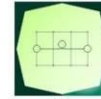


CONCEDENTE



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

I - INTERCONNESSIONE

II - INTERCONNESSIONE A35-A4

IDAY7 - ADEGUAMENTO INTERFERENZA IDRAULICA IDA17

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

PROGETTAZIONE:



VERIFICA:

IL PROGETTISTA RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE
IMPRESA RIZZAROTTI 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:	
65668	EMITT. 04	TIPO RC	FASE E	M.A. I	LOTTO II	OPERA ID	PROC. OPERA AY7	TRATTO 00	PART. 00	PROGR. 001	PART.DOC. 00	STATO A	REV. 00	LUG 2016	SCALA:

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

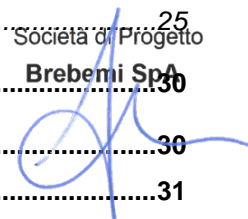
	IL CONCEDENTE CONCESSIONI AUTOSTRADALI LOMBARDE	IL CONCESSIONARIO SOCIETÀ DI PROGETTO BREBEMI SPA Società di Progetto Brebemi SpA
--	---	---

IL PRESENTE DOCUMENTO NON POTRA' ESSERE COPIATO, RIPRODOTTO O ALTRIMENTI 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 PROSECUTED BY LAW

INDICE

1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2.	NORMATIVA E RIFERIMENTI	6
2.1	Opere in c.a. e strutture metalliche	6
2.2	Strade	6
2.3	Altri documenti	7
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
3.1	Calcestruzzo per magrone di sottofondazione	8
3.2	Calcestruzzo per strutture.....	8
3.3	Acciaio per cemento armato	8
3.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali	9
4.	COMBINAZIONI DI CARICO	11
4.1	Combinazioni per la verifica allo SLU	11
4.2	Combinazioni per la verifica allo SLE	12
5.	PARAMETRI GEOTECNICI	13
6.	PROLUNGAMENTO DELLO SCATOLARE ESISTENTE	14
7.	ELEMENTO SPECIALE DI COLLEGAMENTO	15
7.1	Geometria della struttura	15
7.2	Analisi dei carichi elementari.....	15
7.2.1	<i>Peso proprio dell'elemento strutturale</i>	15
7.2.2	<i>Carichi permanenti portati</i>	15
7.2.3	<i>Carichi da traffico stradale transitante sopra la struttura scatolare</i>	16
7.3	Combinazioni di riferimento.....	17
8.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	20
8.1	Elemento speciale di collegamento	20
8.2	Criteri di verifica	20
8.2.1	<i>Resistenza a sforzo normale e flessione</i>	20
8.2.2	<i>Verifiche allo stato limite ultimo per taglio</i>	21
8.2.3	<i>Verifiche allo stato limite di fessurazione</i>	22
8.2.4	<i>Verifiche delle tensioni in esercizio</i>	25
8.3	Tabulati di verifica.....	25
8.3.1	<i>Mezzeria elemento speciale di collegamento</i>	25
9.	MURO AD L IDAY7	30
9.1	Geometria della struttura	30
9.2	Analisi della struttura	31

APPROVATO SDP



9.3	Metodo di Calcolo della spinta sul muro e delle verifiche di stabilità	34
9.3.1	<i>Valori caratteristici e valori di calcolo</i>	34
9.3.2	<i>Metodo di Mononobe-Okabe</i>	34
9.3.3	<i>Spinta in presenza di sisma</i>	35
9.3.4	<i>Verifica a ribaltamento</i>	36
9.3.5	<i>Verifica a scorrimento</i>	37
9.3.6	<i>Verifica al carico limite</i>	38
9.3.7	<i>Verifica alla stabilità globale.....</i>	41
9.4	Geometria profilo terreno	42
9.4.1	<i>Terreno a monte del muro</i>	42
9.4.2	<i>Terreno a valle del muro</i>	43
9.4.3	<i>Stratigrafia.....</i>	43
9.5	Condizioni di carico	44
9.5.1	<i>Normativa.....</i>	44
9.5.2	<i>Descrizione combinazioni di carico.....</i>	45
9.6	Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati.....	49
9.7	Analisi della spinta e verifiche.....	50
9.7.1	<i>Verifiche geotecniche.....</i>	50
9.7.2	<i>Verifiche strutturali</i>	102

APPROVATO SDP

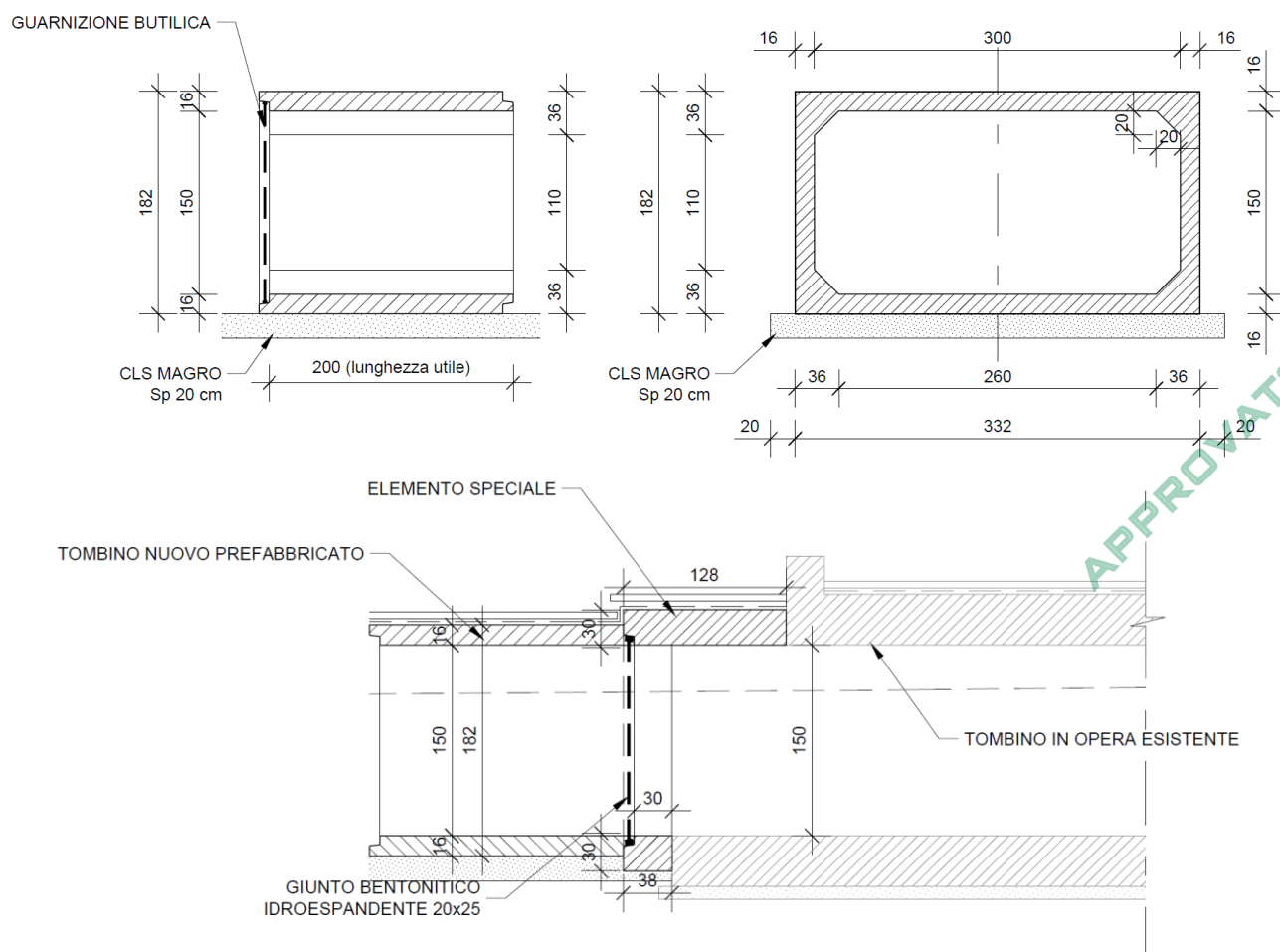
1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo riguarda l'adeguamento del tombino scatolare IDA17 situato nel ramo di "Collegamento Tangenziale direzione BS" dello svincolo di Interconnessione che collega l'Autostrada A35 BreBeMi alla Tangenziale in direzione BS, nell'ambito del piu' generale Progetto Esecutivo dell'Interconnessione tra la citata Autostrada A35 BreBeMi e l'Autostrada A4.

All'interno dell'opera di ampliamento del collegamento autostradale è previsto l'allungamento di scatolari idraulicisistenti attraverso l'utilizzo di sezioni scatolari prefabbricate. Oggetto della presente relazione di calcolo è il tombino scatolare IDAY7 di dimensioni interne massime 300X150cm.

L'intervento di allungamento prevede la connessione delle nuove sezioni con il tombino esistente in cls armato gettato in opera attraverso il getto di un elemento speciale di collegamento debitamente progettato.

Si riportano di seguito alcune sezioni del tombino scatolare oggetto di analisi:



L'altezza di ricoprimento dello scatolare assunta ai fini del calcolo della struttura è pari a 1.78m.

Non si riscontra interferenza con la falda.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di una struttura interrata con le aggiunte delle azioni di tipo stradale, con applicazione della Normativa sui ponti stradali D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

Società di Progetto

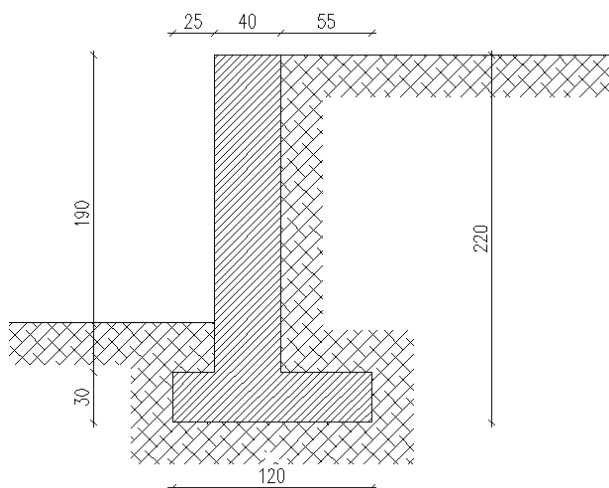
Brebeni SpA.

14 gennaio 2008


In questa relazione sono riportate le verifiche geotecniche e strutturali del muro di sostegno IDAY7 previsto nell'ambito dei lavori inerenti il collegamento autostradale di connessione tra la A35 e la A4.

Il muro è alto 2.20m, caratterizzato da uno spessore di 0.30 m per il paramento e di 0.40m per la fondazione. Il dimensionamento è il risultato dello studio effettuato su una struttura piana che descrive una striscia larga 1,00m.

Di seguito si riporta la sezione trasversale tipo del muro in esame:



APPROVATO SDP

	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 6 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	--------------------

2. NORMATIVA E RIFERIMENTI

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

2.1 Opere in c.a. e strutture metalliche


- D. M. Min. Il. 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 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Azioni termiche
- UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Azioni sulle strutture - Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Ponti di calcestruzzo, Progettazione e dettagli costruttivi
- UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Progettazione geotecnica - Regole generali
- UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2:2009 Parte 2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti
- UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici
- 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”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

2.2 Strade

- D.M. 5 novembre 2001 – Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade
- D.M. 22 aprile 2004 – Modifica del decreto 5 novembre 2001, n. 6792, recante “Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”
- Decreto Legislativo 30 aprile 1992 n. 285– Nuovo codice della strada;
- D.P.R. 16 dicembre 1992 n. 495 – Regolamento di esecuzione e di attuazione del nuovo codice della strada;
- D.Lgs. 15 gennaio 2002 n. 9 – disposizioni integrative e correttive del nuovo codice della strada, a norma dell’articolo 1, comma 1, della L. 22 marzo 2001, n. 85.
- D.L. 20 giugno 2002 n. 121 – disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale

Società di Progetto
della strada, a
Brebemì SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 7 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	--------------------

- L. 1 agosto 2002 n. 168 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 20 giugno 2002, n. 121, recante disposizioni urgenti per garantire la sicurezza nella circolazione stradale
- D.L. 27 giugno 2003 n. 151 – modifiche ed integrazioni al codice della strada
- L. 1 agosto 2003 n. 214 – conversione in legge, con modificazioni, del D.L. 27 giugno 2003, n. 151, recante modifiche ed integrazioni al codice della strada
- D.M. 30 novembre 1999 n. 557 – Regolamento recante norme per la definizione delle caratteristiche tecniche delle piste ciclabili
- Bollettino CNR n. 150 – Norme sull'arredo funzionale delle strade urbane

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. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali elencati nel seguito.

