione tang. Aderenza $\tau_{Rk\ ucr}$	da ETA	15.00 N/mm ²
Tensione tang. Aderenza $\tau_{Rk\ cr}$	da ETA	6.24 N/mm ²
Num. ancoranti in zona tesa		3
Altezza trave di cls		2900 mm
Diametro foro		24 mm
f_{yk}		640 N/mm ²
f_{uk}		800 N/mm ²

Coefficienti di sicurezza:

γ_C	safety factor CLS	1.50
γ_2		1.20
$\gamma_{Mp}; \gamma_{Mc}$		1.80
γ_{Ms}	trazione (≥ 1.4)	1.40
γ_{Ms}	taglio (≥ 1.25)	1.25

Sollecitazioni SLU:

N_{SLU}	43.8 kN
T_{SLU}	22.50 kN
M_{SLU}	33.75 kNm
Sigma σ	113.70 N/mm ²

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Tau τ 15.31 N/mm²

Titolo : _____
 N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	28	35	1	9.42	4.5
			2	9.42	30.5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n
 N Ed 0 43.8 kN
 M xEd 0 33.75 kNm
 M yEd 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C28/35
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -5.543 N/mm²
 σ_s 113.7 N/mm²
 ϵ_s 0.5686 ‰
 d 30.5 cm
 x 12.88 x/d 0.4223
 δ 0.9679

Verifica N° iterazioni: 4
 Precompresso

9.2.2.2 Verifica ancoraggi soggetti a trazione

- Resistenza a trazione dell'acciaio (Steel failure)

$$N_{Rk,s} = A_s \cdot f_{uk} \quad [N] \quad 196.0 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,s} \quad 140.0 \text{ kN}$$

$$N_{Sd} \quad 35.7 \text{ kN}$$

Esito: $N_{Sd} \leq N_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$ **Verificato**

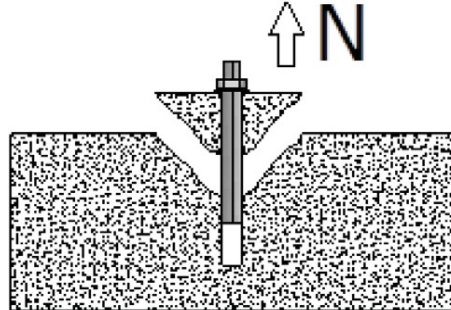
$$\beta_s \quad 0.2551$$

- Resistenza combinata a sfilamento ed a rottura conica del calcestruzzo (Combined pull-out and concrete cone failure)

Tale verifica procede tramite il calcolo della resistenza caratteristica a trazione del gruppo di ancoranti soggetti a carico assiale ($N_{Rk,p}^E$) a partire dalla resistenza offerta dal singolo ancorante isolato ($N_{Rk,p}^0$) funzione della lunghezza dell'ancorante e della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, moltiplicata per una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di:

- Incremento di dimensioni della superficie del cono di rottura dovuto alla presenza di altri ancoranti in adiacenza ($A_{p,N}$ e $A_{p,N}^0$);
- Distanza dell'ancorante dal bordo ($\Psi_{s,Np}$);
- Interazione ancoranti ($\Psi_{s,Np}$);

- Eventuale eccentricità del carico ($\Psi_{ec,Np}$);
- Eventuale presenza di armatura ($\Psi_{re,Np}$).



Stato del calcestruzzo:

Non fessurato

$\tau_{Rk,ucr}$	su ETA-04/0027 accena al coeff. per il CLS ψ_c	15 N/mm ²
k	dipende dallo stato del CLS	3.2
R_{ck}		35 N/mm ²
$N_{Rk,p}^0$	$N_{Rk,p}^0 = \pi \cdot d \cdot h_{ef} \cdot \tau_{Rk}$	377.0 kN
$s_{cr,Np}$	$s_{cr,Np} = 20 \cdot d \cdot \left(\frac{\tau_{Rk,ucr}}{7.5} \right)^{0.5} \leq 3 \cdot h_{ef}$	565.7 mm
$c_{cr,Np}$	$c_{cr,Np} = \frac{s_{cr,Np}}{2}$	282.8 mm
$A_{p,N}^0$	$A_{p,N}^0 = s_{cr,Np} \cdot s_{cr,Np}$	320000 mm ²
$A_{p,N}$	dipende dalla configurazione degli inghisaggi	306274 mm ²
$A_{p,N}/A_{p,N}^0$		0.96
$\Psi_{s,Np}$	$\Psi_{s,Np} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \leq 1$	0.83
$\Psi_{g,Np}^0$	$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{d \cdot \tau_{Rk}}{k \cdot \sqrt{h_{ef}} \cdot f_{ck,cube}} \right)^{1.5} \geq 1,0$	1.22
$\Psi_{g,Np}$	$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}} \right)^{0.5} \cdot (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1,0$	1.13
$\Psi_{ec,Np}$	$\Psi_{ec,Np} = \frac{1}{1 + 2e_N/s_{cr,Np}} \leq 1$	1.00
$\Psi_{re,Np}$	$\Psi_{re,Np} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$	1.00
$N_{Rk,p}$	$N_{Rk,p} = N_{Rk,p}^0 \cdot \frac{A_{p,N}}{A_{p,N}^0} \cdot \Psi_{s,Np} \cdot \Psi_{g,Np} \cdot \Psi_{ec,Np} \cdot \Psi_{re,Np}$	336 kN
$N_{Rd,p}$	divido per il safety factor	186.6 kN
$N_{Sd,p}$		107.2 kN
Esito:	$N_{Sd} \leq N_{Rk,p} / \gamma_{Mp}$	Verificato

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brebemi SpA



β_{Np} 0.5744

Note: Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti

- Rottura di fessurazione del calcestruzzo (splitting failure)

Necessità di verifica:		Verifica necessaria
k_1	dipende dallo stato del CLS	10.1
$N_{Rk,c}^0$	$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot h_{ef}^{1.5}$	478.0 kN
$C_{cr,Sp}$	dipende dal rapporto h/h_{ef} ; vedi ETA-04/0027	400 mm
$S_{cr,Sp}$	$2 \cdot C_{cr,Sp}$	800 mm
$A_{c,N}^0$	$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$	640000 mm ²
$A_{c,N}$	dipende dalla configurazione degli inghisaggi	400000 mm ²
$A_{c,N}/A_{c,N}^0$		0.63
$\psi_{s,N}$	$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1$	0.79
$\psi_{re,N}$	$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1$	1.00
$\psi_{ec,N}$	$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + 2e_N / s_{cr,N}} \leq 1$	1.00
h_{min}	$h_{min} = h_{ef} \cdot 2d$	448 mm
$\psi_{h,Sp}$	$\psi_{h,Sp} = \left(\frac{h}{h_{min}}\right)^{2/3} \quad 1 \leq \psi_{h,Sp} \leq \left(\frac{2 \cdot h_{ef}}{h_{min}}\right)^{2/3}$	1.47
$N_{Rk,Sp}$	$N_{Rk,Sp} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{h,Sp}$	347.3 kN
$N_{Rd,Sp}$		192.9 kN
$N_{Sd,Sp}$		107.2 kN
Esito:	$N_{Sd} \leq N_{Rk,sp} / \gamma_{Msp}$	Verificato
β_{Sp}		0.5554
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti	

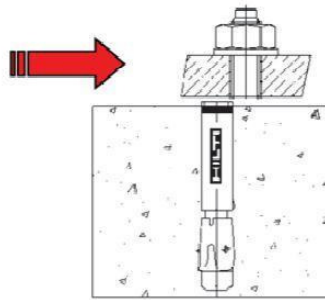
APPROVATO SDP

9.2.2.3 Verifica ancoraggi soggetti a taglio

- Resistenza a taglio dell'acciaio (Steel failure)

La resistenza caratteristica dell'acciaio è individuata come prodotto tra l'area della sezione resistente e la tensione di rottura dell'acciaio.

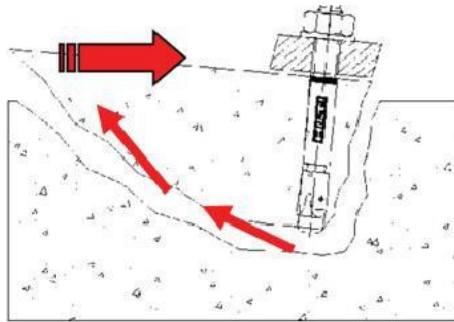
La resistenza così ottenuta va moltiplicata per il numero di ancoranti sollecitati a trazione.



$V_{Rk,s}$	$V_{Rk,s} = 0.5 \cdot A_s \cdot f_{uk}$	98.0 kN
$V_{Rd,s}$		78.4 kN
V_{Sd}		3.8 kN
<u>Esito:</u>	$V_{Sd} \leq V_{Rk,s} / \gamma_{Ms}$	Verificato
β_s		0.0478

- Resistenza allo strappo del calcestruzzo (Concrete Pry-out Failure)

Tale verifica individua la resistenza caratteristica del calcestruzzo a rottura di pry-out (conseguente al carico di taglio) nella misura di "k" volte la resistenza a rottura conica (o combinata a sfilamento/rottura conica) del calcestruzzo ($N_{Rk,c}$). Il valore di "k" è stato assunto pari a 2, essendo la lunghezza degli ancoranti superiore ai 60 mm (v. ETAG 001).



APPROVATO SDP

k	dipende da h_{ef} ; vedi ETA-04/0027	2
$V_{Rk,cp}$	$\min (V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,p}; V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c})$	671.6 kN
$V_{Rd,cp}$		373.1 kN
$V_{Sd,cp}$		22.5 kN
<u>Esito:</u>	$V_{Sd} \leq V_{Rk,cp} / \gamma_{Mc}$	Verificato
β_{cp}		0.0603
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti	

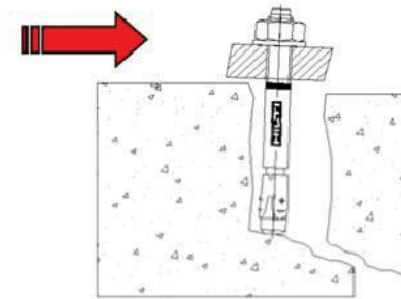
- Resistenza alla rottura del bordo del calcestruzzo (Concrete edge Failure)

Tale verifica viene condotta a partire dal calcolo della resistenza caratteristica a taglio per un ancorante isolato ($V_{Rk,c}^0$, funzione del diametro esterno dell'ancorante, della sua lunghezza, della

distanza dal bordo e della resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo), moltiplicata poi per una serie di coefficienti correttivi che tengono conto di:

Incremento di dimensioni della superficie del cono di rottura dovuto alla presenza di altri ancoranti in adiacenza ($A_{c,V}/A_{c,V}^0$)

- Spessore dell'elemento in calcestruzzo ($\Psi_{h,V}$);
- Direzione e verso di applicazione del carico di taglio rispetto alla direzione ortogonale al bordo ($\Psi_{\alpha,V}$);
- Eventuale eccentricità del carico ($\Psi_{ec,sp}$).




k_1	dipende dallo stato del CLS	2.4
c_1		120 mm
α	$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{c_1}\right)^{0.5}$	0.183
β	$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0.2}$	0.070
$V_{Rk,c}^0$	$V_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot d^\alpha \cdot h_{ef}^\beta \cdot \sqrt{f_{ck,cube}} \cdot c_1^{1.5}$	49.0 kN
$A_{c,V}^0$	$A_{c,V}^0 = (2 \cdot 1.5c_1) \cdot 1.5c_1$	64800 mm ²
$A_{c,V}$	dipende dalla configurazione degli inghisaggi	82800 mm ²
$A_{c,V}/A_{c,V}^0$		1.28
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 c_1} \leq 1$	1.00
$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{h,V} = \left(\frac{1.5c_1}{h}\right)^{1/2} \geq 1$	1.00
$\Psi_{\alpha,V}$	$\Psi_{\alpha,V} = \frac{1}{\sqrt{(\cos \alpha_V)^2 + \left(\frac{\sin \alpha_V}{2.5}\right)^2}} \geq 1.0$	1.00
$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + 2e_V / (3c_1)} \leq 1$	1.00
$\Psi_{re,V}$	$\Psi_{re,V} = 1$ per CLS non fessurato	1.00
$V_{Rk,c}$	$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \Psi_{s,V} \cdot \Psi_{h,V} \cdot \Psi_{\alpha,V} \cdot \Psi_{ec,V} \cdot \Psi_{re,V}$	62.6 kN

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 41 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

$V_{Rd,c}$		34.8 kN
$V_{Sd,c}$		11.3 kN
Esito:	$V_{Sd} \leq V_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$	Verificato
β_c		0.3233
Note:	Verifica eseguita sul gruppo di ancoranti	

9.2.2.4 Sollecitazione combinata di trazione e taglio

Per tale verifica deve essere soddisfatta la seguente disequaglianza:

$$\beta_N + \beta_V \leq 1.2$$

Per le verifiche combinate che interessano il calcestruzzo si assume per β_N e β_V il maggiore dei valori ottenuti dalle singole verifiche a trazione e taglio.

Resistenza combinata taglio e Trazione - Rottura calcestruzzo

Rapporto massimo tra azioni di trazione di progetto e resistenti $\beta_N = 0.5755$

Rapporto massimo tra azioni di taglio di progetto e resistenti $\beta_V = 0.3233$

Verifica Azioni Composte su ancoranti lato urto soggetti a trazione e taglio

$$\beta_N + \beta_V = 0.8977 < 1.20$$

9.2.2.5 Verifica sezione parapetto esistente

Il parapetto esistente risulta armato con barre verticali correnti $\varnothing 14/20'$. Si eseguono le verifiche a pressoflessione per effetto dell'azione aggiuntiva dovuta alla presenza della barriera antirumore.

- Sezione di sommità

Si esegue la verifica della sezione di sommità. Le sollecitazioni agenti sono quelle determinate a spiccato montante. Cautelativamente si considera una sezione resistente pari all'impronta della piastra di base (armatura tesa assunta pari a $2\varnothing 14$).

SLU:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	65	50	1	3.08	5
			2	3.08	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 43.8 32.44 kN
M_{xEd} 33.75 22.5 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

σ_c -15.87 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 44.32 ‰
d 45 cm
x 3.294 x/d 0.07319
δ 0.7

M_{xRd} 66.96 kNm

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

SLE:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	65	50	1	3.08	5
			2	3.08	45

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 43.8 32.44 kN
M_{xEd} 33.75 22.5 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali: B450C C28/35

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 15.87
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
τ_{c1} 1.971

σ_c -2.12 N/mm²
σ_s 120.2 N/mm²
ε_c 0.6008 ‰
ε_s 0.6008 ‰
d 45 cm
x 9.415 x/d 0.2092
δ 0.7015

N° iterazioni: 5

Precompresso

APPROVATO SDP

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (Combinazioni Frequente e Quasi Permanente) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

- Sezione a spiccatto parapetto

Si esegue la verifica della sezione di spiccatto. Le sollecitazioni agenti sono quelle determinate a spiccatto montante e quelle dovute alla spinta delle terre e del sovraccarico a tergo. Si considera una sezione resistente pari all'interasse dei montanti.

$$M_k = 3 \cdot (1/6 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \lambda \cdot a + 1/2 \cdot p \cdot h \cdot \lambda \cdot a) + M_{W,SLE}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA

$$= 3 \cdot (1/6 \cdot 20 \cdot 2.00^2 \cdot 0.237 + 1/2 \cdot 20.00 \cdot 2.00 \cdot 0.237) + 22.50 = 46.20 \text{ kNm}$$

$$M_d = 1.5 \cdot 3 \cdot (1/6 \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot \lambda a + 1/2 \cdot p \cdot h \cdot \lambda a) + M_{W,SLU}$$

$$= 1.5 \cdot 3 \cdot (1/6 \cdot 20 \cdot 2.00^2 \cdot 0.237 + 1/2 \cdot 20.00 \cdot 2.00 \cdot 0.237) + 33.75 = 69.30 \text{ kNm}$$

Cautelativamente si assume lo stesso valore di sforzo normale riscontrato a base montante.