3.1 Calcestruzzo per magrone di sottofondazione

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C16/20.

3.2 Calcestruzzo per strutture

Per la realizzazione della soletta superiore dell'elemento speciale di collegamento si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di C32/40 che presenta le seguenti caratteristiche:

Classe di resistenza	=	C32/40	
Rck	=	40 MPa	Valore caratteristico resistenza cubica
fck	=	33.2 MPa	Valore caratteristico resistenza cilindrica
fcm	=	41.2 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
fctm	=	3.10 MPa	Valore medio resistenza a trazione semplice
fctm	=	3.72 MPa	Valore medio resistenza a trazione per flessione
ν	=	0.2	Coefficiente di Poisson
Ecm	=	33643 MPa	Modulo elastico
γ_c	=	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza
α_{cc}	=	0.85	Coefficiente riduttivo 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

3.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano barre in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{m,s} = 391.30 \text{ N/mm}^2$
Tensione massima di trazione (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 f_{yk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$

Società di Progetto
Brebemi SpA



3.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si 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.

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.

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 a 5 mm, nell'ipotesi in cui sia previsto controllo di qualità con misura dei copriferri.

In accordo con le specifiche dei materiali da utilizzarsi per l'opera in oggetto, si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copri ferri minimi. Il copriferro è valutato in accordo a quanto prescritto nella Norma UNI EN 1992-1-1, mentre la classe di resistenza minima è definita in accordo al Prospetto 4 della Norma UNI 11104:2004.

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck)min]	Classe strutturale	Copriferro minimo $c_{min,dur}$	Copriferro nominale $c_{nom} = c_{min} + h$ (mm)
			VN=50	VN=50	VN=50
Elemento speciale di collegamento (soletta superiore)	XC4 XD1 XF1	C32/40	S4	35	40


Tabella 3.1 Classe di resistenza minima e copriferro nominale

In base a quanto definito nella tabella precedente e in accordo con quanto previsto nelle tabelle 4.2.III e 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008 si definiscono le condizioni ambientali ed i relativi limiti di apertura delle fessure accettabili per ciascun elemento strutturale.

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 3.2 – Descrizione delle condizioni ambientali (tabella 4.2.III NTC 2008) **Brebemi SpA**

Nella tabella 4.1.IV del D.M. 14 Gennaio 2008, riportata di seguito per comodità, sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura. Nel

	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 10 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

caso specifico si evidenziano i limiti di apertura delle fessure da utilizzare per le verifiche agli stati limite di esercizio.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w1$	ap. fessure	$\leq w2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w1$	ap. fessure	$\leq w2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$

Tabella 3.3 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione (tabella 4.1.IV NTC 2008)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



4. 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.

4.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Lo stato limite ultimo per la presente opera si riferisce allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguite in riferimento al seguente stato limite:

SLU di tipo strutturale: raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definisce la seguente combinazione:

Fondamentale: $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

4.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

Frequente)	⇒	$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	⇒	$(\Phi_d' = \Phi_k')$
Quasi permanente)	⇒	$G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	⇒	$(\Phi_d' = \Phi_k')$
Rara)	⇒	$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	⇒	$(\Phi_d' = \Phi_k')$

APPROVATO SDP

5. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici che caratterizzano i materiali da rilevati e reinterri sono:


$$\Phi'_k = 38^\circ$$

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

$$\gamma'_m = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{water}} = 10 \text{ kN/m}^3.$$

APPROVATO SDP

	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 14 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

6. PROLUNGAMENTO DELLO SCATOLARE ESISTENTE

L'opera di prolungamento del manufatto esistente viene realizzata con uno scatolare chiuso in elementi prefabbricati, tali elementi dovranno presentare caratteristiche meccaniche in grado di resistere alle sollecitazioni dovute ai pesi propri, alle azioni permanenti ed ai sovraccarichi variabili da traffico propri dei ponti di 1a categoria, ai sensi di quanto previsto al punto 5.1.3.3 del D.M. 14 gennaio 2008.

L'elemento d'imbocco del nuovo tombino è costituito da un prefabbricato a sezione aperta, tipo muro ad "U", dimensionato in modo tale da resistere alle sollecitazioni dovute ai pesi propri, alle azioni permanenti, nonché ad un sovraccarico variabile sul piano campagna pari a 10.00 kN/mq.

APPROVATO SDP

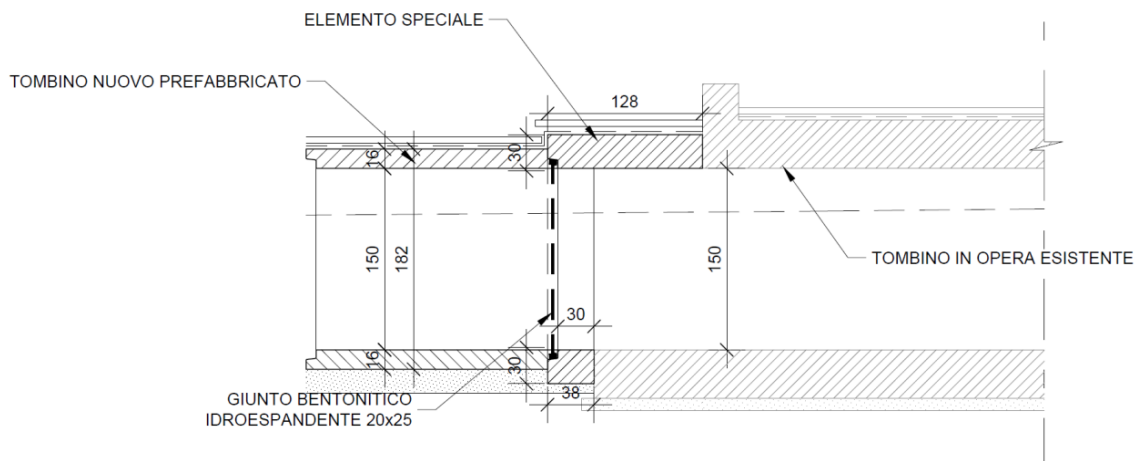
Società di Progetto
Brebemi SpA



7. ELEMENTO SPECIALE DI COLLEGAMENTO

7.1 Geometria della struttura

Come già mostrato in precedenza si riporta una sezione dello scatolare in oggetto in corrispondenza dell'elemento di collegamento tra sezione esistente e nuova sezione:



Il dimensionamento dell'elemento speciale di collegamento viene effettuato sulla base delle misure dedotte dall'elaborato grafico riportate nel seguito:

- Lunghezza elemento $L=3.00\text{m}$
- Larghezza elemento $B=1.28\text{m}$
- Spessore elemento $s=0.30\text{m}$
- Spessore terreno ricoprimento $H=1.78\text{m}$

APPROVATO SDP

7.2 Analisi dei carichi elementari

7.2.1 Peso proprio dell'elemento strutturale

Il peso proprio dell'elemento di collegamento risulta:

7.2.2 Carichi permanenti portati

I carichi permanenti portati sono rappresentati dal peso del terreno di ricoprimento e dalla sovrastuttura stradale.

- Terreno di ricoprimento

Società Attuale
Brebemi SpA



- Sovrastruttura stradale

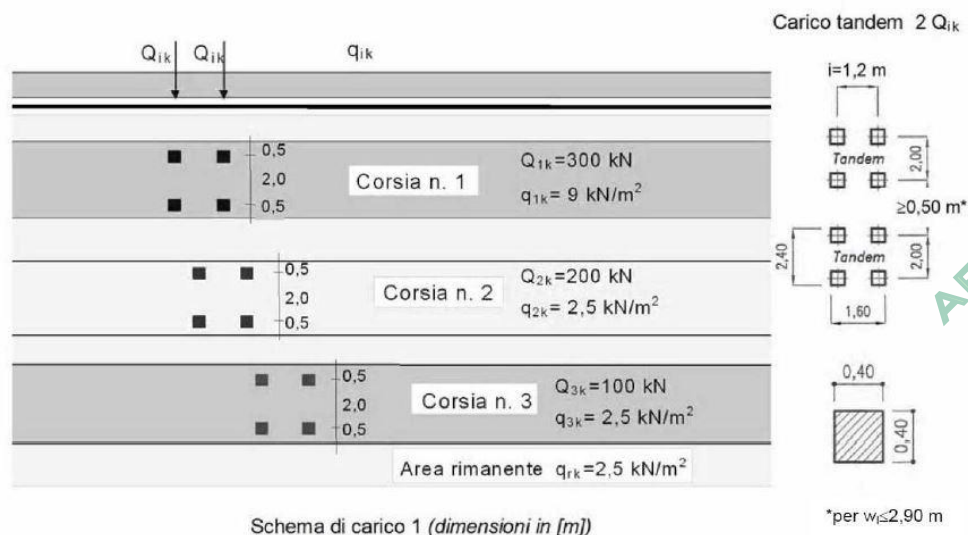
7.2.3 Carichi da traffico stradale transitante sopra la struttura scatolare

Carichi gravanti sull'elemento speciale di collegamento

Come azioni variabili da traffico si assume lo schema di carico 1 secondo il paragrafo 5.1.3.3.3 delle NT. Si considera la categoria stradale 1.

Lo schema 1 prevede la presenza di diverse corsie di carico, delle quali si riporta di seguito solo la prima, caratterizzata da:

- ✓ il carico $Q_{1,k}$ costituito da un mezzo convenzionale da $[4*150]$ kN a due assi da $[2*150]$ kN ognuno (carico tandem).
I quattro carichi concentrati sono disposti su impronte di dimensione 0.4×0.4 , poste ad un interasse ortogonale al senso di marcia di 2 m e 1.2 m in asse al senso di marcia;
- ✓ il carico ripartito $q_{1,k}$ da 9 kN/m^2 che interessa la lunghezza della corsia e la larghezza pari a 3 m .

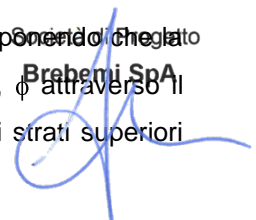


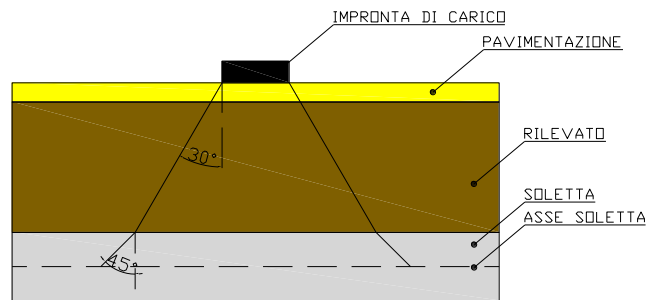
Le corsie appena descritte sono posizionate ortogonalmente all'asse del sottopasso e si considera la ripartizione sia in direzione longitudinale che trasversale.

Per quanto concerne il carico uniforme non si considera distribuzione longitudinale.

Per quanto concerne il carico tandem la superficie di diffusione del carico è determinata supponendo che la diffusione avvenga con un angolo di diffusione pari a 45° attraverso il pacchetto stradale, ϕ attraverso il rilevato stradale, 45° sino al piano medio della soletta superiore (qualora la diffusione sugli strati superiori non abbia già ecceduto le dimensioni dell'elemento speciale):

Scritto e firmato
Brahmi SpA





In direzione trasversale alla strada (ovvero longitudinale allo scatolare), la larghezza di diffusione viene considerata limitata dalla larghezza della corsia convenzionale.

Risulta pertanto:

- in direzione longitudinale alla strada:

$$L_{dl} = 1.2 + 0.4 + 2x (0.1 + 1.83 \cdot \text{tg}(38)) = 4.66\text{m.}$$

- in direzione trasversale alla strada:

$$L_{dl} = 2.0 + 0.4 + 2x (0.1 + 1.83 \cdot \text{tg}(38)) = 5.46\text{m} > 3.00\text{ m}$$

In direzione trasversale alla strada si assume pertanto una larghezza di diffusione pari alla larghezza della corsia convenzionale.

Il carico distribuito di riferimento per effetto del carico tandem è pertanto pari a:

$$Q_{1k,distribuito} = 600 / (4.66 \cdot 3.00) = 42.92\text{kN/m}^2.$$

Si considera inoltre contributo del carico distribuito di normativa:

$$q_{1k,distribuito} = 9.00\text{ kN/m}^2.$$

APPROVATO SDP

7.3 Combinazioni di riferimento

Si procede alla combinazione dei carichi mostrati in precedenza ai fini di massimizzare le sollecitazioni della struttura scatolare.

Per i coefficienti impiegati nelle combinazioni si fa di seguito riferimento a quanto riportato nelle NT:

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Per le combinazioni necessarie alla determinazione delle sollecitazioni di seguito utilizzate si utilizzano pertanto i coefficienti riportanti in tabella:

Combinazione	Pesi propri	Carichi permanenti portati	Carichi variabili tandem	Carichi variabili distribuiti
SLU	1.35	1.50	1.35	1.35
SLE Rara	1.00	1.00	1.00	1.00
SLE Frequente	1.00	1.00	0.75	0.40
SLE Quasi Permanente	1.00	1.00	0.00	0.00

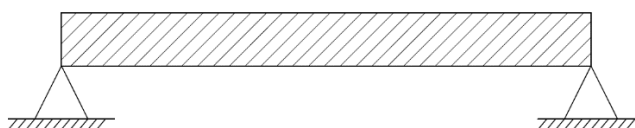
APPROVATO SDP

8. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

8.1 Elemento speciale di collegamento

Di seguito si riportano le verifiche strutturali SLU e la verifica a fessurazione SLE dell'elemento speciale di collegamento.

Si considera uno schema semplificato di trave semplicemente appoggiata come mostrato nella figura seguente:



I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche sono condotte agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio di seguito riportati.

Agli Stati Limite Ultimi:

- Resistenza a sforzo normale e flessione (paragrafo 4.1.2.1.2 NTC);
- Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (paragrafo 4.1.2.1.3 NTC).

Agli Stati Limite di Esercizio:

- Verifica di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4);

8.2 Criteri di verifica

8.2.1 Resistenza a sforzo normale e flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- Conservazione delle sezioni piane,
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.


Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione "parabola-rettangolo" per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 21 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed},$$

dove:

- M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ,
 N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,
 M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

8.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

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

dove:

- V_{Rd} è il valore di calcolo della resistenza a taglio,
 V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

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

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

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

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

- d è l'altezza utile della sezione (in mm),
 ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),
 σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),
 b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$


La verifica di resistenza si pone con:

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

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 22 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

dove:

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

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \operatorname{ctg}\vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \operatorname{ctg}\vartheta (1 + \operatorname{ctg}^2\vartheta).$$

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

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

dove:

d è l'altezza utile della sezione,

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

b_w è la larghezza minima della sezione,

A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,

s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,

f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,

α_c è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

8.2.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

a) Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

b) Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

c) Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm},$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm},$$


$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le combinazioni di riferimento sono:

Società di Progetto
sensibilità delle
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 23 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

- le combinazioni Quasi Permanenti,
- le combinazioni Frequenti.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Perquanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

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

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	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_3$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione ("a" nell'elenco precedente) e di formazione delle fessure ("b"), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di ϵ_{sm} ed Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

Società di Progetto
Brebemi SpA



$$W_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ϵ_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente).

Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.

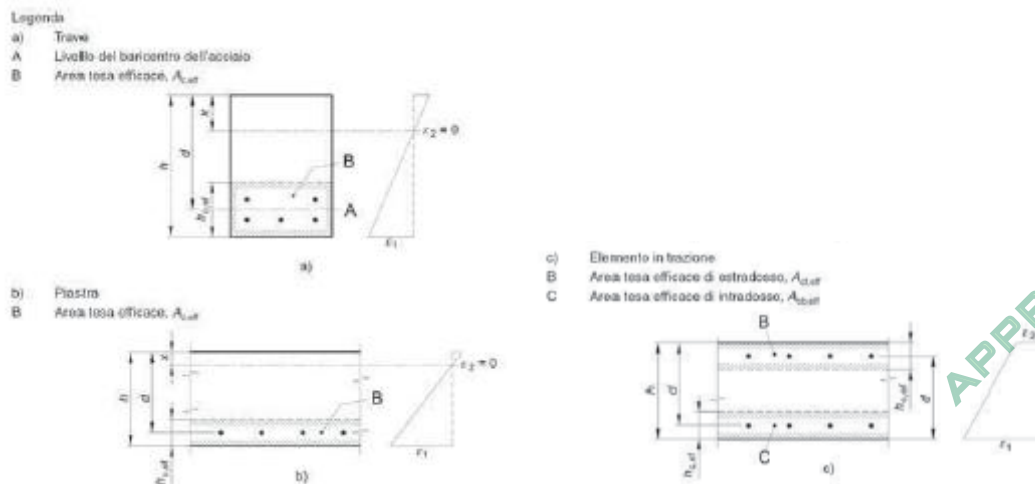


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi / \rho_{eff},$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre.

Se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente ϕ_{eq} .

c è il ricoprimento delle barre di armatura,

Società di Progetto

Brebemi SpA

- k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,
 k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,
 k_3 assume il valore fisso di 3.4,
 k_4 assume il valore fisso di 0.425.

8.2.4 Verifiche delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$$\begin{aligned}\sigma_c < 0.60 f_{ck} & \text{ per combinazione caratteristica (rara),} \\ \sigma_c < 0.45 f_{ck} & \text{ per combinazione quasi permanente.}\end{aligned}$$

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

8.3 Tabulati di verifica

8.3.1 Mezzeria elemento speciale di collegamento

Sollecitazioni di verifica

	T max [kN/m]	M [kNm/m]
Inviluppo SLU	-192.8	144.6
Inviluppo SLE Rare	-142.8	107.1
Inviluppo SLE Frequenti	-118.6	89.0
Inviluppo SLE Quasi Permanenti	-65.0	48.7

APPROVATO SDP

Verifica flessionale agli SLU

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	21.99	5
			2	21.99	25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipologia flessione
 Retta Deviata

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 191.3 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_s 12.31 ‰
 d 25 cm
 x 5.536 x/d 0.2214
 δ 0.7168

Calcoli
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_0 0 cm Col. modello
 Precompresso

Verifica delle tensioni di esercizio

SLE Rare

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	21.99	5
			2	21.99	25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Verifica
 σ_c -8.399 N/mm²
 σ_s 226.3 N/mm²
 ϵ_s 1.131 ‰
 d 25 cm
 x 8.941 x/d 0.3576
 δ 0.8871
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

APPROVATO SDP

SLE Frequenti (per perfezionamento verifica di fessurazione)

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.99	5
2	21.99	25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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 -6.979 N/mm²
 σ_s 188 N/mm²
 ϵ_s 0.9402 ‰
d 25 cm
x 8.941 x/d 0.3576
 δ 0.8871

Verifica
N° iterazioni:

Precompresso

SLE Quasi Permanenti

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21.99	5
2	21.99	25

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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 -3.819 N/mm²
 σ_s 102.9 N/mm²
 ϵ_s 0.5145 ‰
d 25 cm
x 8.941 x/d 0.3576
 δ 0.8871

Verifica
N° iterazioni:

Precompresso

APPROVATO SDP

Verifica di fessurazione

SLE Frequenti

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione $t=0$	$n_0 =$	6	
Coefficiente di omogeneizzazione $t=inf$	$n_{inf} =$	19	
Classe cls	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls $t=0$	$E_{cm0} =$	3.23E+04	N/mm ²
Modulo elastico cls $t=inf$	$E_{cm-inf} =$	1.08E+04	N/mm ²
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$h =$	30	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Copri ferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	5.00	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	21.99	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$F =$	2	cm
Diametro medio equivalente	$F_m =$	2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Tensione media barre (l'intera area in A)	$S_{sm} =$	102.90	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	8.94	cm
Altezza utile	$d =$	25.00	cm
Deformazione lembo inferiore	$e_1 =$	6.43E-04	
Deformazione lembo superiore	$e_2 =$	0.00	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	$s =$	14.8	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	7.0	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	702.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	21.99	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	24.45	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	2.94E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.072	mm

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Poiché l'apertura delle fessure per la Condizione di Carico SLE Frequente è inferiore al limite proprio della Condizione di Carico Quasi Permanente, la verifica per quest'ultima Condizione di Carico risulta implicitamente verificata.

Verifica a taglio

V_{sdu}	192.8	kN
M_{sdu}	-	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1.3	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	26.00	cm
Asl	21.99	cm ²
c	4.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	18.308	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.240	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	194.051	kN
$V_{Rd,min}$	123.833	kN
$\rho_{sw,min}$	0.000941	
$s_{l,max}$	19.50	cm
$A_{sw,min}$	1.834	cm ² / $s_{l,max}$

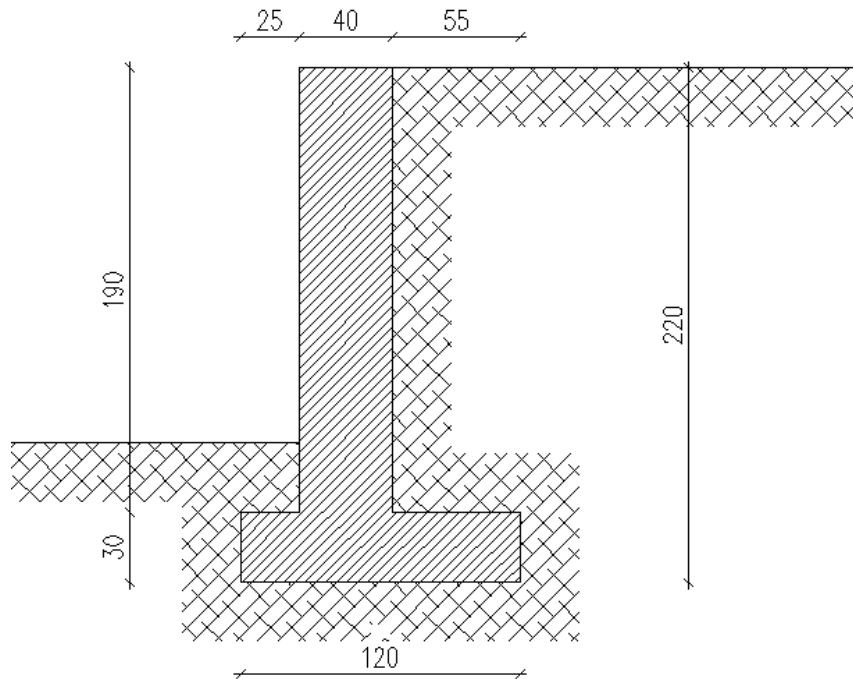
APPROVATO SDP

Essendo il taglio resistente maggiore del taglio sollecitante la verifica risulta soddisfatta senza armatura a taglio.

9. MURO AD L IDAY7

9.1 Geometria della struttura

La geometria del muro è quella riportata nella figura seguente:



L'opera è costituita da un muro a L di altezza complessiva pari a 2.200 m.
Di seguito si riepilogano le caratteristiche geometriche dell'opera:

Altezza del paramento	1.90 [m]
Spessore in sommità	0.40 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.40 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]

Fondazione	
Lunghezza mensola fondazione di valle	0.25 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	0.55 [m]
Lunghezza totale fondazione	1.20 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore estremità fondazione di valle	0.30 [m]
Spessore all'incastro fondazione di valle	0.30 [m]
Spessore all'incastro fondazione di monte	0.30 [m]
Spessore estremità fondazione di monte	0.30 [m]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



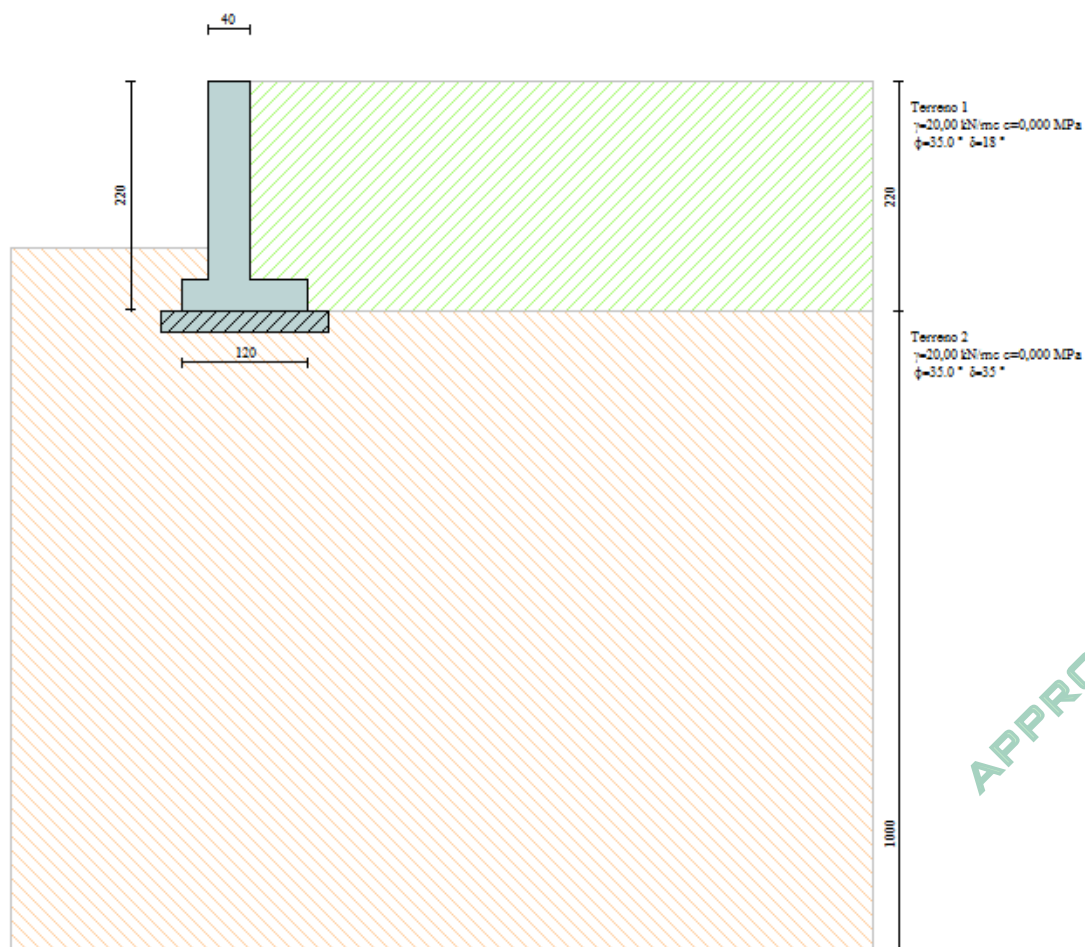
Spessore magrone

0.20 [m]

9.2 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:




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°4 Condizioni Elementari di carico, di seguito determinate

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 32 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

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 $p = 20 \text{ kN/m}^2$ 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^*
--------------	--------------	--------------	---------

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 33 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

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.