SLU:

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	300	50	1	23.09	5
			2	23.09	45

Sollecitazioni
S.L.U.

N _{Ed}	43.8	32.44	kN
M _{xEd}	69.3	46.2	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.: 100

L₀: 0 cm

Materiali
B450C C28/35
ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

M_{xRd}: 420.2 kN m
σ_c: -15.87 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_s: 3.5‰
ε_s: 38.08‰
d: 45 cm
x: 3.788 x/d: 0.08418
δ: 0.7

Precompresso

SLE:

Titolo: _____

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	300	50	1	23.09	5
			2	23.09	45

Sollecitazioni
S.L.U.

N _{Ed}	43.8	32.44	kN
M _{xEd}	69.3	46.2	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica
N° iterazioni: 5
 Precompresso

Materiali
B450C C28/35
ε_{su}: 67.5‰ ε_{c2}: 2‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 15.87
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957‰ σ_{c,adm}: 11
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6667
τ_{c1}: 1.971

σ_c: -0.7673 N/mm²
σ_s: 40.9 N/mm²
ε_s: 0.2045‰
d: 45 cm
x: 9.883 x/d: 0.2196
δ: 0.7145

APPROVATO SDP

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (Combinazioni Frequente e Quasi Permanente) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.11 e C4.1.12 della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da

Società di Progetto

64111 della

2009 n. 617

(punto C4.1.2.2.4.6).

La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da

intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

9.3 Verifica dei pali di fondazione

9.3.1 Verifica strutturale

Nelle verifiche strutturali dei pali di fondazione viene cautelativamente trascurato il beneficio connesso allo sforzo normale di compressione.

Caratteristiche geometrico-inerziali dei pali

Diametro palo	ϕ_p	= 600 mm	
Area palo	A_p	= $\pi * \phi_p^2/4=$	2827.43 cm ²
Armatura corrente del palo	A_a	= 12 ϕ 20=	37.68cm ² >1% A_p
Copriferro	c	= 6 mm	
Staffe	A_s	= ϕ 10/20=	

Le verifiche vengono eseguite considerando la condizione di carico più gravosa fra quelle analizzate.

Verifiche agli stati limite ultimi

Verifica a pressoflessione:

La verifica viene eseguita per la combinazione SLV.

Raggio esterno 30 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 12

Diametro barre 2 [cm]

Copriferro (baric.) 6 [cm]

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN

M_{xEd} 180.5 82.5 kNm

M_{yEd} 0 0

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %

f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8

ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75

$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 307.4 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ϵ_c 3.5 %

ϵ_s 8.552 %

d 54 cm

x 15.68 x/d 0.2904

δ 0.803

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

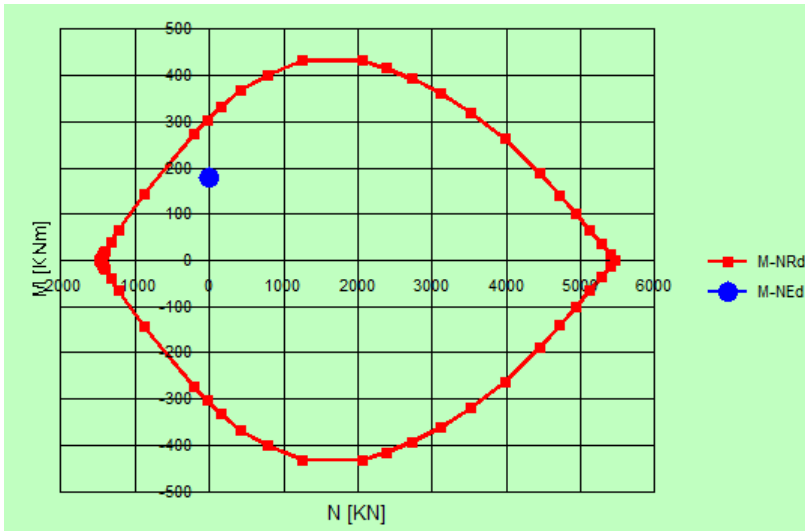
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

APPROVATO SDP

Si riporta il dominio di rottura della sezione:



La verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio:

La verifica viene eseguita per la combinazione SLV.

V_{sdu}	81.50	kN
M_{sdu}	0.00	kNm
N_{sdu}	0.00	kN
ϕ_{circ}	60	
bw	54	cm
d	36.38	cm
r_{-}	1.236	m
$A_{\text{corone circolari}}$	37.7	cm ²
A_{sl}	18.85	cm ²
ϕ_{ferri}	2.0	cm
c_{ric}	6	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	-	gradi
$ctg\theta$	-	
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	16.667	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
ρ	0.0096	
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	88.44	kN

APPROVATO SDP

Non è necessaria armatura a taglio.

Società di Progetto
Brebemi SpA



Verifiche agli stati limite di esercizio

Verifica alle tensioni di esercizio:

La verifica viene eseguita per la combinazione SLE Rara.

Raggio esterno	30 [cm]
Raggio interno	0 [cm]
N° barre uguali	12
Diametro barre	2 [cm]
Copriferro (baric.)	6 [cm]

Sollecitazioni	
S.L.U.	Metodo n
N _{Ed}	0 kN
M _{xEd}	180.5 kNm
M _{yEd}	0

Materiali	
B450C	C25/30
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 391.3 N/mm ²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200'000 N/mm ²	f _{cd} 14.17
ε _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.957 ‰	σ _{c,adm} 9.75
σ _{s,adm} 255 N/mm ²	τ _{co} 0.6
	τ _{c1} 1.829

σ _c	-5.314 N/mm ²
σ _s	144.9 N/mm ²
ε _s	0.7247 ‰
d	54 cm
x	19.16
x/d	0.3548
δ	0.8835

Metodo di calcolo
<input type="radio"/> S.L.U.+ <input type="radio"/> S.L.U.-
<input checked="" type="radio"/> Metodo n

Vertici:	52
Verifica	
N° iterazioni:	4

Precompresso

Verifica di fessurazione:

I tassi di lavoro nelle armature nelle Combinazioni di Carico agli Stati Limite di Esercizio (cautelativamente determinate con riferimento alle Combinazioni Rare) permangono inferiori ai limiti riportati nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 (punto C4.1.2.2.4.6). La verifica dell'ampiezza di fessurazione è da intendersi pertanto svolta per via indiretta ed implicitamente soddisfatta in ragione dei tassi di lavoro di progetto sulle armature precedentemente determinati.

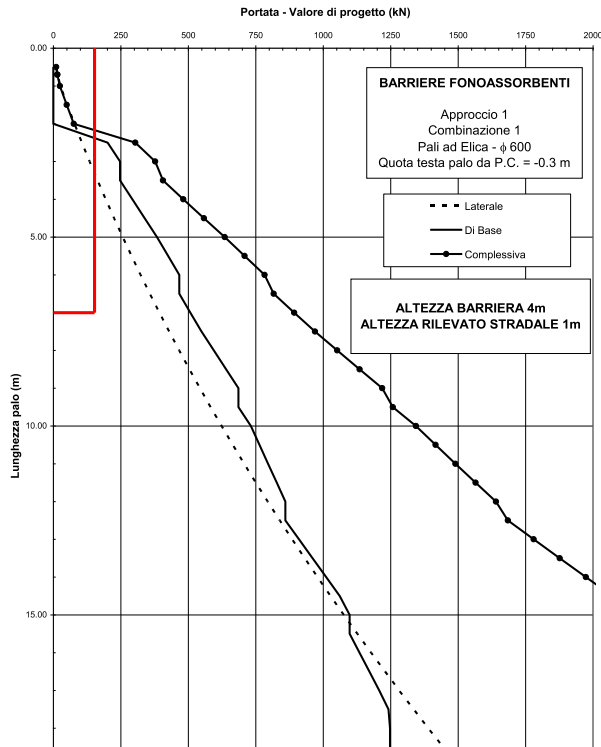
9.3.2 Verifica di portanza dei pali

Il Testo Unico al paragrafo 6.4.3.1 richiede l'esecuzione di verifiche di sicurezza con riferimento al "collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali".

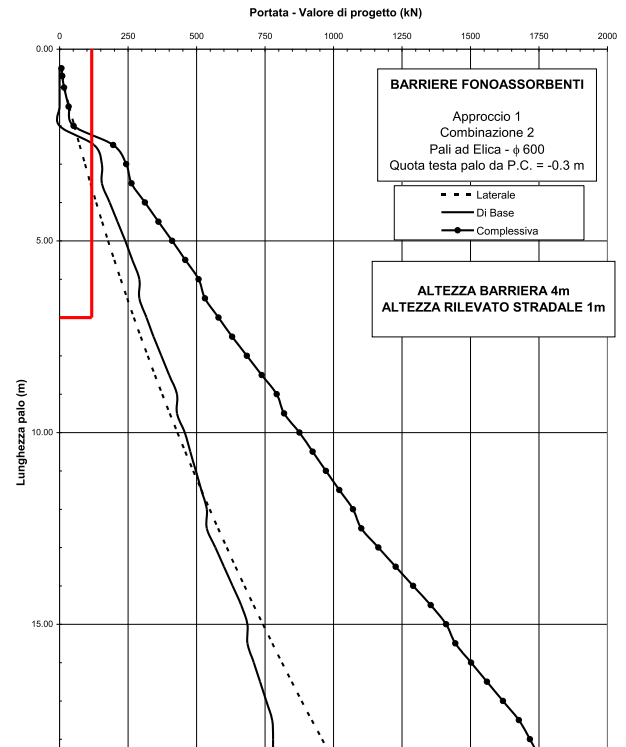
Le verifiche geotecniche sono state condotte in relazione alla stratigrafia di progetto secondo l'Approccio 1, il quale prevede due distinte combinazioni di carico:

- Combinazione 1: A1+M1+R1
- Combinazione 2: A2+M1+R2

Si eseguono inoltre le verifiche per la combinazione di carico sismica; anche in questo caso si fa riferimento alle curve M1+R2.

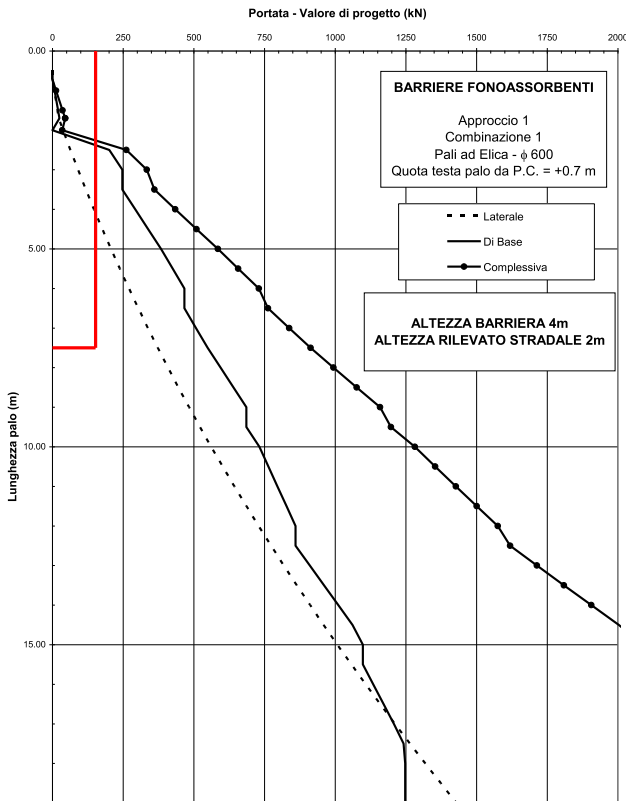


Approccio 1 – Combinazione 1
Barriera h = 4.00 m

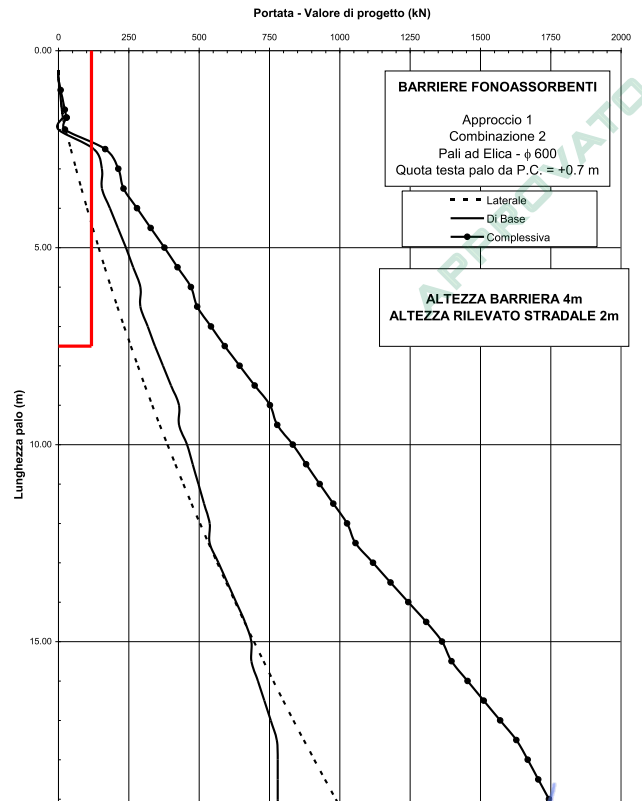


Approccio 1 – Combinazione 2
Barriera h = 4.00 m

Capacità assiale palo – Rilevato altezza 1m



Approccio 1 – Combinazione 1
Barriera h = 4.00 m



Approccio 1 – Combinazione 2
Barriera h = 4.00 m

Capacità assiale palo – Rilevato altezza 2m

Scelta di Progetto
Brebemi SpA



Dalle curve di capacità assiale relative ai pali di fondazione per le combinazioni M1-R1 e M1-R2, si ricava che i valori della portata di progetto complessiva (*laterale + di base*) sono sempre superiori ai massimi carichi agenti sul palo per le diverse combinazioni di carico prese in considerazione: le verifiche di portanza risultano soddisfatte.

Come si può dedurre dai grafici suddetti, inoltre, la verifica per carichi verticali non risulta mai dimensionante nei riguardi della lunghezza dei pali.