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Brebemi SpA



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

9.3.1 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.

9.3.2 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

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

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.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 35 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

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.

9.3.3 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

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


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

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 .

APPROVATO SDR

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 36 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

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

Terreno a bassa permeabilità

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

Terreno a permeabilità elevata

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

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 va applicata nel baricentro dei pesi.

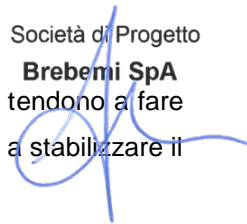
9.3.4 Verifica a ribaltamento


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

Società di Progetto

Brebemi SpA

APPROVATO SDR



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 37 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

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.

9.3.5 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 $\eta_s \geq 1.0$.

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

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_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 38 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

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

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.

9.3.6 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

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

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

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:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg}\phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg}\phi$$

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

Fattori di forma

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

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

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

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

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

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

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

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

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

$$\gamma = 1$$

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



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 $A_f = B \cdot L'$ (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:

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

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

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

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

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

APPROVATO SDP

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

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

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


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

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

Fattori di inclinazione del terreno

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 41 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

$$\beta^\circ$$

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

$$\beta^\circ$$

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

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg} \beta)^5$$

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

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

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

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

9.3.7 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 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.

9.4 Geometria profilo terreno

9.4.1 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

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	1,00	0,00	0,00
2	6,00	0,00	0,00

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9.4.2 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 0,30 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

<i>Nr.</i>	Indice del terreno
<i>Descrizione</i>	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 [°]
<i>c</i>	Coesione espressa in [kPa]
<i>c_a</i>	Adesione terra-muro espressa in [kPa]

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

9.4.3 Stratigrafia

Simbologia adottata

<i>N</i>	Indice dello strato
<i>H</i>	Spessore dello strato espresso in [m]
<i>a</i>	Inclinazione espressa in [°]
<i>K_w</i>	Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm ² /cm
<i>K_s</i>	Coefficiente di spinta
<i>Terreno</i>	Terreno dello strato

Nr.	H	a	K _w	K _s	Terreno
1	2,20	0,00	0,00	0,00	Terreno 1
2	10,00	0,00	4,24	0,00	Terreno 2

APPROVATO SDP

9.5 Condizioni di carico

9.5.1 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 uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

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

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		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

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>		M1	M2	M2	M1
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

Società di Progetto
Brebemi SpA



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	

9.5.2 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

Società di Progetto
Brebemi SpA



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
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

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

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
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
sovraccarico	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	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
sovraccarico	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
sovraccarico	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
sovraccarico	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
sovraccarico	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
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
sovraccarico	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 19 - 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° 20 - Frequente (SLE)

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	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
sovraccarico	SFAV	1.00	0.75	0.75

Combinazione n° 21 - 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
sovraccarico	SFAV	1.00	1.00	1.00

9.6 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]	--	2,58	--	6,77	--
2	A1-M1 - [1]	--	3,29	--	6,89	--
3	A1-M1 - [1]	--	2,90	--	7,18	--
4	A1-M1 - [1]	--	2,98	--	6,62	--
5	EQU - [1]	--	--	2,95	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2,06
7	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2,32	--	5,65	--
8	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2,36	--	5,43	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,30	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,38	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,80
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,79
13	A1-M1 - [3]	--	1,91	--	2,85	--
14	A1-M1 - [3]	--	1,95	--	2,68	--
15	A1-M1 - [3]	--	1,76	--	2,53	--
16	A1-M1 - [3]	--	2,10	--	2,94	--
17	EQU - [3]	--	--	1,66	--	--

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65668-IDAY7-A00.docx	04RCEI11DAY7000000100	A00	50 di 114

18	STAB - [3]	--	--	--	1,50
19	SLEQ - [1]	--	3,29	--	8,96
20	SLEF - [1]	--	2,35	--	4,97
21	SLER - [1]	--	2,19	--	4,21

9.7 Analisi della spinta e verifiche

9.7.1 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

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

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	14,7693	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	56,4810	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	15,16	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	4,7517	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	369,0272	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,06523	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02563	[MPa]

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	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$$N'_c = 25.85 \quad N'_q = 18.13 \quad N'_\gamma = 11.85$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.58
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.77

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 1

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Società di Progetto
Brebemi SpA



Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0009	0,0275
3	0,19	1,8633	0,0070	0,1102
4	0,28	2,7949	0,0235	0,2479
5	0,38	3,7266	0,0558	0,4406
6	0,47	4,6582	0,1090	0,6885
7	0,57	5,5899	0,1884	0,9914
8	0,66	6,5215	0,2991	1,3495
9	0,76	7,4532	0,4465	1,7626
10	0,85	8,3848	0,6358	2,2307
11	0,95	9,3165	0,8721	2,7540
12	1,04	10,2481	1,1608	3,3323
13	1,14	11,1798	1,5070	3,9657
14	1,23	12,1114	1,9160	4,6542
15	1,33	13,0431	2,3930	5,3978
16	1,42	13,9747	2,9433	6,1965
17	1,52	14,9063	3,5721	7,0502
18	1,61	15,8380	4,2846	7,9590
19	1,71	16,7696	5,0861	8,9229
20	1,80	17,7013	5,9817	9,9419
21	1,90	18,6329	6,9768	11,0160

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 1

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0156	1,2415
3	0,05	0,0619	2,4624
4	0,07	0,1385	3,6627

Società di Progetto
Brebemi SpA



5	0,10	0,2449	4,8424
6	0,13	0,3805	6,0014
7	0,15	0,5448	7,1398
8	0,17	0,7373	8,2576
9	0,20	0,9575	9,3548
10	0,23	1,2048	10,4313
11	0,25	1,4789	11,4872

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 1

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0462	-1,6619
3	0,11	-0,1810	-3,2240
4	0,16	-0,3990	-4,6863
5	0,22	-0,6946	-6,0488
6	0,28	-1,0625	-7,3114
7	0,33	-1,4971	-8,4742
8	0,39	-1,9928	-9,5372
9	0,44	-2,5443	-10,5004
10	0,50	-3,1461	-11,3638
11	0,55	-3,7925	-12,1273

APPROVATO SDP

COMBINAZIONE n° 2

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	15,4861	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	14,7693	[kN]
Componente verticale della spinta statica	4,6567	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]

Società di Progetto
Brebem SpA
Y = -1,47 [m]



Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	27,1700	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	14,7693	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	69,4735	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	69,4735	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	14,7693	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,05	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	71,0261	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,00	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	3,7662	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	478,8496	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07359	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,04220	[MPa]

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	$i_c = 0,56$	$i_q = 0,57$	$i_\gamma = 0,45$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$$N'_c = 30.82 \qquad N'_q = 21.40 \qquad N'_\gamma = 15.16$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.29
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	6.89

Società di Progetto
Brebemi SpA



Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 2

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	1,2111	0,0009	0,0275
3	0,19	2,4223	0,0070	0,1102
4	0,28	3,6334	0,0235	0,2479
5	0,38	4,8446	0,0558	0,4406
6	0,47	6,0557	0,1090	0,6885
7	0,57	7,2668	0,1884	0,9914
8	0,66	8,4780	0,2991	1,3495
9	0,76	9,6891	0,4465	1,7626
10	0,85	10,9003	0,6358	2,2307
11	0,95	12,1114	0,8721	2,7540
12	1,04	13,3225	1,1608	3,3323
13	1,14	14,5337	1,5070	3,9657
14	1,23	15,7448	1,9160	4,6542
15	1,33	16,9560	2,3930	5,3978
16	1,42	18,1671	2,9433	6,1965
17	1,52	19,3782	3,5721	7,0502
18	1,61	20,5894	4,2846	7,9590
19	1,71	21,8005	5,0861	8,9229
20	1,80	23,0117	5,9817	9,9419
21	1,90	24,2228	6,9768	11,0160

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 2

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Società di Progetto

BRUNO SPA



Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0175	1,3975
3	0,05	0,0697	2,7786
4	0,07	0,1563	4,1434
5	0,10	0,2768	5,4918
6	0,13	0,4307	6,8239
7	0,15	0,6178	8,1396
8	0,17	0,8376	9,4390
9	0,20	1,0896	10,7220
10	0,23	1,3736	11,9887
11	0,25	1,6889	13,2391

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 2

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0246	-0,8822
3	0,11	-0,0956	-1,6853
4	0,16	-0,2086	-2,4093
5	0,22	-0,3592	-3,0542
6	0,28	-0,5431	-3,6199
7	0,33	-0,7559	-4,1066
8	0,39	-0,9933	-4,5141
9	0,44	-1,2510	-4,8425
10	0,50	-1,5246	-5,0918
11	0,55	-1,8096	-5,2619

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



COMBINAZIONE n° 3
Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	15,4861	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	14,7693	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	4,6567	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,47	[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	27,1700	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	14,7693	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	61,2358	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	61,2358	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	14,7693	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,05	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	62,9917	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,56	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	2,9277	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	439,9562	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,06323	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,03883	[MPa]

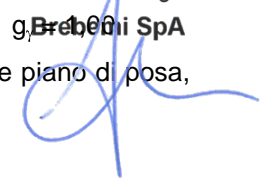
Fattori per il calcolo della capacità portante

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	$i_c = 0,51$	$i_q = 0,53$	$i_\gamma = 0,40$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Bredini SpA



$$N'_c = 28.30$$

$$N'_q = 19.74$$

$$N'_y = 13.46$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.90
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	7.18

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 3

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0009	0,0275
3	0,19	1,8633	0,0070	0,1102
4	0,28	2,7949	0,0235	0,2479
5	0,38	3,7266	0,0558	0,4406
6	0,47	4,6582	0,1090	0,6885
7	0,57	5,5899	0,1884	0,9914
8	0,66	6,5215	0,2991	1,3495
9	0,76	7,4532	0,4465	1,7626
10	0,85	8,3848	0,6358	2,2307
11	0,95	9,3165	0,8721	2,7540
12	1,04	10,2481	1,1608	3,3323
13	1,14	11,1798	1,5070	3,9657
14	1,23	12,1114	1,9160	4,6542
15	1,33	13,0431	2,3930	5,3978
16	1,42	13,9747	2,9433	6,1965
17	1,52	14,9063	3,5721	7,0502
18	1,61	15,8380	4,2846	7,9590
19	1,71	16,7696	5,0861	8,9229
20	1,80	17,7013	5,9817	9,9419
21	1,90	18,6329	6,9768	11,0160

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 3

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0150	1,1955
3	0,05	0,0597	2,3783
4	0,07	0,1338	3,5483
5	0,10	0,2370	4,7057
6	0,13	0,3690	5,8504
7	0,15	0,5294	6,9823
8	0,17	0,7180	8,1016
9	0,20	0,9344	9,2081
10	0,23	1,1783	10,3019
11	0,25	1,4494	11,3830

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 3

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0265	-0,9551
3	0,11	-0,1039	-1,8486
4	0,16	-0,2288	-2,6807
5	0,22	-0,3977	-3,4513
6	0,28	-0,6073	-4,1603

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



7	0,33	-0,8542	-4,8079
8	0,39	-1,1350	-5,3940
9	0,44	-1,4464	-5,9185
10	0,50	-1,7849	-6,3816
11	0,55	-2,1472	-6,7831

COMBINAZIONE n° 4

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	15,4861	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	14,7693	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	4,6567	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,47	[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	20,9000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	14,7693	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	62,7535	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	62,7535	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	14,7693	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,09	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	64,4681	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	13,24	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	5,5902	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	415,2072	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07559	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02900	[MPa]

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	$i_c = 0,52$	$i_q = 0,53$	$i_\gamma = 0,41$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$$N'_c = 28.80$$

$$N'_q = 20.07$$

$$N'_\gamma = 13.79$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento 2.98

Coefficiente di sicurezza a carico ultimo 6.62

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 4

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	1,2111	0,0009	0,0275
3	0,19	2,4223	0,0070	0,1102
4	0,28	3,6334	0,0235	0,2479
5	0,38	4,8446	0,0558	0,4406
6	0,47	6,0557	0,1090	0,6885
7	0,57	7,2668	0,1884	0,9914
8	0,66	8,4780	0,2991	1,3495
9	0,76	9,6891	0,4465	1,7626
10	0,85	10,9003	0,6358	2,2307
11	0,95	12,1114	0,8721	2,7540
12	1,04	13,3225	1,1608	3,3323
13	1,14	14,5337	1,5070	3,9657
14	1,23	15,7448	1,9160	4,6542

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



15	1,33	16,9560	2,3930	5,3978
16	1,42	18,1671	2,9433	6,1965
17	1,52	19,3782	3,5721	7,0502
18	1,61	20,5894	4,2846	7,9590
19	1,71	21,8005	5,0861	8,9229
20	1,80	23,0117	5,9817	9,9419
21	1,90	24,2228	6,9768	11,0160

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 4

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0181	1,4435
3	0,05	0,0720	2,8627
4	0,07	0,1610	4,2577
5	0,10	0,2847	5,6284
6	0,13	0,4422	6,9749
7	0,15	0,6332	8,2971
8	0,17	0,8569	9,5950
9	0,20	1,1127	10,8687
10	0,23	1,4001	12,1181
11	0,25	1,7185	13,3432

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 4

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Società di Progetto

Brebemi SpA



Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0442	-1,5891
3	0,11	-0,1726	-3,0607
4	0,16	-0,3788	-4,4149
5	0,22	-0,6561	-5,6516
6	0,28	-0,9983	-6,7710
7	0,33	-1,3988	-7,7729
8	0,39	-1,8511	-8,6573
9	0,44	-2,3489	-9,4243
10	0,50	-2,8857	-10,0739
11	0,55	-3,4549	-10,6061

COMBINAZIONE n° 5

Valore della spinta statica	16,5618	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	16,0588	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	4,0506	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,47 [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	18,8100	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	16,0588	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	48,9238	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	11,7764	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	34,7412	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	48,9238	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	16,0588	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,13	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	51,4920	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,17	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	6,3895	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

2.95

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

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,72 Y[m]= 0,54

Raggio del cerchio R[m]= 3,02

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,86

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,26

Larghezza della striscia dx[m]= 0,20

Coefficiente di sicurezza C= 2.06

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	1,3358	72.55	1,2743	0,0067	29.26	0,000	0,000
2	3,4795	62.54	3,0875	0,0044	29.26	0,000	0,000
3	4,8856	54.93	3,9988	0,0035	29.26	0,000	0,000
4	5,9601	48.61	4,4711	0,0030	29.26	0,000	0,000
5	6,8280	43.00	4,6570	0,0027	29.26	0,000	0,000
6	7,5462	37.88	4,6333	0,0025	29.26	0,000	0,000
7	8,1464	33.09	4,4480	0,0024	29.26	0,000	0,000
8	8,6486	28.56	4,1343	0,0023	29.26	0,000	0,000
9	9,2478	24.21	3,7924	0,0022	29.26	0,000	0,000
10	9,6852	20.01	3,3138	0,0021	29.26	0,000	0,000

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brebemi SpA



11	9,9578	15.92	2,7306	0,0021	29.26	0,000	0,000
12	11,8735	11.91	2,4495	0,0021	29.26	0,000	0,000
13	11,9152	7.95	1,6488	0,0020	29.26	0,000	0,000
14	3,8446	4.04	0,2709	0,0020	29.26	0,000	0,000
15	3,6535	0.15	0,0093	0,0020	29.26	0,000	0,000
16	3,5712	-3.75	-0,2334	0,0020	29.26	0,000	0,000
17	3,4873	-7.66	-0,4648	0,0020	29.26	0,000	0,000
18	3,3445	-11.61	-0,6729	0,0021	29.26	0,000	0,000
19	3,1410	-15.61	-0,8453	0,0021	29.26	0,000	0,000
20	2,8734	-19.70	-0,9685	0,0021	29.26	0,000	0,000
21	2,5371	-23.89	-1,0275	0,0022	29.26	0,000	0,000
22	2,1257	-28.23	-1,0053	0,0023	29.26	0,000	0,000
23	1,6304	-32.75	-0,8819	0,0024	29.26	0,000	0,000
24	1,0381	-37.51	-0,6321	0,0025	29.26	0,000	0,000
25	0,3296	-42.60	-0,2231	0,0027	29.26	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 131,0860 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 37,9649 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 73,4299 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.34$$

COMBINAZIONE n° 7

Valore della spinta statica	11,9124	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	11,3610	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,5821	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Incremento sismico della spinta	1,3654	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,10	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,2832	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	20,9000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]
Inerzia del muro	1,7253	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-0,8627	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1,3132	[kN]		

APPROVATO SDP

Società di Progetto

Brebemi SpA



Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte -0,6566 [kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	15,7960	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	52,3325	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	52,3325	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	15,7960	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	54,6644	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,80	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	7,4393	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	295,7798	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07461	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,01261	[MPa]

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	$i_c = 0,42$	$i_q = 0,44$	$i_\gamma = 0,31$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$N'_c = 23.47$	$N'_q = 16.56$	$N'_\gamma = 10.35$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.32
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.65

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 7

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0058	0,1283
3	0,19	1,8633	0,0257	0,2989
4	0,28	2,7949	0,0639	0,5120
5	0,38	3,7266	0,1243	0,7674
6	0,47	4,6582	0,2110	1,0651
7	0,57	5,5899	0,3280	1,4052
8	0,66	6,5215	0,4794	1,7877
9	0,76	7,4532	0,6691	2,2126
10	0,85	8,3848	0,9011	2,6799
11	0,95	9,3165	1,1796	3,1895
12	1,04	10,2481	1,5085	3,7414
13	1,14	11,1798	1,8918	4,3358
14	1,23	12,1114	2,3336	4,9725
15	1,33	13,0431	2,8379	5,6516
16	1,42	13,9747	3,4087	6,3730
17	1,52	14,9063	4,0501	7,1369
18	1,61	15,8380	4,7661	7,9430
19	1,71	16,7696	5,5606	8,7916
20	1,80	17,7013	6,4378	9,6825
21	1,90	18,6329	7,4017	10,6158

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 7

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Società di Progetto

Interconnessione SPA



Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0190	1,5152
3	0,05	0,0755	2,9980
4	0,07	0,1686	4,4486
5	0,10	0,2977	5,8669
6	0,13	0,4617	7,2529
7	0,15	0,6600	8,6067
8	0,17	0,8918	9,9281
9	0,20	1,1562	11,2172
10	0,23	1,4524	12,4741
11	0,25	1,7796	13,6986

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 7

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0481	-1,7227
3	0,11	-0,1866	-3,2890
4	0,16	-0,4070	-4,6991
5	0,22	-0,7007	-5,9530
6	0,28	-1,0590	-7,0505
7	0,33	-1,4734	-7,9918
8	0,39	-1,9352	-8,7768
9	0,44	-2,4359	-9,4055
10	0,50	-2,9670	-9,8779
11	0,55	-3,5196	-10,1941

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



COMBINAZIONE n° 8

Valore della spinta statica	11,9124	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	11,3610	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,5821	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,50	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,2461	[°]		
Incremento sismico della spinta	2,1064	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,10	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,2808	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	20,9000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]
Inerzia del muro	1,7253	[kN]		
Inerzia verticale del muro	0,8627	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1,3132	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,6566	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	16,5028	[kN]		
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	55,5939	[kN]		
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	55,5939	[kN]		
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	16,5028	[kN]		
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,14	[m]		
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]		
Risultante in fondazione	57,9915	[kN]		
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,53	[°]		
Momento rispetto al baricentro della fondazione	7,8318	[kNm]		
Carico ultimo della fondazione	301,8559	[kN]		

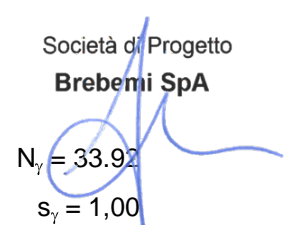
Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]		
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,07896	[MPa]		
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,01370	[MPa]		

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


Fattori inclinazione	$i_c = 0,43$	$i_q = 0,45$	$i_y = 0,31$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_y = 1,00$
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.

$$N'_c = 23.84$$

$$N'_q = 16.81$$

$$N'_y = 10.58$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.36
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	5.43

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 8

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0070	0,1546
3	0,19	1,8633	0,0307	0,3517
4	0,28	2,7949	0,0752	0,5910
5	0,38	3,7266	0,1444	0,8728
6	0,47	4,6582	0,2423	1,1969
7	0,57	5,5899	0,3731	1,5634
8	0,66	6,5215	0,5407	1,9723
9	0,76	7,4532	0,7492	2,4235
10	0,85	8,3848	1,0025	2,9171
11	0,95	9,3165	1,3048	3,4530
12	1,04	10,2481	1,6599	4,0314
13	1,14	11,1798	2,0721	4,6521
14	1,23	12,1114	2,5452	5,3152
15	1,33	13,0431	3,0833	6,0206
16	1,42	13,9747	3,6904	6,7684

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



17	1,52	14,9063	4,3706	7,5586
18	1,61	15,8380	5,1279	8,3911
19	1,71	16,7696	5,9663	9,2660
20	1,80	17,7013	6,8898	10,1833
21	1,90	18,6329	7,9025	11,1430

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 8

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0204	1,6231
3	0,05	0,0809	3,2123
4	0,07	0,1807	4,7675
5	0,10	0,3190	6,2886
6	0,13	0,4948	7,7758
7	0,15	0,7075	9,2290
8	0,17	0,9560	10,6482
9	0,20	1,2396	12,0334
10	0,23	1,5574	13,3846
11	0,25	1,9085	14,7018

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 8

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
-----	---	---	---

Società di Progetto
Brebemi SpA



1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0464	-1,6590
3	0,11	-0,1795	-3,1535
4	0,16	-0,3902	-4,4835
5	0,22	-0,6696	-5,6489
6	0,28	-1,0086	-6,6498
7	0,33	-1,3981	-7,4862
8	0,39	-1,8291	-8,1581
9	0,44	-2,2925	-8,6655
10	0,50	-2,7793	-9,0083
11	0,55	-3,2804	-9,1866

COMBINAZIONE n° 9

Valore della spinta statica	15,0561	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	14,5989	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	3,6824	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,47	[m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]		
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]		
Incremento sismico della spinta	1,4971	[kN]		
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,10	[m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3531	[°]		
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	20,9000	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]
Inerzia del muro	1,7253	[kN]		
Inerzia verticale del muro	-0,8627	[kN]		
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1,3132	[kN]		
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-0,6566	[kN]		

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	19,1833	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	52,3883	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	16,5703	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	38,0588	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	52,3883	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	19,1833	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,19	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]

Risultante in fondazione	55,7901	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	9,9446	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.30
--	------

COMBINAZIONE n° 10

Valore della spinta statica	15,0561	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	14,5989	[kN]
Componente verticale della spinta statica	3,6824	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m] Y = -1,47 [m]
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	14,16	[°]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche	0,3111	[°]

Incremento sismico della spinta	2,4344	[kN]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 0,55	[m] Y = -1,10 [m]
Coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche	0,3504	[°]

Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	20,9000	[kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m] Y = -0,95 [m]
Inerzia del muro	1,7253	[kN]
Inerzia verticale del muro	0,8627	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	1,3132	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	0,6566	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	20,0921	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	55,6561	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	16,5329	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	39,3710	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	55,6561	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	20,0921	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,19	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	59,1718	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,85	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	10,5555	[kNm]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento

2.38

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 11

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 [MPa]
b	larghezza della striscia espressa in [m]
u	pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [MPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,72 Y[m]= 0,90

Raggio del cerchio R[m]= 3,35

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,96

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,51

Larghezza della striscia dx[m]= 0,22

Coefficiente di sicurezza C= 1.80

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	1,2253	68.61	1,1409	0,0059	29.26	0,000	0,000
2	3,2951	60.39	2,8648	0,0043	29.26	0,000	0,000
3	4,7869	53.45	3,8453	0,0036	29.26	0,000	0,000
4	5,9584	47.52	4,3945	0,0032	29.26	0,000	0,000
5	6,9179	42.21	4,6481	0,0029	29.26	0,000	0,000
6	7,7192	37.32	4,6803	0,0027	29.26	0,000	0,000
7	8,3936	32.74	4,5392	0,0026	29.26	0,000	0,000
8	8,9614	28.38	4,2593	0,0024	29.26	0,000	0,000
9	9,4460	24.19	3,8710	0,0024	29.26	0,000	0,000

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brebemi SpA



10	10,1248	20.14	3,4862	0,0023	29.26	0,000	0,000
11	10,4401	16.19	2,9112	0,0022	29.26	0,000	0,000
12	11,6659	12.32	2,4892	0,0022	29.26	0,000	0,000
13	12,7410	8.51	1,8846	0,0022	29.26	0,000	0,000
14	6,6633	4.73	0,5494	0,0022	29.26	0,000	0,000
15	3,8452	0.97	0,0653	0,0021	29.26	0,000	0,000
16	3,6980	-2.78	-0,1792	0,0022	29.26	0,000	0,000
17	3,6197	-6.54	-0,4124	0,0022	29.26	0,000	0,000
18	3,4771	-10.33	-0,6238	0,0022	29.26	0,000	0,000
19	3,2684	-14.17	-0,8003	0,0022	29.26	0,000	0,000
20	2,9905	-18.08	-0,9281	0,0023	29.26	0,000	0,000
21	2,6392	-22.07	-0,9918	0,0023	29.26	0,000	0,000
22	2,2086	-26.19	-0,9746	0,0024	29.26	0,000	0,000
23	1,6905	-30.45	-0,8567	0,0025	29.26	0,000	0,000
24	1,0734	-34.91	-0,6143	0,0026	29.26	0,000	0,000
25	0,3410	-39.63	-0,2175	0,0028	29.26	0,000	0,000

$$\Sigma W_i = 137,1902 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 39,0305 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 76,8493 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.06$$

Stabilità globale muro + terreno

APPROVATO SDP

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 [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

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

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Società di Progetto
Brebemi SpA



Cerchio critico

Coordinate del centro $X[m] = -0,72$ $Y[m] = 0,90$

Raggio del cerchio $R[m] = 3,35$

Ascissa a valle del cerchio $X_i[m] = -2,96$

Ascissa a monte del cerchio $X_s[m] = 2,51$

Larghezza della striscia $dx[m] = 0,22$

Coefficiente di sicurezza $C = 1.79$

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	1,2253	68.61	1,1409	0,0059	29.26	0,000	0,000
2	3,2951	60.39	2,8648	0,0043	29.26	0,000	0,000
3	4,7869	53.45	3,8453	0,0036	29.26	0,000	0,000
4	5,9584	47.52	4,3945	0,0032	29.26	0,000	0,000
5	6,9179	42.21	4,6481	0,0029	29.26	0,000	0,000
6	7,7192	37.32	4,6803	0,0027	29.26	0,000	0,000
7	8,3936	32.74	4,5392	0,0026	29.26	0,000	0,000
8	8,9614	28.38	4,2593	0,0024	29.26	0,000	0,000
9	9,4460	24.19	3,8710	0,0024	29.26	0,000	0,000
10	10,1248	20.14	3,4862	0,0023	29.26	0,000	0,000
11	10,4401	16.19	2,9112	0,0022	29.26	0,000	0,000
12	11,6659	12.32	2,4892	0,0022	29.26	0,000	0,000
13	12,7410	8.51	1,8846	0,0022	29.26	0,000	0,000
14	6,6633	4.73	0,5494	0,0022	29.26	0,000	0,000
15	3,8452	0.97	0,0653	0,0021	29.26	0,000	0,000
16	3,6980	-2.78	-0,1792	0,0022	29.26	0,000	0,000
17	3,6197	-6.54	-0,4124	0,0022	29.26	0,000	0,000
18	3,4771	-10.33	-0,6238	0,0022	29.26	0,000	0,000
19	3,2684	-14.17	-0,8003	0,0022	29.26	0,000	0,000
20	2,9905	-18.08	-0,9281	0,0023	29.26	0,000	0,000
21	2,6392	-22.07	-0,9918	0,0023	29.26	0,000	0,000
22	2,2086	-26.19	-0,9746	0,0024	29.26	0,000	0,000
23	1,6905	-30.45	-0,8567	0,0025	29.26	0,000	0,000
24	1,0734	-34.91	-0,6143	0,0026	29.26	0,000	0,000
25	0,3410	-39.63	-0,2175	0,0028	29.26	0,000	0,000

Società di Progetto
Brebemi SpA



$\Sigma W_i = 137,1902$ [kN]

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 39,0305 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 76,8493 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.06$$

COMBINAZIONE n° 13

Peso muro favorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	31,7302	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	30,2616	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	9,5414	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,28	[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	43,6700	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	30,2616	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	82,6205	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	82,6205	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	30,2616	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	87,9881	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,12	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	11,6759	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	235,1847	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,11750	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02020	[MPa]

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	$i_c = 0,34$	$i_q = 0,36$

Società di Progetto
Brubini SpA
 $N_y = 33.92$
 $s_y = 1,00$
 $i_y = 0,23$

APPROVATO SDP

Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$$N'_c = 19.04 \qquad N'_q = 13.65 \qquad N'_\gamma = 7.71$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.91
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.85

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 13

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0326	0,6965
3	0,19	1,8633	0,1341	1,4481
4	0,28	2,7949	0,3095	2,2548
5	0,38	3,7266	0,5642	3,1166
6	0,47	4,6582	0,9034	4,0334
7	0,57	5,5899	1,3323	5,0053
8	0,66	6,5215	1,8562	6,0324
9	0,76	7,4532	2,4802	7,1144
10	0,85	8,3848	3,2097	8,2516
11	0,95	9,3165	4,0498	9,4438
12	1,04	10,2481	5,0058	10,6912
13	1,14	11,1798	6,0828	11,9936
14	1,23	12,1114	7,2863	13,3510
15	1,33	13,0431	8,6213	14,7636
16	1,42	13,9747	10,0931	16,2313
17	1,52	14,9063	11,7070	17,7540

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



18	1,61	15,8380	13,4681	19,3318
19	1,71	16,7696	15,3817	20,9647
20	1,80	17,7013	17,4531	22,6526
21	1,90	18,6329	19,6875	24,3957

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 13

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0318	2,5333
3	0,05	0,1262	5,0159
4	0,07	0,2821	7,4478
5	0,10	0,4982	9,8291
6	0,13	0,7732	12,1597
7	0,15	1,1058	14,4396
8	0,17	1,4947	16,6688
9	0,20	1,9388	18,8473
10	0,23	2,4367	20,9752
11	0,25	2,9871	23,0524

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 13

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
-----	---	---	---

Società di Progetto
Brebemi SpA



1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0984	-3,5379
3	0,11	-0,3847	-6,8304
4	0,16	-0,8453	-9,8777
5	0,22	-1,4667	-12,6798
6	0,28	-2,2355	-15,2365
7	0,33	-3,1382	-17,5480
8	0,39	-4,1613	-19,6142
9	0,44	-5,2913	-21,4351
10	0,50	-6,5147	-23,0107
11	0,55	-7,8180	-24,3411

COMBINAZIONE n° 14

Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	31,7302	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	30,2616	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	9,5414	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,28 [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	37,4000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	30,2616	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	84,1382	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	84,1382	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	30,2616	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,17	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	89,4148	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	19,78	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	14,3384	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	225,6393	[kN]


Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12986	[MPa]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 82 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	---------------------

Tensione terreno allo spigolo di monte 0,01037 [MPa]

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	$i_c = 0,35$	$i_q = 0,37$	$i_\gamma = 0,23$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$N'_c = 19.46$	$N'_q = 13.93$	$N'_\gamma = 7.96$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.95
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.68

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 14

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	1,2111	0,0326	0,6965
3	0,19	2,4223	0,1341	1,4481
4	0,28	3,6334	0,3095	2,2548
5	0,38	4,8446	0,5642	3,1166
6	0,47	6,0557	0,9034	4,0334
7	0,57	7,2668	1,3323	5,0053
8	0,66	8,4780	1,8562	6,0324

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



9	0,76	9,6891	2,4802	7,1144
10	0,85	10,9003	3,2097	8,2516
11	0,95	12,1114	4,0498	9,4438
12	1,04	13,3225	5,0058	10,6912
13	1,14	14,5337	6,0828	11,9936
14	1,23	15,7448	7,2863	13,3510
15	1,33	16,9560	8,6213	14,7636
16	1,42	18,1671	10,0931	16,2313
17	1,52	19,3782	11,7070	17,7540
18	1,61	20,5894	13,4681	19,3318
19	1,71	21,8005	15,3817	20,9647
20	1,80	23,0117	17,4531	22,6526
21	1,90	24,2228	19,6875	24,3957

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 14

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0349	2,7813
3	0,05	0,1385	5,5004
4	0,07	0,3094	8,1572
5	0,10	0,5459	10,7518
6	0,13	0,8465	13,2842
7	0,15	1,2096	15,7543
8	0,17	1,6337	18,1623
9	0,20	2,1172	20,5079
10	0,23	2,6585	22,7914
11	0,25	3,2562	25,0126

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 14

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,1161	-4,1718
3	0,11	-0,4534	-8,0425
4	0,16	-0,9953	-11,6119
5	0,22	-1,7252	-14,8801
6	0,28	-2,6265	-17,8471
7	0,33	-3,6828	-20,5129
8	0,39	-4,8774	-22,8775
9	0,44	-6,1938	-24,9409
10	0,50	-7,6154	-26,7031
11	0,55	-9,1257	-28,1641

COMBINAZIONE n° 15

Peso muro favorevole e Peso terrapieno favorevole

Valore della spinta statica	31,7302	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	30,2616	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	9,5414	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,28 [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	37,4000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	30,2616	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	75,9005	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	75,9005	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	30,2616	[kN]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,18	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	81,7108	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	21,74	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	13,4999	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	192,0345	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,11950	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,00700	[MPa]

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	$i_c = 0,31$	$i_q = 0,33$	$i_\gamma = 0,19$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$$N'_c = 17.06 \qquad N'_q = 12.35 \qquad N'_\gamma = 6.60$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.76
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.53

APPROVATO SDR

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 15

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0326	0,6965
3	0,19	1,8633	0,1341	1,4481
4	0,28	2,7949	0,3095	2,2548
5	0,38	3,7266	0,5642	3,1166
6	0,47	4,6582	0,9034	4,0334
7	0,57	5,5899	1,3323	5,0053
8	0,66	6,5215	1,8562	6,0324
9	0,76	7,4532	2,4802	7,1144
10	0,85	8,3848	3,2097	8,2516
11	0,95	9,3165	4,0498	9,4438
12	1,04	10,2481	5,0058	10,6912
13	1,14	11,1798	6,0828	11,9936
14	1,23	12,1114	7,2863	13,3510
15	1,33	13,0431	8,6213	14,7636
16	1,42	13,9747	10,0931	16,2313
17	1,52	14,9063	11,7070	17,7540
18	1,61	15,8380	13,4681	19,3318
19	1,71	16,7696	15,3817	20,9647
20	1,80	17,7013	17,4531	22,6526
21	1,90	18,6329	19,6875	24,3957

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 15

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Società di Progetto

Interconnessione SPA



Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0324	2,5793
3	0,05	0,1285	5,1001
4	0,07	0,2869	7,5622
5	0,10	0,5061	9,9658
6	0,13	0,7847	12,3107
7	0,15	1,1211	14,5971
8	0,17	1,5140	16,8248
9	0,20	1,9619	18,9940
10	0,23	2,4633	21,1046
11	0,25	3,0166	23,1566

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 15

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,1180	-4,2447
3	0,11	-0,4617	-8,2058
4	0,16	-1,0155	-11,8833
5	0,22	-1,7637	-15,2772
6	0,28	-2,6908	-18,3875
7	0,33	-3,7811	-21,2143
8	0,39	-5,0191	-23,7574
9	0,44	-6,3892	-26,0170
10	0,50	-7,8758	-27,9929
11	0,55	-9,4633	-29,6853

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



COMBINAZIONE n° 16
Peso muro sfavorevole e Peso terrapieno sfavorevole

Valore della spinta statica	31,7302	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	30,2616	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	9,5414	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,28	[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	43,6700	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	30,2616	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	90,8582	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	90,8582	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	30,2616	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,14	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	95,7652	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	18,42	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	12,5144	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	267,2912	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,12786	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02357	[MPa]

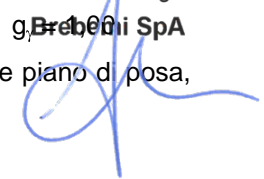
Fattori per il calcolo della capacità portante

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	$i_c = 0,38$	$i_q = 0,40$	$i_\gamma = 0,27$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Bredini SpA



$$N'_c = 21.24$$

$$N'_q = 15.10$$

$$N'_\gamma = 9.00$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.10
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.94

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 16

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	1,2111	0,0326	0,6965
3	0,19	2,4223	0,1341	1,4481
4	0,28	3,6334	0,3095	2,2548
5	0,38	4,8446	0,5642	3,1166
6	0,47	6,0557	0,9034	4,0334
7	0,57	7,2668	1,3323	5,0053
8	0,66	8,4780	1,8562	6,0324
9	0,76	9,6891	2,4802	7,1144
10	0,85	10,9003	3,2097	8,2516
11	0,95	12,1114	4,0498	9,4438
12	1,04	13,3225	5,0058	10,6912
13	1,14	14,5337	6,0828	11,9936
14	1,23	15,7448	7,2863	13,3510
15	1,33	16,9560	8,6213	14,7636
16	1,42	18,1671	10,0931	16,2313
17	1,52	19,3782	11,7070	17,7540
18	1,61	20,5894	13,4681	19,3318
19	1,71	21,8005	15,3817	20,9647
20	1,80	23,0117	17,4531	22,6526
21	1,90	24,2228	19,6875	24,3957

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 16

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0343	2,7353
3	0,05	0,1363	5,4162
4	0,07	0,3047	8,0428
5	0,10	0,5380	10,6152
6	0,13	0,8350	13,1332
7	0,15	1,1942	15,5968
8	0,17	1,6144	18,0062
9	0,20	2,0941	20,3613
10	0,23	2,6320	22,6620
11	0,25	3,2267	24,9084

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 16

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0965	-3,4650
3	0,11	-0,3763	-6,6671
4	0,16	-0,8251	-9,6063
5	0,22	-1,4282	-12,2826
6	0,28	-2,1713	-14,6961

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



7	0,33	-3,0400	-16,8466
8	0,39	-4,0196	-18,7343
9	0,44	-5,0959	-20,3590
10	0,50	-6,2543	-21,7209
11	0,55	-7,4804	-22,8199

COMBINAZIONE n° 17

Valore della spinta statica	37,0929	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	35,9663	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	9,0721	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,26	[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	35,3100	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	35,9663	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	70,4453	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	33,6748	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	56,0295	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	70,4453	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	35,9663	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,28	[m]
Lunghezza fondazione reagente	0,95	[m]
Risultante in fondazione	79,0956	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	27,05	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	19,9124	[kNm]

APPROVATO SDP

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.66
--	------

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 [MPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

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

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -0,72 Y[m]= 0,54

Raggio del cerchio R[m]= 3,02

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -2,86

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 2,26

Larghezza della striscia dx[m]= 0,20

Coefficiente di sicurezza C= 1.50

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	6,6633	72.55	6,3567	0,0067	29.26	0,000	0,000
2	8,8070	62.54	7,8149	0,0044	29.26	0,000	0,000
3	10,2131	54.93	8,3593	0,0035	29.26	0,000	0,000
4	11,2876	48.61	8,4677	0,0030	29.26	0,000	0,000
5	12,1555	43.00	8,2906	0,0027	29.26	0,000	0,000
6	12,8737	37.88	7,9044	0,0025	29.26	0,000	0,000
7	13,4739	33.09	7,3568	0,0024	29.26	0,000	0,000
8	13,9761	28.56	6,6811	0,0023	29.26	0,000	0,000
9	14,5753	24.21	5,9771	0,0022	29.26	0,000	0,000
10	15,0127	20.01	5,1366	0,0021	29.26	0,000	0,000
11	15,2853	15.92	4,1916	0,0021	29.26	0,000	0,000
12	12,0283	11.91	2,4814	0,0021	29.26	0,000	0,000
13	11,9152	7.95	1,6488	0,0020	29.26	0,000	0,000

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



14	3,8446	4.04	0,2709	0,0020	29.26	0,000	0,000
15	3,6535	0.15	0,0093	0,0020	29.26	0,000	0,000
16	3,5712	-3.75	-0,2334	0,0020	29.26	0,000	0,000
17	3,4873	-7.66	-0,4648	0,0020	29.26	0,000	0,000
18	3,3445	-11.61	-0,6729	0,0021	29.26	0,000	0,000
19	3,1410	-15.61	-0,8453	0,0021	29.26	0,000	0,000
20	2,8734	-19.70	-0,9685	0,0021	29.26	0,000	0,000
21	2,5371	-23.89	-1,0275	0,0022	29.26	0,000	0,000
22	2,1257	-28.23	-1,0053	0,0023	29.26	0,000	0,000
23	1,6304	-32.75	-0,8819	0,0024	29.26	0,000	0,000
24	1,0381	-37.51	-0,6321	0,0025	29.26	0,000	0,000
25	0,3296	-42.60	-0,2231	0,0027	29.26	0,000	0,000

 $\Sigma W_i = 189,8435 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \sin \alpha_i = 73,9925 \text{ [kN]}$
 $\Sigma W_i \tan \phi_i = 106,3439 \text{ [kN]}$
 $\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 4.34$

COMBINAZIONE n° 19

Valore della spinta statica	11,9124	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	11,3610	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	3,5821	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,47 [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	20,9000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95 [m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	11,3610	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	53,4412	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	53,4412	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	11,3610	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,05	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	54,6354	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	12,00	[°]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Momento rispetto al baricentro della fondazione	2,8971	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	478,8496	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,05661	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,03246	[MPa]

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	$i_c = 0,56$	$i_q = 0,57$	$i_\gamma = 0,45$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$N'_c = 30.82$	$N'_q = 21.40$	$N'_\gamma = 15.16$
----------------	----------------	---------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	3.29
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	8.96

APPROVATO SDP

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 19

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0007	0,0212
3	0,19	1,8633	0,0054	0,0847
4	0,28	2,7949	0,0181	0,1907

Società di Progetto
Brebemi SpA



5	0,38	3,7266	0,0429	0,3390
6	0,47	4,6582	0,0839	0,5296
7	0,57	5,5899	0,1449	0,7626
8	0,66	6,5215	0,2301	1,0380
9	0,76	7,4532	0,3435	1,3558
10	0,85	8,3848	0,4890	1,7159
11	0,95	9,3165	0,6708	2,1185
12	1,04	10,2481	0,8929	2,5633
13	1,14	11,1798	1,1592	3,0506
14	1,23	12,1114	1,4738	3,5802
15	1,33	13,0431	1,8408	4,1522
16	1,42	13,9747	2,2641	4,7665
17	1,52	14,9063	2,7478	5,4232
18	1,61	15,8380	3,2959	6,1223
19	1,71	16,7696	3,9124	6,8638
20	1,80	17,7013	4,6013	7,6476
21	1,90	18,6329	5,3667	8,4738

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 19

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0135	1,0750
3	0,05	0,0536	2,1374
4	0,07	0,1202	3,1872
5	0,10	0,2129	4,2244
6	0,13	0,3313	5,2491
7	0,15	0,4752	6,2612
8	0,17	0,6443	7,2607
9	0,20	0,8382	8,2477
10	0,23	1,0566	9,2221
11	0,25	1,2992	10,1839

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 19

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0189	-0,6786
3	0,11	-0,0735	-1,2964
4	0,16	-0,1604	-1,8533
5	0,22	-0,2763	-2,3494
6	0,28	-0,4177	-2,7846
7	0,33	-0,5815	-3,1589
8	0,39	-0,7641	-3,4724
9	0,44	-0,9623	-3,7250
10	0,50	-1,1727	-3,9167
11	0,55	-1,3920	-4,0476

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	20,0344	[kN]		
Componente orizzontale della spinta statica	19,1072	[kN]		
Componente verticale della spinta statica	6,0245	[kN]		
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,32	[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	29,1500	[kN]		
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95	[m]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	19,1072	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	64,1335	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	64,1335	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	19,1072	[kN]

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,11	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	66,9193	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	16,59	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	7,2712	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	318,7229	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,08374	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02315	[MPa]

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	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$$N'_c = 23.76$$

$$N'_q = 16.76$$

$$N'_\gamma = 10.53$$

APPROVATO SDP

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.35
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.97

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 20

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Società di Progetto
Brebemi SpA



Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0166	0,3557
3	0,19	1,8633	0,0689	0,7537
4	0,28	2,7949	0,1611	1,1941
5	0,38	3,7266	0,2971	1,6769
6	0,47	4,6582	0,4811	2,2021
7	0,57	5,5899	0,7169	2,7696
8	0,66	6,5215	1,0086	3,3795
9	0,76	7,4532	1,3603	4,0318
10	0,85	8,3848	1,7760	4,7264
11	0,95	9,3165	2,2597	5,4634
12	1,04	10,2481	2,8154	6,2427
13	1,14	11,1798	3,4471	7,0645
14	1,23	12,1114	4,1590	7,9286
15	1,33	13,0431	4,9549	8,8351
16	1,42	13,9747	5,8390	9,7839
17	1,52	14,9063	6,8152	10,7751
18	1,61	15,8380	7,8876	11,8087
19	1,71	16,7696	9,0602	12,8847
20	1,80	17,7013	10,3370	14,0030
21	1,90	18,6329	11,7221	15,1637

Sollecitazioni fondazione di valle

APPROVATO SDP

Combinazione n° 20

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,03	0,0219	1,7439
3	0,05	0,0869	3,4562
4	0,07	0,1944	5,1369
5	0,10	0,3435	6,7861
6	0,13	0,5335	8,4038

Società di Progetto
Brebemi SpA



7	0,15	0,7634	9,9898
8	0,17	1,0327	11,5444
9	0,20	1,3404	13,0673
10	0,23	1,6858	14,5587
11	0,25	2,0681	16,0186

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 20

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0549	-1,9700
3	0,11	-0,2139	-3,7873
4	0,16	-0,4687	-5,4518
5	0,22	-0,8108	-6,9636
6	0,28	-1,2319	-8,3226
7	0,33	-1,7235	-9,5289
8	0,39	-2,2773	-10,5825
9	0,44	-2,8848	-11,4833
10	0,50	-3,5376	-12,2313
11	0,55	-4,2274	-12,8266

APPROVATO SDP

COMBINAZIONE n° 21

Valore della spinta statica	22,7418	[kN]	
Componente orizzontale della spinta statica	21,6892	[kN]	
Componente verticale della spinta statica	6,8386	[kN]	
Punto d'applicazione della spinta	X = 0,55	[m]	Y = -1,29 [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	31,9000	[kN]	
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,28	[m]	Y = -0,95 [m]

Società di Progetto
Brebemi SpA



Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	21,6892	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	67,6976	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	67,6976	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	21,6892	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,13	[m]
Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Risultante in fondazione	71,0872	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	17,76	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	8,7292	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	284,9895	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	1,20	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	0,09279	[MPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	0,02004	[MPa]

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	$i_c = 0,40$	$i_q = 0,42$	$i_\gamma = 0,28$
Fattori profondità	$d_c = 1,20$	$d_q = 1,13$	$d_\gamma = 1,00$
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.

$N'_c = 22.12$	$N'_q = 15.68$	$N'_\gamma = 9.53$
----------------	----------------	--------------------

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	2.19
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	4.21

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 21

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,09	0,9316	0,0219	0,4672
3	0,19	1,8633	0,0901	0,9767
4	0,28	2,7949	0,2088	1,5286
5	0,38	3,7266	0,3819	2,1229
6	0,47	4,6582	0,6135	2,7596
7	0,57	5,5899	0,9075	3,4386
8	0,66	6,5215	1,2681	4,1600
9	0,76	7,4532	1,6993	4,9237
10	0,85	8,3848	2,2050	5,7299
11	0,95	9,3165	2,7893	6,5784
12	1,04	10,2481	3,4562	7,4692
13	1,14	11,1798	4,2098	8,4025
14	1,23	12,1114	5,0540	9,3781
15	1,33	13,0431	5,9930	10,3960
16	1,42	13,9747	7,0306	11,4564
17	1,52	14,9063	8,1710	12,5591
18	1,61	15,8380	9,4182	13,7042
19	1,71	16,7696	10,7761	14,8916
20	1,80	17,7013	12,2489	16,1214
21	1,90	18,6329	13,8406	17,3936

APPROVATO SDP

Sollecitazioni fondazione di valle

Combinazione n° 21

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000

Società di Progetto
Brebemi SpA



2	0,03	0,0247	1,9668
3	0,05	0,0980	3,8958
4	0,07	0,2191	5,7869
5	0,10	0,3871	7,6400
6	0,13	0,6008	9,4553
7	0,15	0,8595	11,2327
8	0,17	1,1621	12,9722
9	0,20	1,5078	14,6739
10	0,23	1,8955	16,3376
11	0,25	2,3244	17,9635

Sollecitazioni fondazione di monte

Combinazione n° 21

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso valle con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di monte

Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,05	-0,0669	-2,4005
3	0,11	-0,2607	-4,6176
4	0,16	-0,5714	-6,6513
5	0,22	-0,9890	-8,5017
6	0,28	-1,5032	-10,1687
7	0,33	-2,1042	-11,6523
8	0,39	-2,7816	-12,9525
9	0,44	-3,5256	-14,0694
10	0,50	-4,3259	-15,0029
11	0,55	-5,1725	-15,7530


APPROVATO SDP

9.7.2 Verifiche strutturali

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni per Combinazioni di carico risultate più critiche.

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 103 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	----------------------

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche sono condotte agli Stati Limite Ultimi ed agli Stati Limite di Esercizio di seguito riportati.

Agli Stati Limite Ultimi:

- Resistenza a sforzo normale e flessione (paragrafo 4.1.2.1.2 NTC);
- Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti (paragrafo 4.1.2.1.3 NTC).

Agli Stati Limite di Esercizio:

- Verifica di fessurazione (paragrafo 4.1.2.2.4);
- Verifica delle tensioni in esercizio (paragrafo 4.1.2.2.5).

Criteri di verifica

Resistenza a sforzo normale e flessione

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- Conservazione delle sezioni piane,
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione "parabola-rettangolo" per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed},$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;

N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione;

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Verifiche allo stato limite ultimo per taglio

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).


Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

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

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 104 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	----------------------

dove:

V_{Rd} è il valore di calcolo della resistenza a taglio,

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

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

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

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

$$u_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

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

ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

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

Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

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

dove:

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

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg } \vartheta.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} \text{ctg } \vartheta (1 + \text{ctg}^2 \vartheta).$$

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

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

dove:


d è l'altezza utile della sezione,

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 105 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	----------------------

b_w è la larghezza minima della sezione,
 A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,
 s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,
 f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,
 α_{cp} è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

Verifiche allo stato limite di fessurazione

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

- Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

- Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm},$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm},$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}.$$

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le combinazioni di riferimento sono:

- le combinazioni Quasi Permanenti,
- le combinazioni Frequenti.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Perquanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario, si considerano poco sensibili.

Società Registrata
Brebemi SpA

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

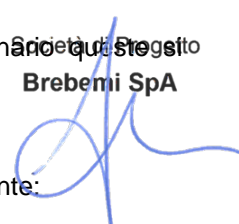


Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

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	$\leq w_1$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione (“a” nell’elenco precedente) e di formazione delle fessure (“b”), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

w_m rappresenta l’ampiezza media delle fessure.

L’ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura ϵ_{sm} per la distanza tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di ϵ_{sm} ed Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

$$w_d = \epsilon_{sm} \Delta_{smax}$$

dove:

Δ_{smax} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ϵ_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\epsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s / E_s,$$

dove:

σ_s è la tensione nell’armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

$A_{c,eff}$ è l’area efficace di calcestruzzo teso attorno all’armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente).

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente, k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.

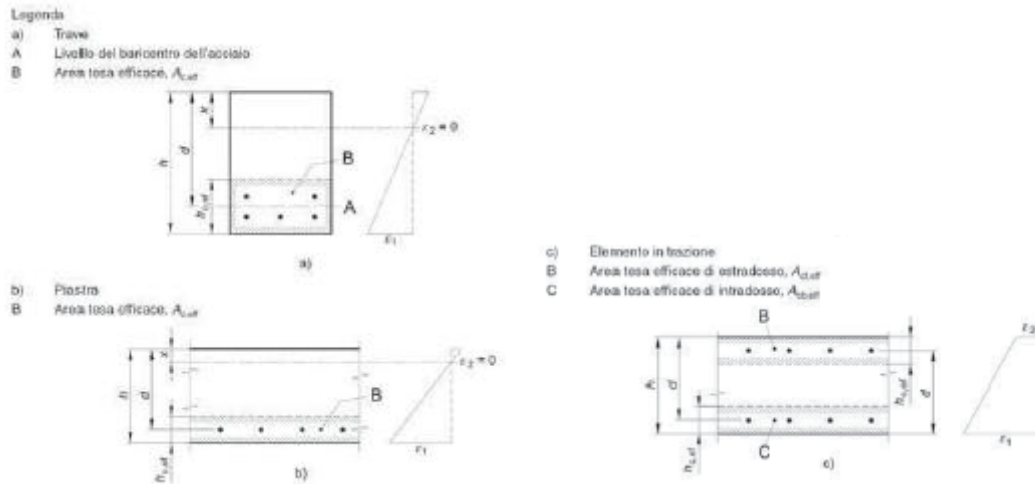


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi / \rho_{eff}$$

dove:

ϕ è il diametro delle barre.

Se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente ϕ_{eq} .

c è il ricoprimento delle barre di armatura,

k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,

k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,

k_3 assume il valore fisso di 3.4,

k_4 assume il valore fisso di 0.425.


La massima apertura ammissibile risulta rispettivamente per le strutture in ambiente aggressivo per strutture ordinarie ed armature poco sensibili:

- combinazione di carico frequente $w_k < 0.30\text{mm}$;
- combinazione di carico quasi permanente $w_k < 0.20\text{mm}$.

Verifiche delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

	Doc. N.	CODIFICA DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	65668-IDAY7-A00.docx	04RCEI11DAY7000000100	A00	108 di 114

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

Verifica sezione

In questo paragrafo si eseguono le verifiche strutturali sia sulla sezione tipica del paramento sia sulla sezione tipica della fondazione.

Per il paramento si considera una sezione:

Larghezza b (cm)	100.00
Altezza h (cm)	40.00
Armatura Compresa (cm^2)	$\Phi 12/20$
	5.65
Armatura Tesa (cm^2)	$\Phi 12/20$
	5.65

Riepilogo sollecitazioni sul paramento:

	al metro
M_{max}	19.69 kNm
T_{max}	24.40 kN
M_{max} SLE-Rara	13.84 kNm
M_{max} SLE-Frequente	11.72 kNm
M_{max} SLE-QuasiPermanente	5.37 kNm

Verifica a flessione

Titolo: _____

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	6,5
			2	5,65	33,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N Ed: kN
M xEd: kNm
M yEd: kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd: kNm

Materiali

B450C C32/40

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} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 35,54 %
d 33,5 cm
x 3,004 x/d 0,08966
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione: Retta Devia

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

Precompresso

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Verifica delle tensioni di esercizio RARA

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	40	1	5,65	6,5
			2	5,65	33,5

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{Ed} 19,69 13,84 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su} 67,5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 E_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333 ‰
 τ_{c1} 2,114 ‰

σ_c -1,31 N/mm²
 σ_s 78,44 N/mm²
 ε_s 0,3922 ‰
 d 33,5 cm
 x 6,712 x/d 0,2004
 δ 0,7

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Verifica a taglio

V _{sdu}	24.4	kN
M _{sdu}	-	kNm
N _{sdu}	0	kN
R _{ck}	40	N/mm ²
f _{ck}	32	N/mm ²
g _c =	1.5	
f _{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	33.50	cm
Asl	5.65	cm ²
c	6.50	cm
a	90	gradi
a	1.57	rad
q	21.80	gradi
ctgq	2.50	
q imposto	21.80	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f _{cd}	18.133	N/mm ²
f _{ctd0,05}	1.356	N/mm ²
f _{yd}	391.304	N/mm ²
scp	0.0000	N/mm ²

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA

verifica senza armatura resistente a taglio


 V_{Rd} 124.998 kN

Verifica a fessurazione – SLE Frequente

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	n0 =	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	ninf =	19	
Classe cls	f _{ck} =	32	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	E _s =	2.10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls t=0	E _{cm0} =	3.33E+04	N/mm ²
Modulo elastico cls t=inf	E _{cm-inf} =	1.11E+04	N/mm ²
Caratteristiche della sezione			
Altezza	h =	40	cm
Larghezza	B =	100	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	6.50	cm
Area acciaio teso	A _s =	5.65	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	F =	1.2	cm
Diametro medio equivalente	Fm =	1.2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			
Tensione media barre (l'intera area in A)	s _{sm} =	66.42	N/mm ²
Asse neutro	x =	6.71	cm
Altezza utile	d =	33.50	cm
Deformazione lembo inferiore	e ₁ =	3.93E-04	
Deformazione lembo superiore	e ₂ =	0.00	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	s =	20.0	cm
Coefficiente k ₂	k ₂ =	0.50	
Coefficiente k ₃	k ₃ =	3.400	
Larghezza efficace	b _{eff} =	100.0	cm
Altezza efficace	hc _{,eff} =	11.1	cm
Area efficace	A _{ceff} =	1109.6	cm ²
Area armature poste in A _{ceff}	A _s =	5.65	cm ²
Distanza massima fra due fessure	D _{smax} =	53.63	cm
Coefficiente kt	kt =	0.4	
Coefficiente k ₁	k ₁ =	0.8	

APPROVATO SDP

 Società di Progetto
Brebemi SpA


	Doc. N. 65668-IDAY7-A00.docx	CODIFICA DOCUMENTO 04RCEI11DAY7000000100	REV. A00	FOGLIO 111 di 114
--	---------------------------------	---	-------------	----------------------

Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	1.90E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.102	mm

Verifica a fessurazione – SLE Quasi Permanente

Essendo la verifica a SLE frequente verificata con $w < 0.2\text{mm}$ la verifica nel caso di SLE quasi permanente è automaticamente soddisfatta.

Per le verifiche della fondazione si considera invece una sezione:

Larghezza b (cm)	100.00
Altezza h (cm)	30.00
Armatura Compresa (cm^2)	$\Phi 12/20$
	5.65
Armatura Tesa (cm^2)	$\Phi 12/20$
	5.65

Riepilogo sollecitazioni sulla fondazione:

	al metro
M_{max}	9.46 kNm
T_{max}	29.69 kN
M_{max} SLE-Rara	5.17 kNm
M_{max} SLE-Frequente	4.23 kNm
M_{max} SLE-QuasiPermanente	1.39 kNm

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Verifica a flessione

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5,65	6,5
			2	5,65	23,5

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

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

Tipologia Flessione:
 Retta Deviate

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali:

B450C		C32/40	
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}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

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

Tipologia rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kNm

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica delle tensioni di esercizio RARA

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	30	1	5,65	6,5
			2	5,65	23,5

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

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

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali:

B450C		C32/40	
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}	18,13
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	12,25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,7333
		τ _{c1}	2,114

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

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

APPROVATO SDP

Verifica a taglio

V _{sdu}	29.69	kN
M _{sdu}	-	kNm

Società di Progetto
Brebemi SpA

N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	40	N/mm ²
f_{ck}	32	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	23.50	cm
Asl	5.65	cm ²
c	6.50	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	0	cm
f_{cd}	18.133	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.356	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	107.028	kN

Verifica a fessurazione – SLE Frequente

Caratteristiche dei materiali			
Coefficiente di omogeneizzazione t=0	$n_0 =$	6	
Coefficiente di omogeneizzazione t=inf	$n_{inf} =$	19	
Classe cls	$f_{ck} =$	32	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2.10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls t=0	$E_{cm0} =$	3.33E+04	N/mm ²
Modulo elastico cls t=inf	$E_{cm-inf} =$	1.11E+04	N/mm ²
Caratteristiche della sezione			
Altezza	$h =$	40	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$cb =$	6.50	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	5.65	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	4.0	cm
Diametro massimo barre tese	$F =$	1.2	cm
Diametro medio equivalente	$F_m =$	1.2	cm
Sezione fessurata: apertura fessure			

APPROVATO SDP

Società di Progetto
Brebemi SpA



Tensione media barre (l'intera area in A)	$s_{sm} =$	34.27	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	5.64	cm
Altezza utile	$d =$	33.50	cm
Deformazione lembo inferiore	$e_1 =$	2.01E-04	
Deformazione lembo superiore	$e_2 =$	0.00	
Distanza media fra due fessure attigue			
Distanza media barre	$s =$	20.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	11.5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	1145.5	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5.65	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	54.92	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	9.79E-05	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.054	mm

Verifica a fessurazione – SLE Quasi Permanente

Essendo la verifica a SLE frequente verificata con $w < 0.2\text{mm}$ la verifica nel caso di SLE quasi permanente è automaticamente soddisfatta.

APPROVATO SDR