9.4 Travi di scavalco

Le barriere BA3 e BA4 risultano interferenti con tombini idraulici, in corrispondenza dei quali è risultato necessario spostare e/o eliminare localmente i pali di fondazione. I tratti di scavalco delle interferenze risultano:

Barriera	Tombino/i interferente/i	Sezione tarve di scavalco BxH [cm]	Luce massima [cm]
BA3	IDA12 – IDA13	80x50 (sezione sollecitata a taglio/torsione analoga alla sezione tipica di cordolo)	470
BA4	IDA 05	50x96	600

Si esegue la verifica a taglio/torsione della trave di scavalco della BA4, di sezione reagente minore e di maggiore luce

Le sollecitazioni oggetto di verifica risultano dovute al peso proprio della barriera (cautelativamente assunto come carico distribuito sulla trave di scavalco) ed al momento massimo alla base del montante:

Taglio: $V_{Ed} = \gamma_G \cdot p_{pan} \cdot h_{pan} \cdot L/2 = 1.5 \cdot 3.40 \cdot 4.00 \cdot 6.00/2 = 61.20 \text{ kN}$

Momento torcente: $T_{Ed} = M_{W,SLU} = 37.95 \text{ kNm}$

Risulta:

Base	B =	500.00 mm
Altezza	H =	960.00 mm
Copriferro baricento armatura tesa	c =	58.00 mm
Area sezione in calcestruzzo	Ac =	480'000.00 mmq
Perimetro sezione in calcestruzzo	u =	2'920.00 mm
Ferri lembo teso (3Φ16)	As =	603.19 mmq
Area totale armatura nella sezione	Astot =	603.19 mmq
Area armatura tesa resistente a flessione	Asl =	603.19 mmq
Sforzo normale (minimo) di progetto	NEd =	0.00 kN
Taglio (massimo) di progetto	VEd =	61.20 kN

Tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp} =$	0.00 N/mm ^q
Tensione di compressione di riferimento	$\sigma_{cp\ rif} =$	0.00 N/mm ^q
Altezza utile della sezione	$d =$	902.00 mm
Coefficiente $k = 1+(200/d)^{0,5}$	$k =$	1.4709
Coefficiente $v_{min} = 0,035*k^{1,5}*f_{ck}^{0,5}$	$v_{min} =$	0.3816
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_l =$	0.0013
Larghezza (minima) della sezione	$b_w =$	500.00 mm
Resistenza a taglio di calcolo	VRd =	136.01 kN
Resistenza a taglio minima di calcolo	VRd min =	172.09 kN
Non occorre disporre di armatura a taglio		
Coefficiente di resistenza a taglio (lato calcestruzzo)	FS,V,cls =	0.356
Torsione (massima) di progetto	TEd =	37.95 kNm
Copriferro baricentro armatura long. a torsione	$c(T) =$	58.00 mm
Spessore della sezione cava	$t =$	164.38 mm
Area racchiusa dalla linea media delle pareti connesse	$A_k =$	267'021.96 mm ^q
Perimetro medio del nucleo resistente	$u_m =$	2'262.47 mm
Inclinazione dei puntoni di cls rispetto asse trave	$\theta =$	45.00 °
Momento torcente resistente lato calcestruzzo	TRcd =	464.51 kNm
Coefficiente di resistenza a trazione (lato cls)	FS,T,cls =	0.082
Coefficiente di resistenza a taglio-trazione (lato cls)	FS,VT,cls =	0.437
Area dell'armatura trasversale a torsione (1Φ10)	$A_s =$	78.54 mm ^q
Interasse tra due armature trasversali consecutive	$s =$	200.00 mm
Momento torcente resistente lato armatura trasversale	TRsd =	82.06 kNm
Area dell'armatura longitudinale a torsione (3Φ16)	$A_l =$	603.19 mm ^q
Momento torcente resistente lato armatura long.	TRld =	55.71 kNm
Resistenza a torsione di calcolo	TRd =	55.71 kN

APPROVATO SDP

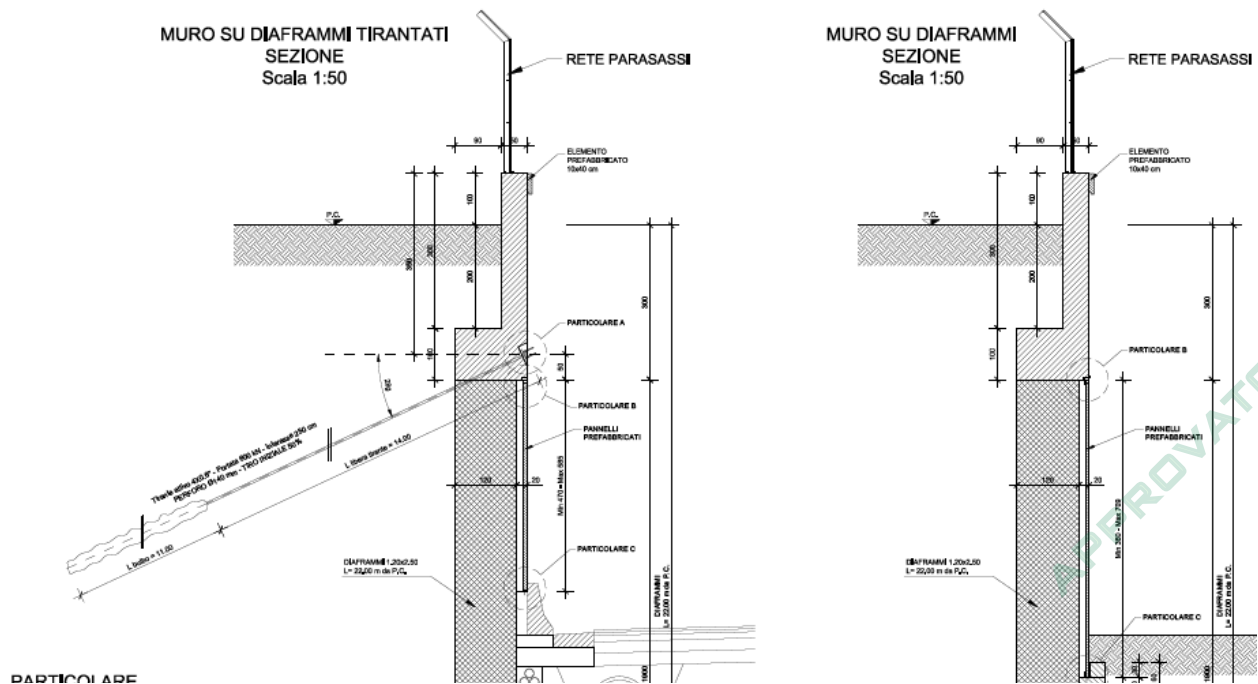
10. ANALISI DELLA PARATIA ESISTENTE DI APPROCCIO A GAA03

10.1 Geometria della struttura

Nel presente paragrafo vengono verificate le strutture della paratia di approccio alla Galleria Artificiale GAA03. Si tratta un manufatto esistente, inizialmente non dimensionato per sostenere le azioni derivanti dalle prevista superiore installazione della Barriera Antirumore BA2. Nel presente paragrafo vengono riproposte le verifiche di stabilità del manufatto in oggetto, soggetto a dette azioni aggiuntive.

Si riportano nel seguito le caratteristiche principali della paratia in oggetto. I diaframmi in oggetto hanno spessore 120 cm e hanno lunghezza di 19 metri essendo la loro testa a quota -3.00 m dal piano campagna. Essi sono sormontati da un cordolo gettato in opera, avente sezione ad L, affiorante per 1 m dal piano campagna.

Una rappresentazione geometrica della paratia è riportata nella figura seguente:



10.2 Caratteristiche dei materiali

Nel seguito si elencano le caratteristiche dei materiali utilizzati per le diverse parti costituenti la struttura.

10.2.1 Calcestruzzo

- | | Tipo | Classe di esposizione | Rapporto a/c |
|---|--------|-----------------------|--------------|
| • Calcestruzzo diaframmi di fondazione: | C25/30 | XC2 | 0.56 |

- Calcestruzzo per elevazioni: C32/40 XC4 0.47

10.2.2 Acciaio

- Acciaio per c.a. in barre ad aderenza migliorata: Tipo B450C

10.2.3 Caratteristiche di progetto

Nel seguito si elencano le caratteristiche di progetto dei materiali utilizzati per la struttura.

C25/30

Classe di resistenza	=	C 25/30	
Rck	=	30 MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
fck	=	24.9 MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
fc _m	=	32.9 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
fct _m	=	2.56 MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
fc _{fm}	=	3.07 MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
ν	=	0.2	Coefficiente di Poisson
E _{cm}	=	31447 MPa	Modulo elastico
γ_c	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza
α_{cc}	=	0.85	Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata
fcd	=	14.11 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
fctd	=	1.19 MPa	Resistenza di calcolo a trazione
ϵ_{cu}	=	0.0035	Deformazione a rottura per il calcestruzzo
ϵ_{c0}	=	0.002	Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

C32/40

Classe di resistenza	=	C32/40	
Rck	=	40 MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
fck	=	33.2 MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
fc _m	=	41.2 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
fct _m	=	3.10 MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
fc _{fm}	=	3.72 MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
ν	=	0.2	Coefficiente di Poisson
E _{cm}	=	33643 MPa	Modulo elastico
γ_c	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza

acc	=	0.85	Coefficiente risuttivo per resistenze di lunga durata
fcd	=	18.81 MPa	Resistenza di calcolo a compressione
fctd	=	1.45 MPa	Resistenza di calcolo a trazione
ϵ_{cu}	=	0.0035	Deformazione a rottura per il calcestruzzo
ϵ_{c0}	=	0.002	Deformazione limite del tratto a parabola del legame costitutivo del calcestruzzo

B450C

fyk nom=	450	MPa	Valore nominale della tensione caratteristica di snervamento
ftk nom=	540	MPa	Valore nominale della tensione caratteristica di rottura
ys	=	1.15	Coefficiente parziale di sicurezza
Es	=	210000 MPa	Modulo elastico
fyd	=	391.3 MPa	Resistenza di calcolo
ϵ_{su}	=	0.01	Deformazione a rottura per l'acciaio

10.3 Caratteristiche geotecniche del terreno


Le caratteristiche del terreno sul quale sorge l'opera vedono la presenza di una matrice sabbioso-ghiaiosa. Le caratteristiche meccaniche del terreno sono riassunte nel seguito.

Quota da P.C		Descrizione	Unità	Parametri in condizioni drenate										Parametri in condizioni non drenate				Peso di volume		Permeabilità [*]			
da	a			ϕ'_{k_SPT}	$\phi'_{k_CONTROLLO}$	ϕ'_k	$\phi'_{\sigma M1}$	$\phi'_{\sigma M2}$	c'_k	$c'_{\sigma M1}$	$c'_{\sigma M2}$	E'_{01}	E'_{25}	E_{LT}	C_{uk}	$C_{U\sigma M1}$	$C_{U\sigma M2}$	E_U	naturale		sommerso		
(m)	(m)	(-)	(°)	(°)	(°)	(°)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(MPa)	γ_n	γ'				
0.0	2.0	Ricoprimento di origine antropica	0	-	-	35	35	29	0	0	0	30	30	10	10	-	-	-	-	20	11	$1 \times 10^{-4} E^{-6}$	
2.0	18.0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	40	35	38	38	32	0	0	0	30	110	10	28	-	-	-	-	20	11	$1 \times 10^{-4} E^{-6}$	
18.0	20.5	Limo	V	-	-	30	30	25	0	0	0	-	-	-	-	9	9	75	75	54	30	30	$1 \times 10^{-9} E^{-9}$
20.5	35.0	Ghiaia sabbiosa / Sabbia ghiaiosa / Sabbia limosa	II / III / IV	40	35	38	38	32	0	0	0	120	120	30	30	-	-	-	-	20	11	$1 \times 10^{-4} E^{-6}$	
35.0	40.0	Limo	V	-	-	30	30	25	0	0	0	-	-	-	-	15	15	125	125	89	50	50	$1 \times 10^{-9} E^{-9}$

* La permeabilità è stimata sulla base della granulometria / descrizione stratigrafica e, quando disponibili, su prove di permeabilità in sito.

LEGENDA PARAMETRI

ϕ'_{k_SPT}	Angolo di resistenza al taglio di picco ricavato a partire dai valori di N_{spt} ;
$\phi'_{k_CONTROLLO}$	Angolo di resistenza al taglio di controllo ricavato a partire dalla densità relativa e dal peso di volume del materiale granulare;
ϕ'_k	Angolo di resistenza al taglio caratteristico;
$\phi'_{\sigma M1}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$\phi'_{\sigma M2}$	Angolo di resistenza al taglio di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
c'_k	Coesione efficace caratteristica;
$c'_{\sigma M1}$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$c'_{\sigma M2}$	Coesione efficace di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E'_{01}	Modulo elastico secante per livello di deformazione del terreno dello 0.1%;
E'_{25}	Modulo elastico secante corrispondente alla mobilitazione del 25% della resistenza del terreno;
E_{LT}	Modulo elastico a lungo termine per materiali coesivi;
C_{uk}	Resistenza non drenata caratteristica;
$C_{U\sigma M1}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M1 come da NTC2008;
$C_{U\sigma M2}$	Resistenza non drenata di progetto secondo coefficienti parziali M2 come da NTC2008;
E_U	Modulo elastico a breve termine per materiali coesivi;
γ_n	Peso di volume naturale;
γ'	Peso di volume sommerso;
k	Permeabilità;

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 53 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

10.4 Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari impiegati nel modello.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato:	25 kN/m ³
terreno	21 kN/m ³ (vedi paragrafo precedente)

Vento

Si considerano i carichi da vento determinati al punto 7.3.

Sovraccarico sul terreno dovuto al traffico

Si considera un sovraccarico $p = 20 \text{ kN/m}^3$ dovuto al traffico agente sul terreno a monte della paratia.

Azione sismica

La risultante delle forze inerziali orizzontali indotte dal sisma viene valutata con la seguente espressione:

$$F_h = P \cdot k_h$$

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max}$$

I coefficienti α e β , in accordo con le NTC, valgono:

$$\alpha = 0.95$$

$$\beta = 0.4$$

Pertanto, i coefficienti sismici valgono:

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} = 0.0869$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h = 0.0435$$

APPROVATO SDP

Il calcolo delle spinte in condizione sismica viene eseguito attraverso l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Mononobe e Okabe:

$$\Delta P_d = \frac{1}{2} k_{AE} \cdot \gamma \cdot h^2$$

dove l'altezza h è definita come l'altezza massima dello scavo a cui vengono cautelativamente aggiunti 2m.

Il coefficiente di spinta k_{AE} viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo.

10.5 Analisi della struttura

L'analisi della struttura è stata condotta con l'ausilio del software PARATIE 7.0 prodotto e distribuito da HARPACEAS – Viale Richard 1 Milano.

Società di Progetto
Brebemi SpA



Per modellare correttamente le spinte del terreno partendo dalla quota di piano campagna, il diaframma è stato modellato come avente testa allineata a livello del piano campagna ossia di lunghezza totale pari a 22 metri, di cui 10 m fuori terra e 12 m infissi.

I diaframmi di imbocco all'opera principale sono tirantati con tiranti attivi definitivi, costituiti da n.4 trefoli da 0,6", di portata 600 KN, interasse 2.50 m e tesati inizialmente al 50% della loro portata.

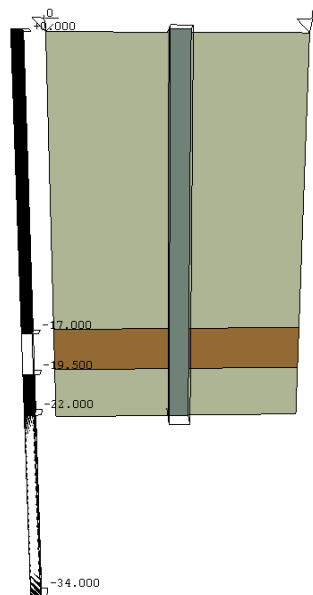
La quota di imposta è situata a -2.50 m dal piano campagna e l'inclinazione di 24g, la lunghezza libera è di 14 m mentre la lunghezza fissa di ancoraggio è di 11 m.

Per maggiori dettagli si rimanda alla carpenteria ed armatura riportata negli elaborati di progetto.

10.5.1 Fasi

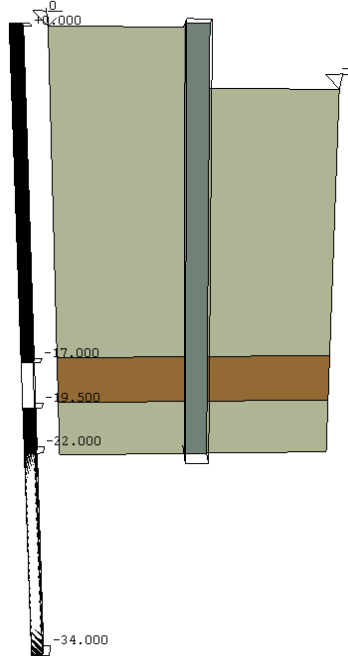
Il progetto e la verifica dei diaframmi è stato condotto secondo uno schema a fasi come meglio identificato nelle figure seguenti:

- 1) realizzazione della paratia di diaframmi

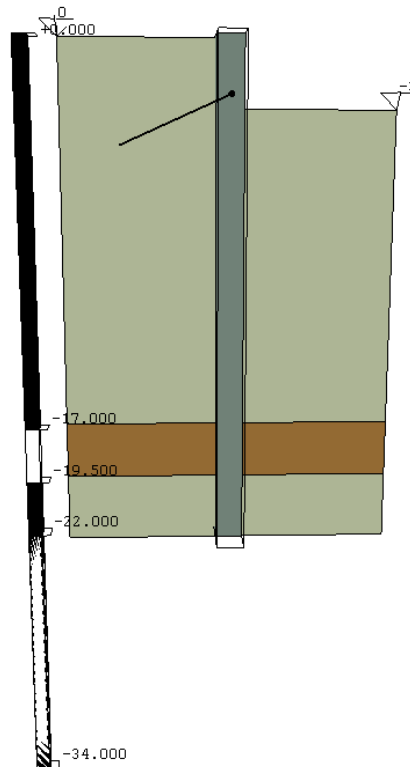


APPROVATO SDP

2) scavo a valle fino a quota -3.0 m da piano campagna



3) realizzazione del primo ordine di tiranti a quota -2.5 m da piano campagna

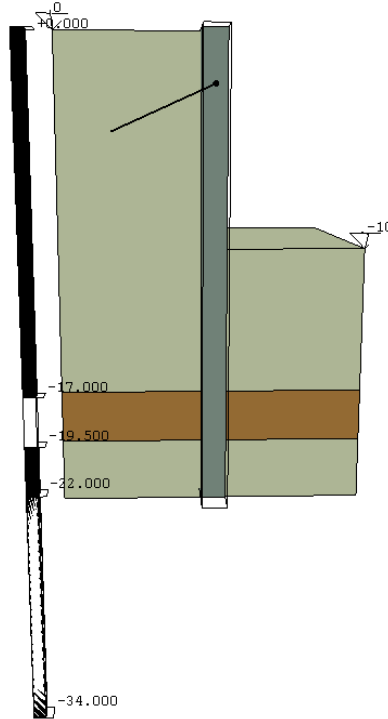


APPROVATO SDP

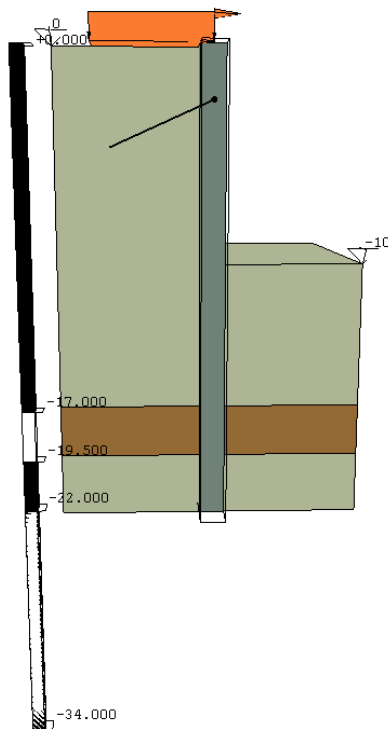
Società di Progetto
Brebemi SpA



4) scavo a valle fino alla quota di massimo scavo ossia -10.0 m da piano campagna



5) applicazione del sovraccarico variabile: Vento carico principale, Traffico carico secondario

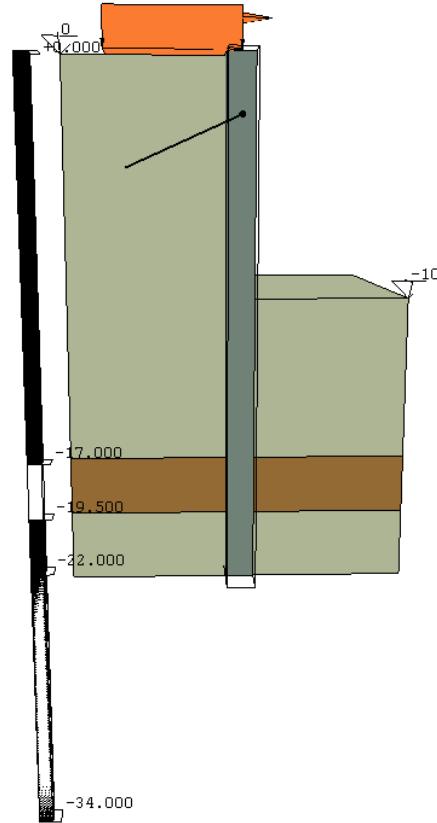


APPROVATO SDP

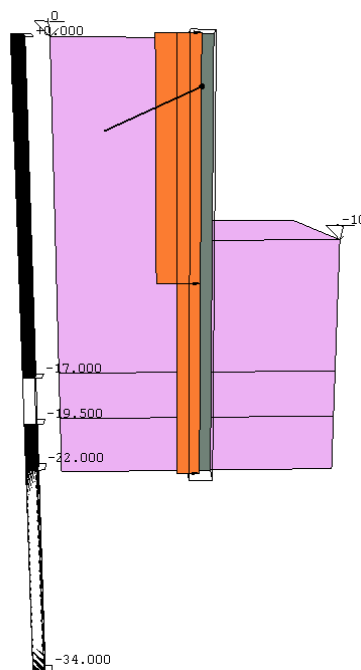
Società di Progetto
Brebemi SpA



6) applicazione del sovraccarico variabile: Traffico carico principale, Vento carico secondario



7) applicazione del sisma:



APPROVATO SDP

10.6 Sollecitazioni e verifiche

In questo paragrafo vengono eseguite le verifiche riguardanti i tiranti e la paratia.

Per la resistenza dei vari elementi si fa riferimento alla Relazione di Calcolo dell'opera (rif. documento 40360-GAA03-A01).

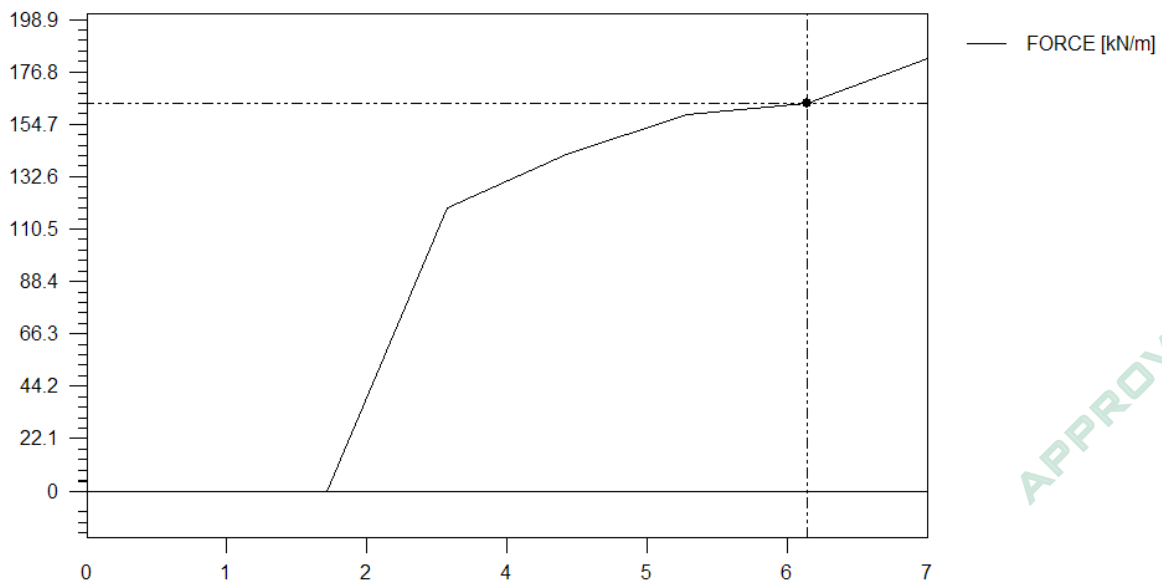
10.6.1 Sollecitazioni assiali sui tiranti

La sollecitazione massima che i tiranti sono in grado di sopportare è pari a 881.46 kN (rif. documento 40360-GAA03-A01).

Nel nostro caso (figura sottostante) lo sforzo assiale massimo sui tiranti attinente alle fasi 5 e 6 risulta essere pari a:

$$NEd = 163.78 * 2.5 * 1.5 = 614.175 \text{ kN} < 881.46 \text{ kN}$$

dove 2,5 m è l'interasse tra i tiranti e 1,5 è il coefficiente parziale di sicurezza.



APPROVATO SDP

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.6.2 Sollecitazioni sul diaframma

Nelle figure sottostanti vengono riportati gli andamenti del momento flettente e del taglio rispettivamente allo step 5 (vento carico principale, traffico carico secondario) e allo step 6 (traffico carico principale e vento carico secondario):

Diagramma del momento flettente STEP 5:

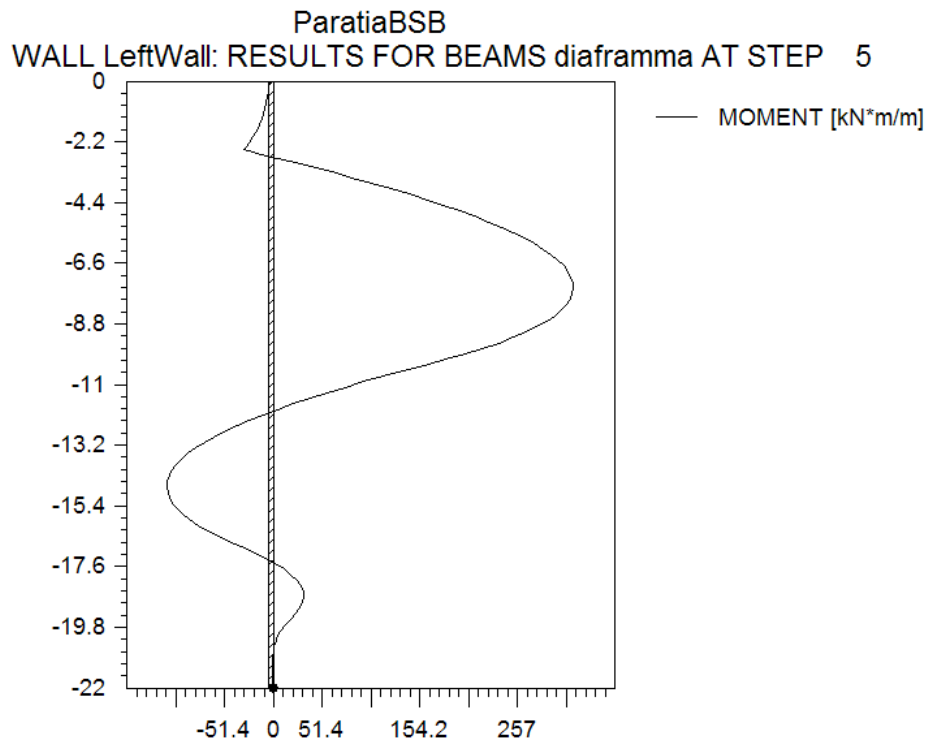
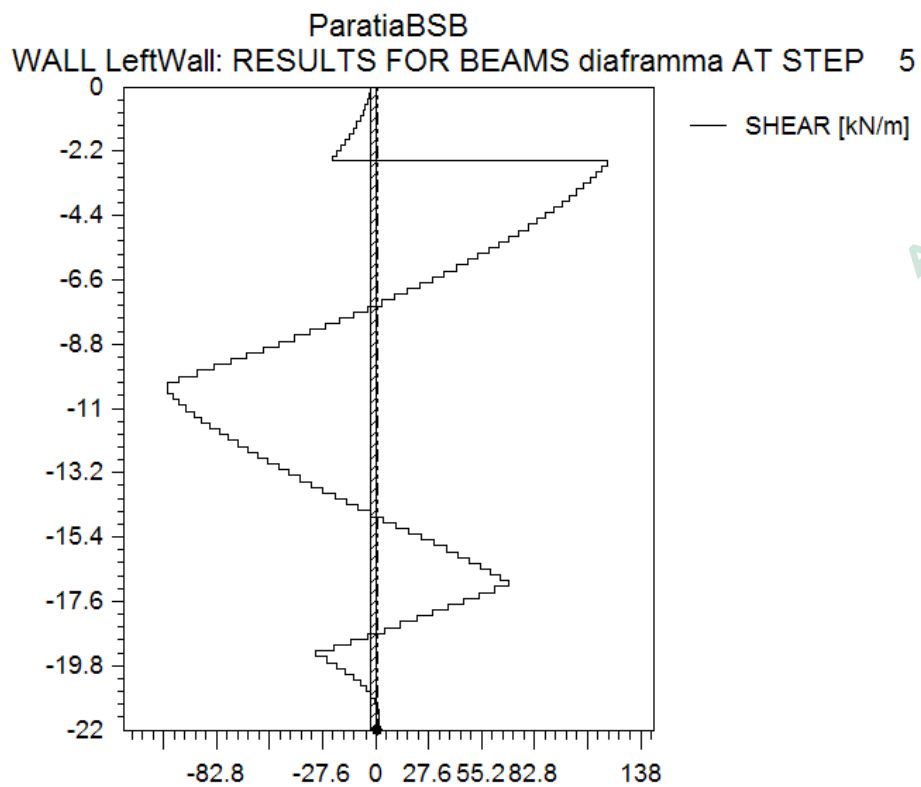


Diagramma del taglio STEP 5:



APPROVATO SDP

Diagramma del momento flettente STEP 6:

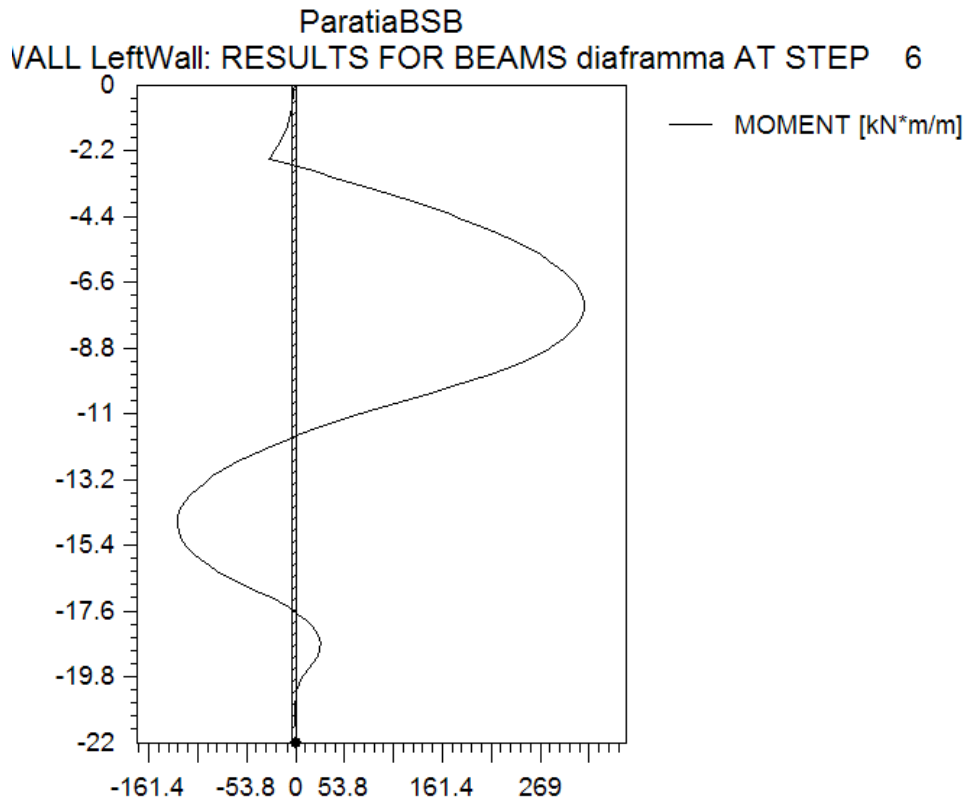
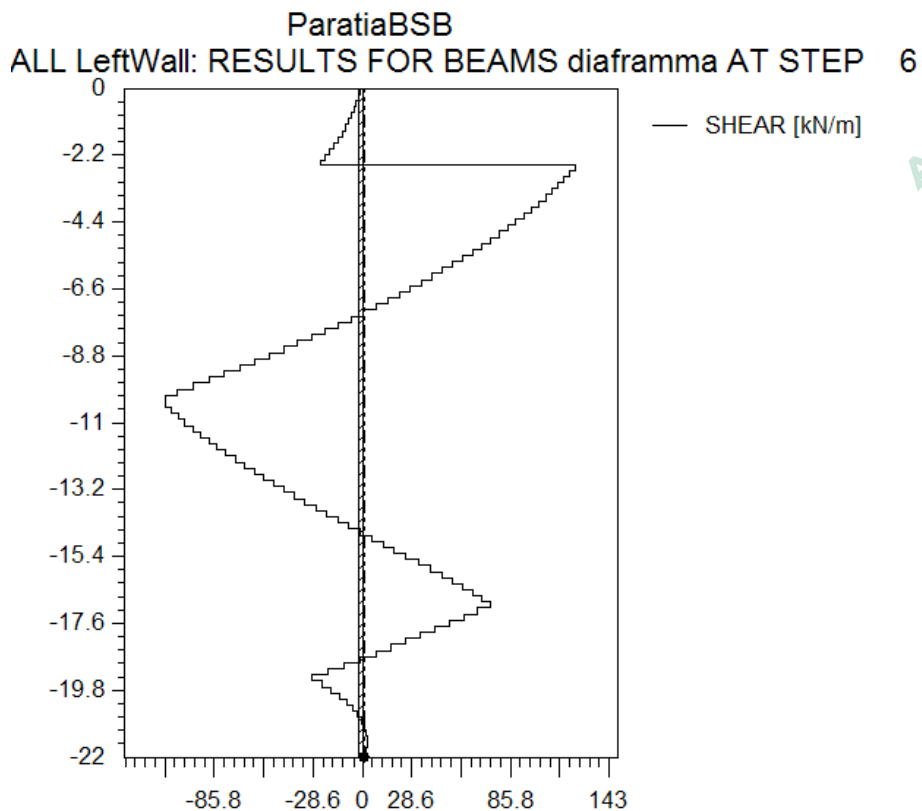



Diagramma del taglio STEP 6:



APPROVATO SDP

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 61 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

Il taglio e il momento resistente della paratia sono forniti dal documento 40360-GAA03-A01.

Nel caso in esame le verifiche risultano:

$$M_{Ed} \cong 300 \cdot 1.5 = 450 \text{ KNm/m} < M_{Rd} = 1066.7 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ed} \cong 130 \cdot 1.5 = 195 \text{ KN/m} < V_{Rd} = 261.55 \text{ KN/m}$$

tutte le verifiche risultano pertanto soddisfatte.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

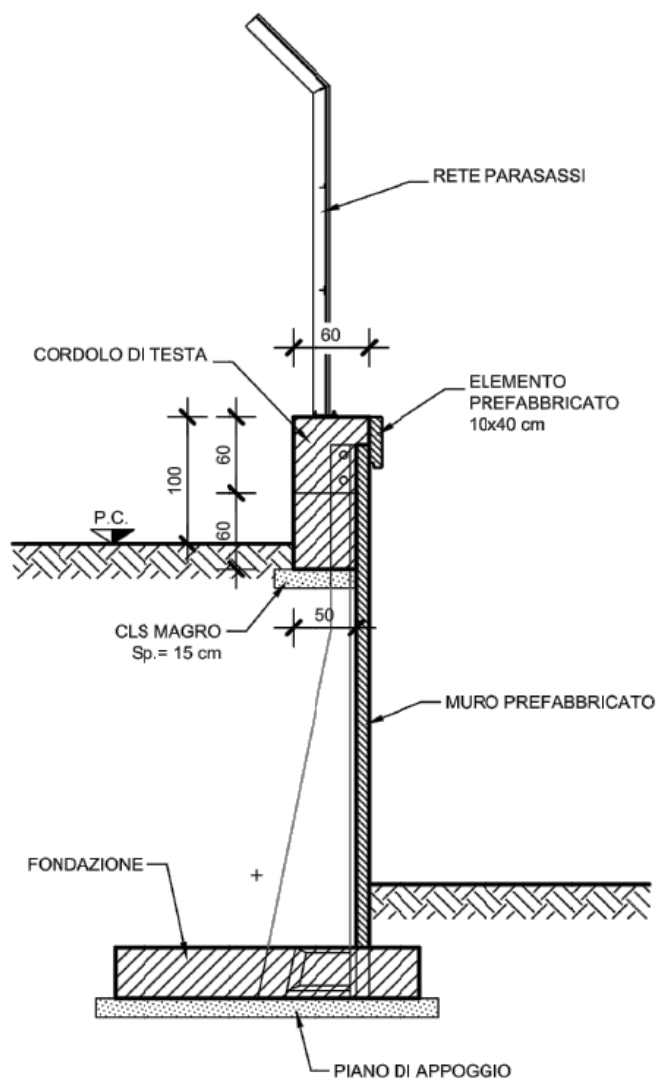


11. ANALISI DEL MURO ESISTENTE ESISTENTE DI RISVOLTO R1

11.1 Geometria della struttura

Nel presente paragrafo vengono verificati i muri di risvolto R1. Si tratta di muri esistenti, inizialmente non dimensionati per sostenere le azioni derivanti dalle prevista superiore installazione della Barriera Antirumore BA2. Nel presente paragrafo vengono riproposte le verifiche di stabilità del muro in oggetto, soggetto a dette azioni aggiuntive.

In particolare viene svolta, a favore di sicurezza, l'analisi del concio di muro 424 (massimo sviluppo in elevazione) che presenta la seguente geometria:



L'opera è costituita da un muro di altezza complessiva pari a 6.600 m.
Di seguito si riepilogano le caratteristiche geometriche dell'opera:

Altezza del paramento	6.00 [m]
Spessore in sommità	0.10 [m]

Società di Progetto
Brebemi SpA



Spessore all'attacco con la fondazione	0.10 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

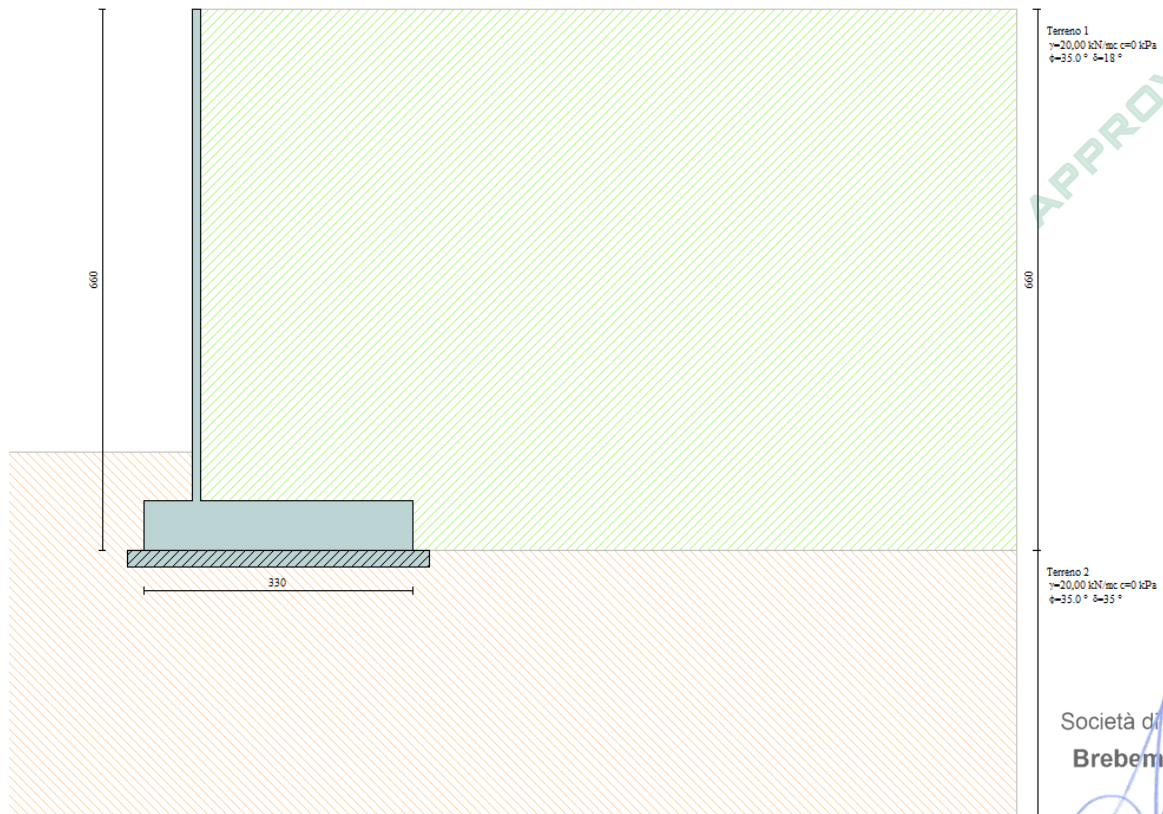
Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.60 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	2.60 [m]
Lunghezza totale fondazione	3.30 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0.60 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0.60 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0.60 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	0.60 [m]
Spessore magrone	0.20 [m]

11.2 Analisi della struttura

L'analisi della struttura è stata condotta con l'ausilio di una modellazione numerica agli elementi finiti condotta con il codice di calcolo MAX10.10 di Aztec Informatica.

Una rappresentazione della geometria della modellazione è riportata nella figura seguente:



Società di Progetto
Brebemi SpA



Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

Vengono prese in considerazione n°5 Condizioni Elementari di carico, di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato: 25 kN/m³

rilevato 20 kN/m³

CdC 1: Peso proprio

Il peso proprio è calcolato automaticamente dal programma di calcolo.

CdC 2: Spinta del terreno

Secondo quanto riportato in precedenza, si assumono i seguenti parametri:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$k_0 = 0.4264$$

$$k_a = 0.2461$$

CdC 3: Sovraccarico sul terreno

Si considera un sovraccarico $p = 20 \text{ kN/m}^3$ agente sul terreno a monte del muro.

CdC 4: Azione sismica

La vita nominale V_N dell'opera è stata assunta pari a 100 anni.

La classe d'uso assunta è la IV da cui si ricava $C_u = 2$.

Il periodo di riferimento per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = 200 \text{ anni.}$$

I parametri sismici di progetto assunti sono riportati in tabella:

STATO LIMITE	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^*
SALVAGUARDIA VITA	0.183	2.452	0.287

Con riferimento allo SLV la componente orizzontale dell'accelerazione sismica equivalente da applicare per metodi di calcolo pseudo-statici risulta pari a:

$$S_S = 1.43 \text{ (terreno categoria tipo C)}$$

$$a_{\max} = S_S * S_T * a_g = 1.43 * 1.00 * 0.183 \text{ g} = 0.262 \text{ g}$$

Dove:

S_S : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (par.3.2.3.2.1 Norme Tecniche per le Costruzioni);

S_T : coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione topografica (par.3.2.3.2.1 Norme Tecniche per le Costruzioni).

In virtù di quanto sopra esposto si ricava il coefficiente sismico orizzontale, considerando un β_m pari a 0.24 come indicato nelle NTC:

$$k_h = \beta_m * a_{\max} / g = 0.0628$$

Il coefficiente sismico verticale risulta invece:

$$k_v = 0.5 k_h = 0.0314$$

Nel caso di sisma orizzontale si considera, oltre alle componenti inerziali, l'incremento di spinta del terreno ΔP_d dovuta al sisma utilizzando la teoria di Mononobe-Okabe.


CdC 5: Azione del vento

I coefficienti e la pressione del vento vengono calcolati in accordo con il paragrafo 7.3.

Si ottiene pertanto una pressione p_{\max} pari a:

$$p_{\max} = q_b * c_e * c_p * c_d = 390.63 * 1.80 * 1.20 = 0.86 \text{ kPa}$$

Il vento è considerato agente sulla barriera antirumore presente in sommità del muro di risvolto. L'azione del vento è tenuta in conto nel programma di calcolo applicando il taglio e il momento risultante sulla barriera:

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 66 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

$$T = p_{max} \cdot h = 0.86 \text{ kPa} \cdot 3 \text{ m} = 2.58 \text{ kN/m}$$

$$M = T \cdot h / 2 = 2.58 \cdot 3 / 2 = 3.87 \text{ kNm/m}$$

Dove $h = 3 \text{ m}$ è l'altezza della barriera.

11.3 Metodo di Calcolo della spinta sul muro e delle verifiche di stabilità

11.3.1 Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

11.3.2 Metodo di Mononobe-Okabe

Il metodo di Mononobe-Okabe adotta le stesse ipotesi della teoria di Coulomb : un cuneo di spinta a monte del muro che si muove rigidamente lungo una superficie di rottura rettilinea. Mette in conto inoltre l'inerzia sismica del cuneo in direzione orizzontale e verticale . Dall'equilibrio del cuneo si ricava la spinta che il terreno esercita sull'opera di sostegno in condizioni sismiche. Viene messo in conto, come nella teoria di Coulomb, l'esistenza dell' attrito fra il terreno e il paramento del muro, e quindi la retta di spinta risulta inclinata rispetto alla normale al paramento stesso di un angolo di attrito terra-muro.

L'espressione della spinta totale (statica più sismica) esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Mononobe-Okabe dalla seguente relazione


$$S = 1/2(1 \pm k_v) \gamma H^2 K_a$$

K_a rappresenta il coefficiente di spinta attiva espresso da

$$K_a = \frac{\sin(\alpha + \phi - \theta)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta - \theta) \left[1 + \frac{\sqrt{[\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)]}}{\sqrt{[\sin(\alpha - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)]}} \right]^2}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 67 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

L'angolo θ è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove k_h e k_v rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Nel caso in cui il terrapieno sia gravato di un sovraccarico uniforme Q l'espressione della pressione e della spinta diventano

$$\sigma_a = (\gamma z + Q) K_a$$

$$S = (1/2 \gamma H^2 + QH) K_a$$

Al carico Q corrisponde un diagramma delle pressioni rettangolare con risultante applicata a $1/2H$.

Nel caso di terreno dotato di coesione c l'espressione della pressione esercitata sulla parete, alla generica profondità z , diventa

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c(K_a)^{1/2}$$

Al diagramma triangolare, espresso dal termine $\gamma z K_a$, si sottrae il diagramma rettangolare legato al termine con la coesione. La pressione σ_a risulta negativa per valori di z minori di

$$h_c = \frac{2c}{\gamma(K_a)^{1/2}}$$

La grandezza h_c è detta altezza critica e rappresenta la profondità di potenziale frattura del terreno. E' chiaro che se l'altezza della parete è inferiore ad h_c non abbiamo nessuna spinta sulla parete.

11.3.3 Spinta in presenza di sisma


Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

Società di Progetto

alla verticale,


	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 68 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg\left[\frac{\gamma_{sat}}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)} * (k_h / (1 \pm k_v))\right]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg\left[\frac{\gamma}{(\gamma_{sat} - \gamma_w)} * (k_h / (1 \pm k_v))\right]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come


$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e V_a applicata nel baricentro dei pesi.

Società di Progetto

Brebeni SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 69 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

11.3.4 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1.0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$


Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

11.3.5 Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_s \geq 1.0$.

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 70 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

11.3.6 Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

Le espressioni di Hansen per il calcolo della capacità portante si differenziano a secondo se siamo in presenza di un terreno puramente coesivo ($\phi=0$) o meno e si esprimono nel modo seguente:

Caso generale

$$q_u = c N_{c_s} d_{c_s} i_{c_s} g_{c_s} b_c + q N_{q_s} d_{q_s} i_{q_s} g_{q_s} b_q + 0.5 B \gamma N_{\gamma_s} d_{\gamma_s} i_{\gamma_s} g_{\gamma_s} b_{\gamma}$$

Società di Progetto
Brebemi SpA



Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14c(1+s_c+d_c-i_c-g_c-b_c) + q$$

in cui d_c, d_q, d_γ , sono i fattori di profondità; s_c, s_q, s_γ , sono i fattori di forma; i_c, i_q, i_γ , sono i fattori di inclinazione del carico; b_c, b_q, b_γ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa; g_c, g_q, g_γ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori N_c, N_q, N_γ sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$$

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

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vediamo ora come si esprimono i vari fattori che compaiono nella espressione del carico ultimo.

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



$$k = \arctg \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

per $\phi=0$ $d_c = 0.4k$

per $\phi>0$ $d_c = 1 + 0.4k$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Indichiamo con V e H le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con A_f l'area efficace della fondazione ottenuta come $A_f = B' \times L'$ (B' e L' sono legate alle dimensioni effettive della fondazione B , L e all'eccentricità del carico e_B , e_L dalle relazioni $B' = B - 2e_B$ $L' = L - 2e_L$) e con η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$ $i_c = 1/2(1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}})$

per $\phi > 0$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$


$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi}\right)^5$$

per $\eta = 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi}\right)^5$

per $\eta > 0$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H}{V + A_f c_a \operatorname{tg} \phi}\right)^5$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 73 di 139
--	----------------------------	--	-------------	---------------------

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta\text{tg}\phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta\text{tg}\phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05\text{tg}\beta)^\delta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V\text{tg}\delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

11.3.7 Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

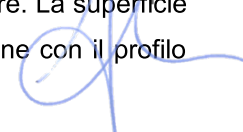
Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_g \geq 1.0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo

APPROVATO SDP

Società di Progetto

Brebeni SpA




del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

11.4 Geometria profilo terreno

11.4.1 Terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro, ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

Società di Progetto
Brebemi SpA



X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	2,00	0,00	0,00
2	10,00	0,00	0,00

11.4.2 Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,60 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr.	Indice del terreno
Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]
γ_s	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]
ϕ	Angolo d'attrito interno espresso in [°]
δ	Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]
c	Coesione espressa in [kPa]
c_a	Adesione terra-muro espressa in [kPa]

APPROVATO SDP

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	20,00	20,00	35.00	17.50	0,0	0,0
Terreno 2	20,00	20,00	35.00	35.00	0,0	0,0

11.4.3 Stratigrafia

Simbologia adottata

Società di Progetto
Brebemi SpA



N	Indice dello strato
H	Spessore dello strato espresso in [m]
a	Inclinazione espressa in [°]
Kw	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
Ks	Coefficiente di spinta
Terreno	Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	6,60	0,00	0,00	0,00	Terreno 1
2	10,00	0,00	9,01	0,00	Terreno 2

11.5 Condizioni di carico

11.5.1 Normativa

Le verifiche geotecniche vengono condotte secondo quanto disposto dall'Approccio 2 previsto dal D.M. 14 gennaio 2008.

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi'}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniaassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,30	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,50	1,30	1,50	1,50

Società di Progetto
Brebini SpA



Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche
Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,00	1,00	1,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1,00	1,00	1,00	1,00

FONDAZIONE SUPERFICIALE
Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

<i>Verifica</i>	<i>Coefficienti parziali</i>		
	<i>R1</i>	<i>R2</i>	<i>R3</i>
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

11.5.2 Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
----------------	------	------	------	------

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00

APPROVATO SDP

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 17 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00

APPROVATO SDP

Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
traffico	SFAV	1,30	1,00	1,30

Combinazione n° 19 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50
vento	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 20 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50
vento	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 21 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1,00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50
vento	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 22 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1,00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1,00	1,30
traffico	SFAV	1,50	1,00	1,50
vento	SFAV	1,50	0,60	0,90

Combinazione n° 23 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10

APPROVATO SDP

traffico	SFAV	1.50	1.00	1.50
vento	SFAV	1.50	0.60	0.90

Combinazione n° 24 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
traffico	SFAV	1.30	1.00	1.30
vento	SFAV	1.30	0.60	0.78

Combinazione n° 25 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 26 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 27 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 28 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 29 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------	--------	-----------------

APPROVATO SDP

Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 30 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
vento	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 31 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
traffico	SFAV	1.50	0.75	1.12
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 32 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
traffico	SFAV	1.50	0.75	1.12
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 33 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,30	1.00	1,30
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30
traffico	SFAV	1.50	0.75	1.12
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 34 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,30	1.00	1,30
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,30	1.00	1,30

APPROVATO SDP

traffico	SFAV	1.50	0.75	1.12
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 35 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
traffico	SFAV	1.50	0.75	1.12
vento	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 36 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
traffico	SFAV	1.30	0.75	0.98
vento	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 37 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 38 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
traffico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 39 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
vento	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 40 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
--	------------	----------	--------	-----------------

APPROVATO SDP

Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
traffico	SFAV	1,00	1,00	1,00
vento	SFAV	1,00	0,60	0,60

Combinazione n° 41 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1,00	1,00
vento	SFAV	1,00	1,00	1,00
traffico	SFAV	1,00	0,75	0,75

11.6 Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	2,24	--	4,35	--
2	A1-M1 - [1]	--	2,84	--	4,74	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,74	--	4,76	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,34	--	4,39	--
5	EQU - [1]	--	--	2,40	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1,69
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2,06	--	3,62	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2,10	--	3,48	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	1,95	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	1,99	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,51
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,50
13	A1-M1 - [3]	--	2,39	--	3,20	--
14	A1-M1 - [3]	--	2,09	--	2,87	--
15	A1-M1 - [3]	--	2,02	--	2,82	--

Scritto di Progetto

Brebemi SpA



APPROVATO SDP

16	A1-M1 - [3]	--	2,47	--	3,22	--
17	EQU - [3]	--	--	1,88	--	--
18	STAB - [3]	--	--	--	--	1,53
19	A1-M1 - [4]	--	2,10	--	2,73	--
20	A1-M1 - [4]	--	2,03	--	2,68	--
21	A1-M1 - [4]	--	2,47	--	3,08	--
22	A1-M1 - [4]	--	2,40	--	3,07	--
23	EQU - [4]	--	--	1,83	--	--
24	STAB - [4]	--	--	--	--	1,54
25	A1-M1 - [5]	--	2,83	--	4,35	--
26	A1-M1 - [5]	--	2,74	--	4,37	--
27	A1-M1 - [5]	--	2,34	--	3,97	--
28	A1-M1 - [5]	--	2,25	--	3,93	--
29	EQU - [5]	--	--	2,22	--	--
30	STAB - [5]	--	--	--	--	1,71
31	A1-M1 - [6]	--	2,15	--	2,90	--
32	A1-M1 - [6]	--	2,07	--	2,85	--
33	A1-M1 - [6]	--	2,54	--	3,27	--
34	A1-M1 - [6]	--	2,47	--	3,25	--
35	EQU - [6]	--	--	1,87	--	--
36	STAB - [6]	--	--	--	--	1,57
37	SLEQ - [1]	--	2,84	--	6,16	--
38	SLEF - [1]	--	2,57	--	4,74	--
39	SLEF - [1]	--	2,84	--	6,07	--
40	SLER - [1]	--	2,51	--	4,22	--
41	SLER - [1]	--	2,57	--	4,44	--

APPROVATO SDP

11.7 Analisi della spinta e verifiche

11.7.1 Verifiche geotecniche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte


Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 87 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Mononobe-Okabe
Calcolo del carico limite	metodo di Hansen
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.79 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.43
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 6.28$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 3.14$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.00 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.00$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.00$

Forma diagramma incremento sismico Rettangolare

Partecipazione spinta passiva (percento) 0,0
Lunghezza del muro 2,50 [m]

Peso muro 63,2539 [kN]
Baricentro del muro X=0,72 Y=-5,53

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta X = 2,60 Y = -6,60

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Punto superiore superficie di spinta	X = 2,60	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	6,60 [m]	
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

COMBINAZIONE n° 1

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	139,3745 [kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238 [kN]		
Componente verticale della spinta statica	41,9107 [kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60 [m]	Y = -4,40 [m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50 [°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461 [°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000 [kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30 [m]	Y = -3,00 [m]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	132,9238 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	424,3646 [kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	424,3646 [kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	132,9238 [kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,33 [m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30 [m]
Risultante in fondazione	444,6955 [kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,39 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	138,5099 [kNm]
Carico ultimo della fondazione	1845,8479 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	204,91 [kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	52,28 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$

Fattori inclinazione	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,43$	$i_y = 0,29$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_y = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_y = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_y = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 21.61 \qquad N'_q = 15.52 \qquad N'_y = 9.84$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.24
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.35

COMBINAZIONE n° 2


Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	139,3745	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	41,9107	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	405,6000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	132,9238	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	539,1008	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	539,1008	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	132,9238	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	555,2463	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	113,0790	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2553,0175	[kN]

Tensioni sul terreno

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 90 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	225,67	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	101,06	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,50$	$i_q = 0,52$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 26.58$	$N'_q = 18.84$	$N'_\gamma = 13.15$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.84
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.74

COMBINAZIONE n° 3

Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	139,3745	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	41,9107	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	405,6000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	132,9238	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	520,1246	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	520,1246	[kN]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	132,9238	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	536,8411	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,34	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	108,6659	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2474,5111	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	217,48	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	97,74	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,49$	$i_q = 0,50$	$i_\gamma = 0,37$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 25.86$	$N'_q = 18.36$	$N'_\gamma = 12.66$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA


Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.76

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	139,3745	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238	[kN]
Componente verticale della spinta statica	41,9107	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]

Società di Progetto
Brebemi SpA
Y = -4,40 [m]



Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	132,9238	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	443,3408	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	443,3408	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	132,9238	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,32	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	462,8388	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,69	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	142,9230	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1944,4757	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	213,09	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	55,60	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,44$	$i_\gamma = 0,31$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 22.54 \quad N'_q = 16.15 \quad N'_\gamma = 10.45$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.34
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.39

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	149,0559	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	144,5290	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	36,4558	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	280,8000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	144,5290	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	380,6644	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	317,9637	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	764,5411	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	380,6644	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	144,5290	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,48	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	407,1781	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,79	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	181,5188	[kNm]

APPROVATO SDP

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 2.40

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 6

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario) ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della strisciaSocietà di Progetto
Brebemi SpA

- c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -1,07$ $Y[m] = 1,07$

Raggio del cerchio $R[m] = 8,50$

Ascissa a valle del cerchio $Xi[m] = -6,60$

Ascissa a monte del cerchio $Xs[m] = 7,37$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,56$

Coefficiente di sicurezza $C = 1.69$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	11,8161	75.20	11,4239	0,0214	29.26	0	0
2	29,9626	63.75	26,8716	0,0124	29.26	0	0
3	40,9409	56.11	33,9843	0,0098	29.26	0	0
4	49,2850	49.81	37,6492	0,0085	29.26	0	0
5	56,0241	44.26	39,1010	0,0077	29.26	0	0
6	61,6137	39.20	38,9425	0,0071	29.26	0	0
7	66,3052	34.49	37,5422	0,0066	29.26	0	0
8	70,2547	30.03	35,1549	0,0063	29.26	0	0
9	74,2609	25.76	32,2737	0,0061	29.26	0	0
10	77,8262	21.64	28,7038	0,0059	29.26	0	0
11	80,0580	17.64	24,2613	0,0058	29.26	0	0
12	81,8136	13.73	19,4128	0,0056	29.26	0	0
13	83,1199	9.88	14,2567	0,0056	29.26	0	0
14	48,8716	6.07	5,1687	0,0055	29.26	0	0
15	23,2661	2.29	0,9307	0,0055	29.26	0	0
16	22,6339	-1.48	-0,5829	0,0055	29.26	0	0
17	22,2665	-5.25	-2,0377	0,0055	29.26	0	0
18	21,4823	-9.05	-3,3786	0,0055	29.26	0	0
19	20,2707	-12.89	-4,5210	0,0056	29.26	0	0
20	18,6144	-16.79	-5,3758	0,0057	29.26	0	0
21	16,4885	-20.77	-5,8463	0,0059	29.26	0	0
22	13,8580	-24.86	-5,8251	0,0060	29.26	0	0

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



23	10,6745	-29.09	-5,1893	0,0063	29.26	0	0
24	6,8708	-33.50	-3,7923	0,0066	29.26	0	0
25	2,3511	-38.15	-1,4524	0,0070	29.26	0	0

 $\Sigma W_i = 1010,9293$ [kN]

 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 347,6759$ [kN]

 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 566,2883$ [kN]

 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.40$

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	107,2112	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	102,2491	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	32,2390	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Incremento sismico della spinta	12,2884	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -3,30	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,2832	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]
Inerzia del muro	3,9744	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-1,9872	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,6039	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9,8019	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	137,9994	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	406,5990	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	406,5990	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	137,9994	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,49	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	429,3793	[kN]

Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,75	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	197,7536	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1472,9687	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	232,17	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	14,26	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,39$	$i_\gamma = 0,26$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 19.86$	$N'_q = 14.36$	$N'_\gamma = 8.74$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.06
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.62

COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	107,2112	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	102,2491	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	32,2390	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Incremento sismico della spinta	18,9580	[kN]	
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -3,30 [m]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,2808	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]
Inerzia del muro	3,9744	[kN]		
Inerzia verticale del muro	1,9872	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,6039	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	9,8019	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	144,3604	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	432,1829	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	432,1829	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	144,3604	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,48	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]		
Risultante in fondazione	455,6555	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,47	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	209,4986	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	1504,8294	[kN]		

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	246,39	[kPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	15,54	[kPa]		

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,40$	$i_\gamma = 0,26$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 20.21$$

$$N'_q = 14.59$$

$$N'_\gamma = 8.96$$

 Società di Progetto
Brebemi SpA



APPROVATO SDP

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.10
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.48

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	135,5053	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	131,3900	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	33,1417	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]		
Incremento sismico della spinta	13,4736	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -3,30	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3531	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]
Inerzia del muro	3,9744	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-1,9872	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,6039	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9,8019	[kN]		


Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	168,4851	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	407,1018	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	429,8146	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	836,0609	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	407,1018	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	168,4851	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,65	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,99	[m]
Risultante in fondazione	440,5895	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,48	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	265,4716	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.95
--	------

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 99 di 139
--	----------------------------	---	-------------	---------------------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	135,5053	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	131,3900	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	33,1417	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]		
Incremento sismico della spinta	21,9092	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 2,60	[m]	Y = -3,30	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3504	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]
Inerzia del muro	3,9744	[kN]		
Inerzia verticale del muro	1,9872	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,6039	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	9,8019	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	176,6644	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	432,7432	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	434,3860	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	865,2900	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	432,7432	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	176,6644	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,65	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,99	[m]
Risultante in fondazione	467,4153	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	22,21	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	283,1223	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.99
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,07 Y[m]= 2,14

Raggio del cerchio R[m]= 9,48

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,83

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 8,17

Larghezza della striscia dx[m]= 0,60

Coefficiente di sicurezza C= 1.51

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	10,5065	71.08	9,9389	0,0182	29.26	0	0
2	27,7608	61.91	24,4916	0,0125	29.26	0	0
3	39,6326	54.90	32,4264	0,0102	29.26	0	0
4	48,8964	48.98	36,8924	0,0090	29.26	0	0
5	56,4781	43.71	39,0251	0,0081	29.26	0	0
6	62,8224	38.87	39,4225	0,0076	29.26	0	0
7	68,1847	34.34	38,4637	0,0071	29.26	0	0
8	72,7278	30.05	36,4163	0,0068	29.26	0	0
9	76,5620	25.93	33,4842	0,0065	29.26	0	0
10	80,9224	21.96	30,2637	0,0063	29.26	0	0
11	84,0204	18.10	26,0992	0,0062	29.26	0	0
12	86,1162	14.32	21,2948	0,0061	29.26	0	0
13	87,7090	10.60	16,1326	0,0060	29.26	0	0
14	77,7871	6.93	9,3803	0,0059	29.26	0	0
15	24,3108	3.28	1,3917	0,0059	29.26	0	0
16	23,2141	-0.35	-0,1415	0,0059	29.26	0	0

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



17	22,9415	-3.98	-1,5929	0,0059	29.26	0	0
18	22,2084	-7.63	-2,9488	0,0059	29.26	0	0
19	21,0058	-11.31	-4,1197	0,0060	29.26	0	0
20	19,3182	-15.04	-5,0125	0,0061	29.26	0	0
21	17,1225	-18.83	-5,5275	0,0062	29.26	0	0
22	14,3868	-22.72	-5,5558	0,0064	29.26	0	0
23	11,0671	-26.71	-4,9751	0,0066	29.26	0	0
24	7,1033	-30.86	-3,6434	0,0069	29.26	0	0
25	2,4124	-35.19	-1,3903	0,0072	29.26	0	0

$$\Sigma W_i = 1065,2173 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 360,2160 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 596,6985 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.03$$

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 12

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,07 Y[m]= 2,14

Raggio del cerchio R[m]= 9,48

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,83

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 8,17

Larghezza della striscia dx[m]= 0,60

Coefficiente di sicurezza C= 1.50

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	10,5065	71.08	9,9389	0,0182	29.26	0	0
2	27,7608	61.91	24,4916	0,0125	29.26	0	0
3	39,6326	54.90	32,4264	0,0102	29.26	0	0
4	48,8964	48.98	36,8924	0,0090	29.26	0	0
5	56,4781	43.71	39,0251	0,0081	29.26	0	0
6	62,8224	38.87	39,4225	0,0076	29.26	0	0
7	68,1847	34.34	38,4637	0,0071	29.26	0	0
8	72,7278	30.05	36,4163	0,0068	29.26	0	0
9	76,5620	25.93	33,4842	0,0065	29.26	0	0
10	80,9224	21.96	30,2637	0,0063	29.26	0	0
11	84,0204	18.10	26,0992	0,0062	29.26	0	0
12	86,1162	14.32	21,2948	0,0061	29.26	0	0
13	87,7090	10.60	16,1326	0,0060	29.26	0	0
14	77,7871	6.93	9,3803	0,0059	29.26	0	0
15	24,3108	3.28	1,3917	0,0059	29.26	0	0
16	23,2141	-0.35	-0,1415	0,0059	29.26	0	0
17	22,9415	-3.98	-1,5929	0,0059	29.26	0	0
18	22,2084	-7.63	-2,9488	0,0059	29.26	0	0
19	21,0058	-11.31	-4,1197	0,0060	29.26	0	0
20	19,3182	-15.04	-5,0125	0,0061	29.26	0	0
21	17,1225	-18.83	-5,5275	0,0062	29.26	0	0
22	14,3868	-22.72	-5,5558	0,0064	29.26	0	0
23	11,0671	-26.71	-4,9751	0,0066	29.26	0	0
24	7,1033	-30.86	-3,6434	0,0069	29.26	0	0
25	2,4124	-35.19	-1,3903	0,0072	29.26	0	0

APPROVATO SDR

$$\Sigma W_i = 1065,2173 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 360,2160 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 596,6985 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.03$$

COMBINAZIONE n° 13

Società di Progetto
Brebemi SpA



Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	188,1068	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	56,5648	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,12	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	483,6000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	179,4007	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	612,7787	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	612,7787	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	179,4007	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,34	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	638,5001	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,32	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	210,5603	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1963,0732	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	301,70	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	69,68	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,44$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,32$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 23.05$$

$$N'_q = 16.49$$

$$N'_\gamma = 10.78$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto

piano di posa,

Società di Progetto

Società di Progetto

Società di Progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.39
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.20

COMBINAZIONE n° 14**Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole**

Valore della spinta statica	188,1068	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	56,5648	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,12	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	390,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	179,4007	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	535,9949	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	535,9949	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	179,4007	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,46	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	565,2213	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,51	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	244,8174	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1537,0877	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	297,31	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	27,54	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,40$	$i_\gamma = 0,26$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 20.16$	$N'_q = 14.56$	$N'_\gamma = 8.93$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.09
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.87

COMBINAZIONE n° 15

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	188,1068	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	56,5648	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,12 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	390,0000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	179,4007	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	517,0187	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	517,0187	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	179,4007	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,46	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	547,2595	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,14	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	240,4043	[kNm]

Carico ultimo della fondazione 1458,0471 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 3,30 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle 289,13 [kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte 24,22 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,37$	$i_q = 0,39$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 19.37$	$N'_q = 14.03$	$N'_\gamma = 8.44$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.02
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.82

COMBINAZIONE n° 16**Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole**

Valore della spinta statica	188,1068 [kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007 [kN]	
Componente verticale della spinta statica	56,5648 [kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60 [m]	Y = -4,12 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50 [°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461 [°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	483,6000 [kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30 [m]	Y = -3,00 [m]

Società di Progetto
Brebemi SpA

Y = -3,00 [m]

APPROVATO SDP



Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	179,4007	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	631,7549	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	631,7549	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	179,4007	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,34	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	656,7335	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	214,9734	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2031,6829	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	309,88	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	73,00	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,47$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 23.69 \qquad N'_q = 16.92 \qquad N'_\gamma = 11.20$$


COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.47
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.22

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	210,6492	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	204,2517	[kN]

Società di Progetto
Brebemi SpA

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 108 di 139
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Componente verticale della spinta statica	51,5202	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,08	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	358,8000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	204,2517	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	473,7288	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	515,0487	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	970,2537	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	473,7288	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	204,2517	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,69	[m]
Lunghezza fondazione reagente	2,88	[m]
Risultante in fondazione	515,8853	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,32	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	326,4474	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.88
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 18

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -1,07$ $Y[m] = 1,07$

Raggio del cerchio $R[m] = 8,50$

Ascissa a valle del cerchio $Xi[m] = -6,60$

Ascissa a monte del cerchio $Xs[m] = 7,37$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,56$

Coefficiente di sicurezza $C = 1.53$

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W \sin \alpha$	$b / \cos \alpha$	ϕ	c	u
1	26,3445	75.20	25,4702	0,0214	29.26	0	0
2	44,4910	63.75	39,9013	0,0124	29.26	0	0
3	55,4693	56.11	46,0441	0,0098	29.26	0	0
4	63,8134	49.81	48,7476	0,0085	29.26	0	0
5	70,5525	44.26	49,2408	0,0077	29.26	0	0
6	76,1421	39.20	48,1251	0,0071	29.26	0	0
7	80,8337	34.49	45,7683	0,0066	29.26	0	0
8	84,7831	30.03	42,4248	0,0063	29.26	0	0
9	88,7893	25.76	38,5878	0,0061	29.26	0	0
10	92,3546	21.64	34,0621	0,0059	29.26	0	0
11	94,5865	17.64	28,6641	0,0058	29.26	0	0
12	96,3421	13.73	22,8601	0,0056	29.26	0	0
13	97,6484	9.88	16,7486	0,0056	29.26	0	0
14	51,6918	6.07	5,4669	0,0055	29.26	0	0
15	23,2661	2.29	0,9307	0,0055	29.26	0	0
16	22,6339	-1.48	-0,5829	0,0055	29.26	0	0
17	22,2665	-5.25	-2,0377	0,0055	29.26	0	0
18	21,4823	-9.05	-3,3786	0,0055	29.26	0	0
19	20,2707	-12.89	-4,5210	0,0056	29.26	0	0
20	18,6144	-16.79	-5,3758	0,0057	29.26	0	0
21	16,4885	-20.77	-5,8463	0,0059	29.26	0	0
22	13,8580	-24.86	-5,8251	0,0060	29.26	0	0
23	10,6745	-29.09	-5,1893	0,0063	29.26	0	0
24	6,8708	-33.50	-3,7923	0,0066	29.26	0	0
25	2,3511	-38.15	-1,4524	0,0070	29.26	0	0

APPROVATO SDP

$$\Sigma W_i = 1202,6193 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 455,0412 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 673,6665 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.40$$

COMBINAZIONE n° 19

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	188,1068	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	56,5648	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,12	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	390,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,32	[kN]
Componente dir. Y	8,83	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	181,7227	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	544,8210	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	544,8210	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	181,7227	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,50	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	574,3284	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,45	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	272,4517	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1487,6869	[kN]


Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	315,21	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	14,99	[kPa]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66129-00002-A00	04RCEII100002000001300	A00	111 di 139

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,40$	$i_\gamma = 0,26$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 20.24$	$N'_q = 14.61$	$N'_\gamma = 8.98$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.10
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.73

COMBINAZIONE n° 20

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	188,1068	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	56,5648	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,12 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	390,0000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,32	[kN]
Componente dir. Y	8,83	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	181,7227	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	525,8448	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	525,8448	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	181,7227	[kN]

Società di Progetto
Brebemi SpA



Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,51	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	556,3595	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,06	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	268,0386	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1410,4120	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	307,03	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	11,67	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,37$	$i_q = 0,39$	$i_\gamma = 0,25$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 19.46$	$N'_q = 14.09$	$N'_\gamma = 8.49$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.03
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.68

COMBINAZIONE n° 21

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	188,1068	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007	[kN]
Componente verticale della spinta statica	56,5648	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]

Società di Progetto
Brelvi SpA
Y = -4,12 [m]



Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	483,6000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,32	[kN]
Componente dir. Y	8,83	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	181,7227	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	640,5810	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	640,5810	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	181,7227	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,38	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	665,8582	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,84	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	242,6077	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1974,0846	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	327,78	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	60,45	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,47$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.


$N'_c = 23.71$	$N'_q = 16.93$	$N'_\gamma = 11.21$
----------------	----------------	---------------------

APPROVATO SDP

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 114 di 139
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.47
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.08

COMBINAZIONE n° 22

Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	188,1068	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	179,4007	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	56,5648	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,12	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	483,6000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,32	[kN]
Componente dir. Y	8,83	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	181,7227	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	621,6048	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	621,6048	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	181,7227	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,38	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	647,6231	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,30	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	238,1946	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1906,5123	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	319,60	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	57,13	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
---------------------------------	---------------	---------------	--------------------

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA




Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,44$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,32$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 23.08 \qquad N'_q = 16.51 \qquad N'_\gamma = 10.80$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.40
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.07

COMBINAZIONE n° 23


Valore della spinta statica	210,6492	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	204,2517	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	51,5202	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,08 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	358,8000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,32	[kN]
Componente dir. Y	8,83	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	206,5737	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	482,5549	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	533,8569	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	975,9906	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	482,5549	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	206,5737	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,73	[m]

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	66129-00002-A00	04RCEI1100002000001300	A00	116 di 139

Lunghezza fondazione reagente	2,75	[m]
Risultante in fondazione	524,9113	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,17	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	354,0818	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 1.83

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 24

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,07 Y[m]= 1,60

Raggio del cerchio R[m]= 8,99

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,71

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,78

Larghezza della striscia dx[m]= 0,58

Coefficiente di sicurezza C= 1.54

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c
1	26,1390	73.10	25,0098	0,0196	29.26	0
2	43,7808	62.93	38,9847	0,0125	29.26	0

APPROVATO SDP

Società di Progetto

u Brebemi SpA

0

0

0



3	55,2677	55.59	45,5983	0,0101	29.26	0	0
4	64,1091	49.48	48,7309	0,0088	29.26	0	0
5	71,2950	44.06	49,5768	0,0079	29.26	0	0
6	77,2804	39.10	48,7413	0,0073	29.26	0	0
7	82,3214	34.48	46,6008	0,0069	29.26	0	0
8	86,5787	30.10	43,4180	0,0066	29.26	0	0
9	90,2559	25.91	39,4334	0,0063	29.26	0	0
10	94,7134	21.86	35,2654	0,0061	29.26	0	0
11	97,1497	17.93	29,9005	0,0060	29.26	0	0
12	99,0802	14.08	24,0986	0,0059	29.26	0	0
13	100,5337	10.29	17,9626	0,0058	29.26	0	0
14	77,8849	6.55	8,8886	0,0057	29.26	0	0
15	23,8073	2.84	1,1803	0,0057	29.26	0	0
16	22,9329	-0.86	-0,3433	0,0057	29.26	0	0
17	22,6144	-4.56	-1,7982	0,0057	29.26	0	0
18	21,8568	-8.28	-3,1487	0,0057	29.26	0	0
19	20,6503	-12.04	-4,3079	0,0058	29.26	0	0
20	18,9785	-15.85	-5,1842	0,0059	29.26	0	0
21	16,8176	-19.74	-5,6796	0,0060	29.26	0	0
22	14,1342	-23.72	-5,6859	0,0062	29.26	0	0
23	10,8821	-27.83	-5,0804	0,0064	29.26	0	0
24	6,9981	-32.10	-3,7191	0,0067	29.26	0	0
25	2,3933	-36.59	-1,4266	0,0071	29.26	0	0

 $\Sigma W_i = 1248,4553 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 467,0162 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 699,3422 \text{ [kN]}$
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.21$

APPROVATO SDP

COMBINAZIONE n° 25


Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	139,3745	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238	[kN]
Componente verticale della spinta statica	41,9107	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]

Y = -4,40 [m]

 Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 118 di 139
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 405,6000 [kN]
 Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 1,30 [m] Y = -3,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X 3,87 [kN]
 Componente dir. Y 14,71 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 136,7938 [kN]
 Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 553,8110 [kN]
 Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 553,8110 [kN]
 Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 136,7938 [kN]
 Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0,29 [m]
 Lunghezza fondazione reagente 3,30 [m]
 Risultante in fondazione 570,4552 [kN]
 Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 13,87 [°]
 Momento rispetto al baricentro della fondazione 159,1362 [kNm]
 Carico ultimo della fondazione 2411,7398 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 3,30 [m]
 Tensione terreno allo spigolo di valle 255,50 [kPa]
 Tensione terreno allo spigolo di monte 80,14 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,50$	$i_q = 0,52$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 26.54$ $N'_q = 18.82$ $N'_\gamma = 13.13$


COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 2.83

APPROVATO SDP

Società di Progetto
 Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 119 di 139
--	----------------------------	---	-------------	----------------------

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 4.35

COMBINAZIONE n° 26

Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	139,3745	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	41,9107	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	405,6000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	136,7938	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	534,8348	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	534,8348	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	136,7938	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,29	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	552,0515	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	14,35	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	154,7231	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2334,7949	[kN]

Tensioni sul terreno


Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	247,32	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	76,82	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA


 $N_\gamma = 33.92$
 $s_\gamma = 1,00$

Fattori inclinazione	$i_c = 0,49$	$i_q = 0,50$	$i_y = 0,37$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_y = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_y = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_y = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 25.84$$

$$N'_q = 18.35$$

$$N'_y = 12.65$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.74
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.37

COMBINAZIONE n° 27

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	139,3745	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	41,9107	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	136,7938	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	458,0510	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	458,0510	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	136,7938	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,41	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	478,0411	[kN]

Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,63	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	188,9802	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1820,1715	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	242,92	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	34,68	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,45$	$i_\gamma = 0,31$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 22.63$	$N'_q = 16.21$	$N'_\gamma = 10.50$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.34
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.97

APPROVATO SDP

COMBINAZIONE n° 28

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	139,3745	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	132,9238	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	41,9107	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Società di Progetto
Brebemi SpA



Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	136,7938	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	439,0748	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	439,0748	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	136,7938	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,42	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	459,8905	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,30	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	184,5671	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1725,4187	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	234,74	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	31,36	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante


Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,41$	$i_q = 0,43$	$i_\gamma = 0,29$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 21.72 \quad N'_q = 15.60 \quad N'_\gamma = 9.91$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.25
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	3.93

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 123 di 139
--	----------------------------	---	-------------	----------------------

COMBINAZIONE n° 29

Valore della spinta statica	149,0559	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	144,5290	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	36,4558	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	280,8000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	148,3990	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	395,3746	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	349,3107	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	774,1028	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	395,3746	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	148,3990	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,58	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,22	[m]
Risultante in fondazione	422,3071	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,57	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	227,5760	[kNm]

APPROVATO SDP

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.22
--	------

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 30

Le ascisse X sono considerate positive verso monte
 Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto
 Origine in testa al muro (spigolo contro terra)
 W peso della striscia espresso in [kN]

Società di Progetto
Brebemi SpA



- α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,07 Y[m]= 1,07

Raggio del cerchio R[m]= 8,50

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,60

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,37

Larghezza della striscia dx[m]= 0,56

Coefficiente di sicurezza C= 1.71

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	11,8161	75.20	11,4239	0,0214	29.26	0	0
2	29,9626	63.75	26,8716	0,0124	29.26	0	0
3	40,9409	56.11	33,9843	0,0098	29.26	0	0
4	49,2850	49.81	37,6492	0,0085	29.26	0	0
5	56,0241	44.26	39,1010	0,0077	29.26	0	0
6	61,6137	39.20	38,9425	0,0071	29.26	0	0
7	66,3052	34.49	37,5422	0,0066	29.26	0	0
8	70,2547	30.03	35,1549	0,0063	29.26	0	0
9	74,2609	25.76	32,2737	0,0061	29.26	0	0
10	77,8262	21.64	28,7038	0,0059	29.26	0	0
11	80,0580	17.64	24,2613	0,0058	29.26	0	0
12	81,8136	13.73	19,4128	0,0056	29.26	0	0
13	83,1199	9.88	14,2567	0,0056	29.26	0	0
14	61,6204	6.07	6,5170	0,0055	29.26	0	0
15	23,2661	2.29	0,9307	0,0055	29.26	0	0
16	22,6339	-1.48	-0,5829	0,0055	29.26	0	0
17	22,2665	-5.25	-2,0377	0,0055	29.26	0	0
18	21,4823	-9.05	-3,3786	0,0055	29.26	0	0
19	20,2707	-12.89	-4,5210	0,0056	29.26	0	0

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



20	18,6144	-16.79	-5,3758	0,0057	29.26	0	0
21	16,4885	-20.77	-5,8463	0,0059	29.26	0	0
22	13,8580	-24.86	-5,8251	0,0060	29.26	0	0
23	10,6745	-29.09	-5,1893	0,0063	29.26	0	0
24	6,8708	-33.50	-3,7923	0,0066	29.26	0	0
25	2,3511	-38.15	-1,4524	0,0070	29.26	0	0

 $\Sigma W_i = 1023,6782$ [kN]

 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 349,0242$ [kN]

 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 573,4298$ [kN]

 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 5.40$

COMBINAZIONE n° 31

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	175,9238	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	167,7815	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	52,9013	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,17	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	370,5000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	171,6515	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	527,5416	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	527,5416	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	171,6515	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,50	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	554,7651	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,02	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	265,4010	[kNm]

Carico ultimo della fondazione 1529,4013 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 3,30 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle 306,09 [kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte 13,63 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,39$	$i_q = 0,41$	$i_\gamma = 0,27$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 20.78$	$N'_q = 14.97$	$N'_\gamma = 9.32$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.15
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.90

COMBINAZIONE n° 32**Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole**

Valore della spinta statica	175,9238 [kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	167,7815 [kN]	
Componente verticale della spinta statica	52,9013 [kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60 [m]	Y = -4,17 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50 [°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461 [°]	

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	370,5000 [kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30 [m]	Y = -3,00 [m]

Società di Progetto
Brebemi SpA

Y = -3,00 [m]

APPROVATO SGP



Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	171,6515	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	508,5654	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	508,5654	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	171,6515	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,51	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	536,7523	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,65	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	260,9879	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	1449,1275	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	297,91	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	10,32	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,40$	$i_\gamma = 0,26$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 19.98 \quad N'_q = 14.44 \quad N'_\gamma = 8.81$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.07
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.85

 Società di Progetto
Brebemi SpA



COMBINAZIONE n° 33
Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	175,9238	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	167,7815	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	52,9013	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,17	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	464,1000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	171,6515	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	623,3016	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	623,3016	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	171,6515	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,38	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	646,5053	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,40	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	235,5570	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2035,1657	[kN]

Tensioni sul terreno

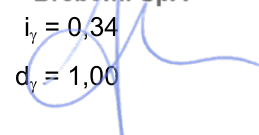
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	318,66	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	59,10	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,46$	$i_q = 0,48$	$i_\gamma = 0,34$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brenni SpA



Fattori inclinazione piano posa $b_c = 1,00$ $b_q = 1,00$ $b_y = 1,00$
Fattori inclinazione pendio $g_c = 1,00$ $g_q = 1,00$ $g_y = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 24.33$ $N'_q = 17.34$ $N'_y = 11.63$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 2.54
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 3.27

COMBINAZIONE n° 34

Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	175,9238	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	167,7815	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	52,9013	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,17	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	464,1000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	3,87	[kN]
Componente dir. Y	14,71	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	171,6515	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	604,3254	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	604,3254	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	171,6515	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,38	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	628,2304	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,86	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	231,1439	[kNm]

Carico ultimo della fondazione 1965,7472 [kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente 3,30 [m]
Tensione terreno allo spigolo di valle 310,48 [kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte 55,78 [kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,46$	$i_\gamma = 0,33$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 23.69$ $N'_q = 16.91$ $N'_\gamma = 11.20$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 2.47
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 3.25

COMBINAZIONE n° 35

Valore della spinta statica 195,2509 [kN]
Componente orizzontale della spinta statica 189,3210 [kN]
Componente verticale della spinta statica 47,7541 [kN]
Punto d'applicazione della spinta X = 2,60 [m] Y = -4,14 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie 14,16 [°]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche 0,3111 [°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte 339,3000 [kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte X = 1,30 [m] Y = -3,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X 3,87 [kN]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA


Componente dir. Y 14,71 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale 193,1910 [kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale 465,1729 [kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle 497,1244 [kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle 928,3872 [kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione 465,1729 [kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione 193,1910 [kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione 0,72 [m]
Lunghezza fondazione reagente 2,78 [m]
Risultante in fondazione 503,6949 [kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale) 22,55 [°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione 336,2725 [kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento 1.87

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 36

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -1,07 Y[m]= 1,60

Raggio del cerchio R[m]= 8,99

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -6,71

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 7,78

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Larghezza della striscia dx[m]= 0,58

Coefficiente di sicurezza C= 1.57

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	22,3701	73.10	21,4038	0,0196	29.26	0	0
2	40,0120	62.93	35,6287	0,0125	29.26	0	0
3	51,4988	55.59	42,4888	0,0101	29.26	0	0
4	60,3403	49.48	45,8661	0,0088	29.26	0	0
5	67,5261	44.06	46,9560	0,0079	29.26	0	0
6	73,5115	39.10	46,3643	0,0073	29.26	0	0
7	78,5525	34.48	44,4673	0,0069	29.26	0	0
8	82,8099	30.10	41,5280	0,0066	29.26	0	0
9	86,4871	25.91	37,7868	0,0063	29.26	0	0
10	90,9446	21.86	33,8622	0,0061	29.26	0	0
11	93,3808	17.93	28,7406	0,0060	29.26	0	0
12	95,3114	14.08	23,1820	0,0059	29.26	0	0
13	96,7649	10.29	17,2892	0,0058	29.26	0	0
14	81,3890	6.55	9,2885	0,0057	29.26	0	0
15	23,8073	2.84	1,1803	0,0057	29.26	0	0
16	22,9329	-0.86	-0,3433	0,0057	29.26	0	0
17	22,6144	-4.56	-1,7982	0,0057	29.26	0	0
18	21,8568	-8.28	-3,1487	0,0057	29.26	0	0
19	20,6503	-12.04	-4,3079	0,0058	29.26	0	0
20	18,9785	-15.85	-5,1842	0,0059	29.26	0	0
21	16,8176	-19.74	-5,6796	0,0060	29.26	0	0
22	14,1342	-23.72	-5,6859	0,0062	29.26	0	0
23	10,8821	-27.83	-5,0804	0,0064	29.26	0	0
24	6,9981	-32.10	-3,7191	0,0067	29.26	0	0
25	2,3933	-36.59	-1,4266	0,0071	29.26	0	0

$\Sigma W_i = 1202,9647$ [kN]

$\Sigma W_i \sin\alpha_i = 439,6587$ [kN]

$\Sigma W_i \tan\phi_i = 673,8600$ [kN]

$\Sigma \tan\alpha_i \tan\phi_i = 5.21$

Società di Progetto
Brebemi SpA



COMBINAZIONE n° 37

Valore della spinta statica	107,2112	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	102,2491	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	32,2390	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	102,2491	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	414,6929	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	414,6929	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	102,2491	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	427,1125	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	86,9838	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2553,0175	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	173,59	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	77,74	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,50$	$i_q = 0,52$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 26.58$$

$$N'_q = 18.84$$

$$N'_\gamma = 13.15$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto

piano di posa,

Società di Progetto

Società di Progetto

Società di Progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.84
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.16

COMBINAZIONE n° 38

Valore della spinta statica	131,5773	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	125,4875	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	39,5661	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,20	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	351,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	125,4875	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	461,0200	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	461,0200	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	125,4875	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,30	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	477,7934	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,23	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	137,9310	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2186,0228	[kN]

Tensioni sul terreno


Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	215,70	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	63,71	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA


 $N_\gamma = 33.92$
 $s_\gamma = 1,00$

Fattori inclinazione	$i_c = 0,47$	$i_q = 0,48$	$i_y = 0,35$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_y = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_y = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_y = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 24.57 \qquad N'_q = 17.51 \qquad N'_y = 11.79$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.57
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.74

COMBINAZIONE n° 39

Valore della spinta statica	107,2112	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	102,2491	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	32,2390	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,40 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	312,0000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	0,52	[kN]
Componente dir. Y	1,96	[kN]


Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	102,7651	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	416,6543	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	416,6543	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	102,7651	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,22	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	429,1404	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,86	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	93,1248	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2527,9482	[kN]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI1100002000001300	REV. A00	FOGLIO 136 di 139
--	----------------------------	--	-------------	----------------------

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	177,57	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	74,95	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,50$	$i_q = 0,52$	$i_\gamma = 0,39$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$N'_c = 26.57$	$N'_q = 18.84$	$N'_\gamma = 13.15$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.84
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.07

COMBINAZIONE n° 40

Valore della spinta statica	139,6994	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	133,2337	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	42,0084	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,14 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]	
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]	
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	364,0000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00 [m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	1,55	[kN]
Componente dir. Y	5,88	[kN]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	134,7817	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	482,3464	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	482,3464	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	134,7817	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,36	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	500,8235	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,61	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	173,3363	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2035,1132	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	241,67	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	50,66	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,45$	$i_q = 0,47$	$i_\gamma = 0,34$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 24.03$$

$$N'_q = 17.14$$

$$N'_\gamma = 11.42$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.51
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.22

Valore della spinta statica	131,5773	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	125,4875	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	39,5661	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 2,60	[m]	Y = -4,20	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	351,0000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,30	[m]	Y = -3,00	[m]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	2,58	[kN]
Componente dir. Y	9,81	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	128,0675	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	470,8268	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	470,8268	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	128,0675	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,36	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Risultante in fondazione	487,9335	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,22	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	168,6358	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	2091,9922	[kN]


Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,30	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	235,59	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	49,76	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 46.12$	$N_q = 33.30$	$N_\gamma = 33.92$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,47$	$i_q = 0,48$	$i_\gamma = 0,35$
Fattori profondità	$d_c = 1,15$	$d_q = 1,09$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

APPROVATO SDP

	Doc. N. 66129-00002-A00	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI100002000001300	REV. A00	FOGLIO 139 di 139
--	----------------------------	---	-------------	----------------------

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 24.59$$

$$N'_q = 17.52$$

$$N'_y = 11.80$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 2.57

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 4.44

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA