

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:	PROGETTISTA:	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	Ing. Gaetano USAI	Ing. Piergiorgio GRASSO
		Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche 

## PROGETTO ESECUTIVO

### ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE

Muro di sostegno in sx (B.D.) dal km 18+364 al km 18+636

Muro di sostegno: Relazione di calcolo

APPALTATORE		SCALA:
IMPRESA PIZZAROTTI & C. s.p.a. Dott. Ing. Sabino Del Balzo L. DIRETTORE TECNICO Ing. Sabino DEL BALZO  24/02/2020		-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I F 2 6	1 2	E	Z Z	CL	R I 0 5 0 5	0 0 3	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	G. Liporace	24/02/2020	A. Tagliaferri	24/02/2020	P. Grasso	24/02/2020	 24/02/2020

File: IF26.1.2.E.ZZ.CL.RI.05.0.5.003.A.doc

n. Elab.:

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>2 di 87</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	2 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	2 di 87								

## Indice

<b>1. GENERALITA'</b> .....	<b>5</b>
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	5
<b>2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>7</b>
2.1 ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	7
<b>3. MATERIALI</b> .....	<b>8</b>
3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI .....	8
3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C32/40).....	10
3.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C28/35).....	11
3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C25/30).....	13
3.5 CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15) .....	14
3.6 ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C) .....	15
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>16</b>
4.1 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO .....	16
<b>5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO</b> .....	<b>17</b>
5.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO .....	17
5.2 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA .....	18
5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA .....	19
<b>6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI</b> .....	<b>19</b>
6.1 VERIFICHE ALLO SLU.....	19
6.1.1 PRESSOFLESSIONE .....	19
6.1.2 TAGLIO .....	20
6.2 VERIFICA SLE .....	22
6.2.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI .....	22
6.2.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE .....	22
<b>7. ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>23</b>
7.1 PESO PROPRIO .....	23

<b>7.2</b>	<b>SOVRACCARICO ACCIDENTALE</b>	<b>23</b>
<b>7.3</b>	<b>AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI (COND. DI CARICO 7)</b>	<b>24</b>
7.3.1	AZIONE DEL VENTO	24
7.3.2	EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI TRENI	26
7.3.3	AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI	26
<b>8.</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>29</b>
<b>9.</b>	<b>CRITERI GENERALI DI VERIFICA</b>	<b>31</b>
9.1	VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE	31
9.1.1	VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO	31
9.1.2	VERIFICHE A RIBALTAMENTO	31
9.1.3	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE)	32
9.2	CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE	35
9.2.1	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI	36
9.2.2	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI	38
9.2.3	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	42
9.2.4	VERIFICHE IN FASE SISMICA	44
<b>10.</b>	<b>RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURO</b>	<b>45</b>
10.1	MURO H=4.0M	45
10.1.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	45
10.1.2	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	45
10.2	MURO H=4.5M	47
10.2.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	47
10.2.2	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	47
10.2.3	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	49
10.2.4	ARMATURE	49
10.2.5	VERIFICHE STRUTTURALI PER PARAMENTO E FONDAZIONE	50
10.2.6	VERIFICHE STRUTTURALI PALI	50
<b>11.</b>	<b>INCIDENZA ARMATURE</b>	<b>52</b>
<b>12.</b>	<b>ALLEGATO A: VERIFICHE DEL MURO H = 4.5M</b>	<b>53</b>
12.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MURO – SLU/SLV	55
12.2	VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO – SLU/SLV	61

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	4 di 87

<b>12.3</b>	<b>VERIFICHE DEL MURO A FESSURAZIONE – COMBINAZIONE RARA.....</b>	<b>64</b>
<b>12.3.1</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI .....</b>	<b>66</b>
<b>13.</b>	<b>ALLEGATO A: VERIFICHE DEL MURO H = 4.0M .....</b>	<b>71</b>
<b>13.1</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MURO – SLU/SLV .....</b>	<b>74</b>
<b>13.2</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO – SLU/SLV .....</b>	<b>82</b>
<b>13.3</b>	<b>VERIFICHE DEL MURO A FESSURAZIONE – COMBINAZIONE RARA.....</b>	<b>85</b>

## 1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto esecutivo del Raddoppio dell'Itinerario Ferroviario Napoli-Bari nella Tratta Cancello-Benevento/ 2° Lotto Funzionale Frasso Telesino – Vitulano.

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento ai muri di sostegno in c.a previsti sull'asse principale del tracciato di progetto in corrispondenza delle pk. 18+364.55 – 18+636.55.

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere in questione presentano le principali caratteristiche geometriche riassunte nella tabella seguente (per maggiori dettagli ed una descrizione più completa delle opere si rimanda agli elaborati grafici di progetto):

Pk (m)	Hparam [m]	Tipo	FONDAZIONE		PALI					BARRIERA ANTIRUMORE (tipo)	SEZ TIPO
			h [m]	Lf [m]	Disp. Pali	n°pali trasv.	itrav [m]	ilong [m]	D [m]		
18+364 - 18+636 (BINARIO DISPARI SX)	4.00	A gradoni	1.00	4.00	NON PREVISTI					H4	TIPO BA 4.5
	4.50	A mensola	0.80	4.50	Allineati	2	2.40	2.40	0.80	H4	TIPO BA 4

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche muri di sostegno.

Di seguitosi riportano alcune immagini rappresentative delle opere. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di riferimento:

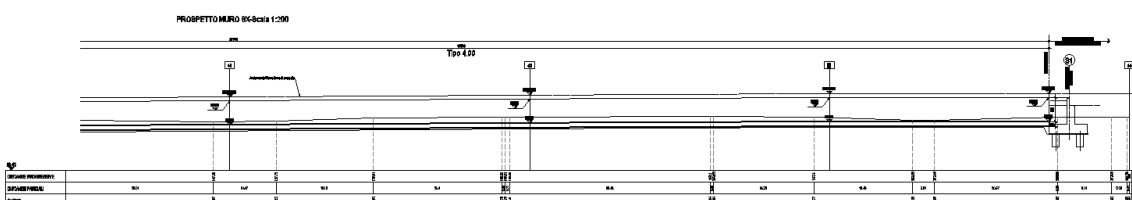
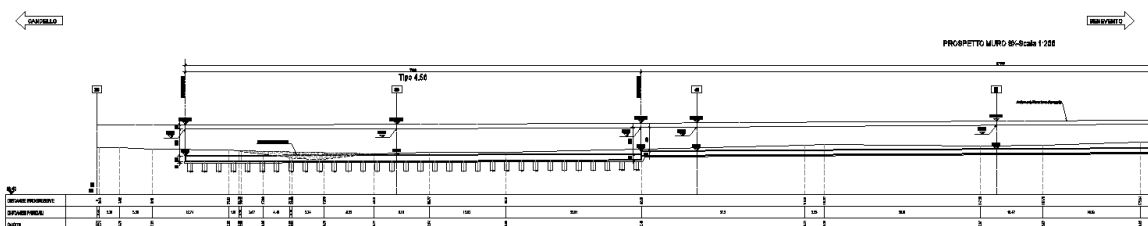


Figura 1 – Prospetto

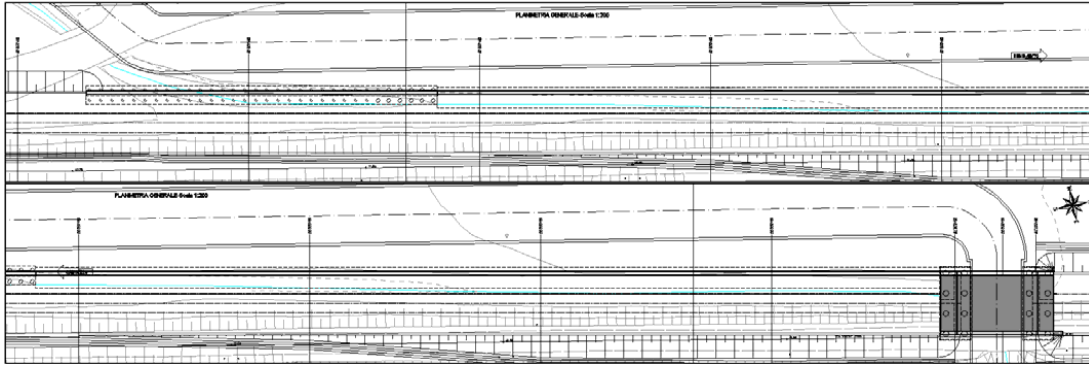


Figura 2 – Pianta Fondazioni

SEZIONI-Scala 1:200

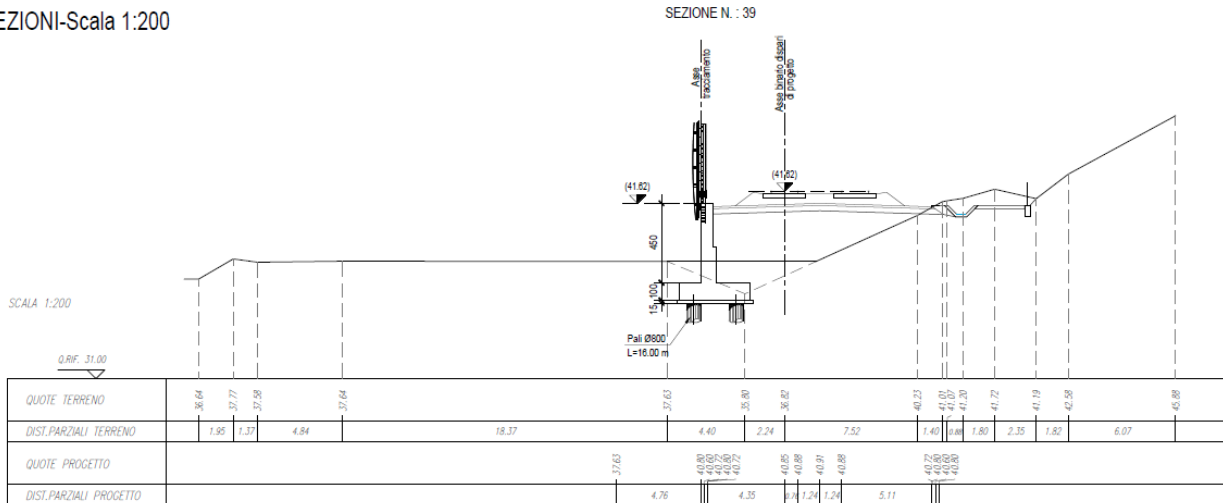


Figura 3 – Sezione trasversale tipo 1

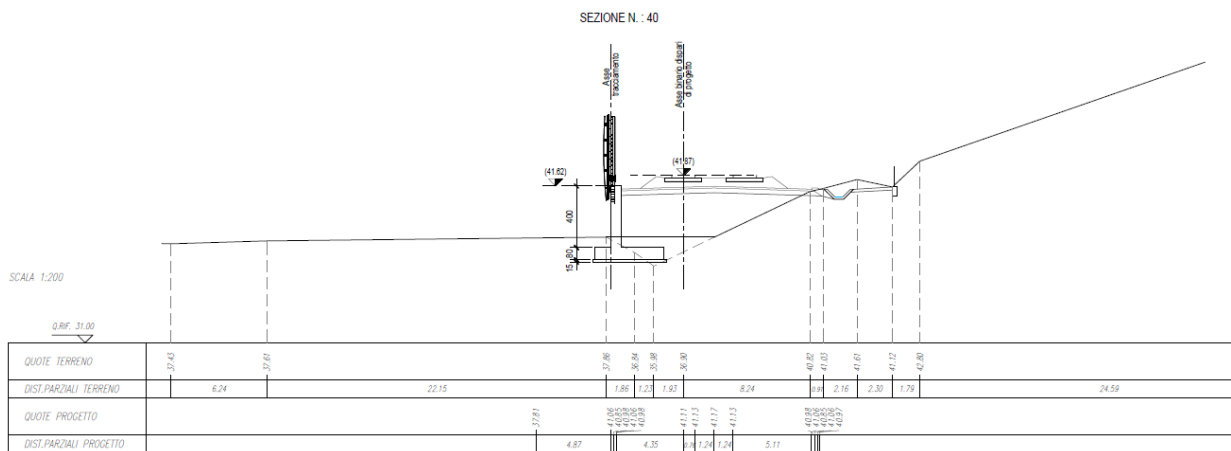


Figura 4 – Sezione trasversale tipo 2

Nel seguito della presente relazione è affrontato il dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere definite in precedenza.

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0505 003	REV. A	FOGLIO 7 di 87

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Di seguito si riporta l'elenco generale delle Normative Nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento, quale riferimento per la redazione degli elaborati tecnici e/o di calcolo dell'intero progetto nell'ambito della quale si inserisce l'opera oggetto della presente relazione:

Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»

Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 1 / Ambiente e Geologia (RFI DTC SI AG MA IFS 001 A – rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture ( RFI DTC SI PS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016 )

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 5 / Prescrizioni per i Marciapiedi e le Pensiline delle Stazioni Ferroviarie a servizio dei Viaggiatori (RFI DTC SI CS MA IFS 002 A– rev 30/12/2016)

Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 6 / Sagome e Profilo minimo degli ostacoli (RFI DTC SI CS MA IFS 003 A– rev 30/12/2016)

Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell'Unione europea Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)

UNI 11104: Calcestruzzo : Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

### 2.1 ELABORATI DI RIFERIMENTO

- [DC1]. IF2612EZZP9RI0505003A - Muri di sostegno - Planimetria generale e sezioni
- [DC2]. IF2612EZZP9RI0505004A - Muri di sostegno - Pianta fondazioni e prospetto
- [DC3]. IF2612EZZP9RI0505006A - Muri di sostegno - Pianta scavi

### 3. MATERIALI

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle strutture oggetto di calcolo nell'ambito del presente documento:

#### 3.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI EN 206-1-2006, si definiscono di seguito le classe di esposizione del calcestruzzo delle diversi parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

- Soletta di Fondazione: XC2;
- Elevazioni: XC4;
- Pali di fondazione: XC2.

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
1	X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici, tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad estrazione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel coprire o nel ricopimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
5 a	XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparatte dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
<b>3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare</b>						
5 a	XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	

Classe esposizione norma UNI 9658	Classe esposizione norma UNI 11104 UNI EN 206-1	Descrizione dell'ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>						
4 a 5 b	XS1	Esposto alle condizioni marine ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
	XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle maree.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battaglia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
<b>5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *</b>						
2 b	XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
3	XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
2 b	XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
3	XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0
<b>6 Attacco chimico**</b>						
5 a	XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contentori di fanghi e vasche di decantazione. Contentori e vasche per acque reflue.	0,55	C 28/35	
4 a 5 b	XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.	0,50	C 32/40	
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.	0,45	C 35/45	
*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione; - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.						
**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.						

Classi di esposizione secondo norma UNI – EN 206-2006



La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati, di cui ai successivi paragrafi, sono state inoltre determinate tenendo conto delle classi minime stabilite dalla stessa norma UNI-EN 11104, di cui alla successiva tabella:

5.

prospetto 4 Valori limiti per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico			
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti			XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto $a/c$	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza <sup>1)</sup>	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	32/40	25/30	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360				
Contenuto minimo in aria (%)														3,0 <sup>a)</sup>					
Altri requisiti														Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati <sup>b)</sup>				

<sup>1)</sup> Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.  
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.  
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI – 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n.617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Fondazione ed elevazione: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm.

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	10 di 87

### 3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C32/40)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 33.2 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 41.2 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 3.10 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.17 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctfm} = 3.7 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.6 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 18.8 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd f} = 1.74 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 33643 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 14018 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	11 di 87

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$h = 1.00$$

$$f_{bd} = 3.25 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_c)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{cmax} \text{ QP} = (0,40 f_{ck}) = 13.28 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax} \text{ R} = (0,55 f_{ck}) = 18.26 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

### 3.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 29.1 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 37.1 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1.98 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.4 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.4 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 16.5 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$$

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	12 di 87

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.32 \text{ MPa} \quad (f_{ctk\ 0,05} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd\ f} = 1.59 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 32588 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13578 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = 2.98 \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_c)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{cmax\ QP} = (0,40 f_{ck}) = 11.62 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{cmax\ R} = (0,55 f_{ck}) = 15.98 \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	13 di 87

### 3.4 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C25/30)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = 24.9 \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 32.9 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Resistenza a trazione assiale:

$$f_{ctm} = 2.56 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 1.79 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Resistenza a trazione per flessione:

$$f_{ctm} = 3.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore medio}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2.1 \text{ MPa} \quad \text{Valore caratteristico frattile 5\%}$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

$$f_{cd} = 14.1 \text{ MPa} \quad (0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.19 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0,05} / \gamma_c)$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

$$f_{ctd} = 1.43 \text{ MPa} \quad 1,2 \cdot f_{ctd}$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valore va ridotto del 20%

Modulo di elasticità normale :

$$E_{cm} = 31447 \text{ MPa}$$

Modulo di elasticità tangenziale:

$$G_{cm} = 13103 \text{ MPa}$$

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI  RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>14 di 87</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	14 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	14 di 87								

Coefficiente di dilatazione lineare

$$\alpha = \boxed{0.00001} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$$

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

$$f_{bd} = \boxed{2.69} \text{ MPa} \quad (2,25 \cdot f_{ctk} \cdot \eta / \gamma_c)$$

Nel caso di armature molto addensate, o ancoraggi in zona tesa tale valore va diviso per 1,5

Tensioni massime per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{\text{max QP}} = (0,40 f_{ck}) = \boxed{9.96} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Quasi Permanente})$$

$$\sigma_{\text{max R}} = (0,55 f_{ck}) = \boxed{13.70} \text{ MPa} \quad (\text{Combinazione di Carico Caratteristica - Rara})$$

Per spessori minori di 50mm e calcestruzzi ordinari, tale valori vanno ridotti del 20%

### 3.5 CALCESTRUZZO MAGRO PER GETTI DI LIVELLAMENTO/SOTTOFONDAZIONI (C12/15)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

$$R_{ck} = \boxed{15} \text{ MPa}$$

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

$$f_{ck} = \boxed{12.5} \text{ MPa} \quad (0,83 \cdot R_{ck})$$

Resistenza a compressione cilindrica media:

$$f_{cm} = 20.5 \text{ MPa} \quad (f_{ck} + 8)$$

Si omettono resistenze e/o tensioni di calcolo, essendo tale conglomerato previsto per parti d'opera senza funzioni strutturali.

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	15 di 87

### 3.6 ACCIAIO IN BARRE D'ARMATURA PER C.A. (B450C)

Tensione caratteristica di rottura:

$$f_{tk} = \boxed{540} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Tensione caratteristica allo snervamento:

$$f_{yk} = \boxed{450} \text{ MPa (frattile al 5\%)}$$

Fattore di sovraresistenza (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$k = f_{tk}/f_{yk} = \boxed{1.20} \text{ MPa}$$

Allungamento a rottura (nel caso di impiego di legame costitutivo tipo bilineare con incrudimento)

$$(Agt)k = \varepsilon_{uk} = \boxed{7.5} \%$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk} = \boxed{6.75} \%$$

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_s = 1.15$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1,0

Resistenza di calcolo allo SLU:

$$f_{yd} = \boxed{391.3} \text{ MPa (} f_{yk}/\gamma_s \text{)}$$

Modulo di elasticità :

$$E_f = \boxed{210000} \text{ MPa}$$

Tensione massima per la verifica agli SLE (Prescrizioni Manuale RFI Parte 2-Sezione 2)

$$\sigma_{s \max} = (0,75 f_{yk}) = \boxed{360} \text{ MPa} \quad \text{Combinazione di Carico} \\ \text{Caratteristica(Rara)}$$

## 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'opera in esame ricade tra le chilometriche 18+364.55 – 18+636.55 del tracciato di progetto dell'Asse Principale, nell'ambito del 1° Lotto Funzionale Frasso-Telese.

### 4.1 MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO

Lo schema geotecnico di riferimento per l'opera in oggetto fa riferimento alla Relazione Geotecnica Generale di linea delle opere all'aperto (elaborato IF2612EZZRBGE0001001).

Di seguito si riassumono i parametri di resistenza e la stratigrafia di progetto per le formazioni interagenti con le opere.

Il livello di falda è stato assunto ad una profondità di 10.0 m dal p.c..

**Tabella 1: Stratigrafia e parametri geotecnici di riferimento**

Unità geotecnica	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	c [kPa]	cu [kPa]	$\phi'$ [°]	Profondità
Rilevato ferroviario	20.0	0		38	-
ba2	19	0		33	0-2
ba3	19	5		25	2-6
TGC2	18.5	0		34	6-11
MDL3	20	15	200	25	11-19



## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

L'opera in questione rientra in particolare nell'ambito del Progetto di Raddoppio della tratta Ferroviaria Frasso Telesino – Telese.

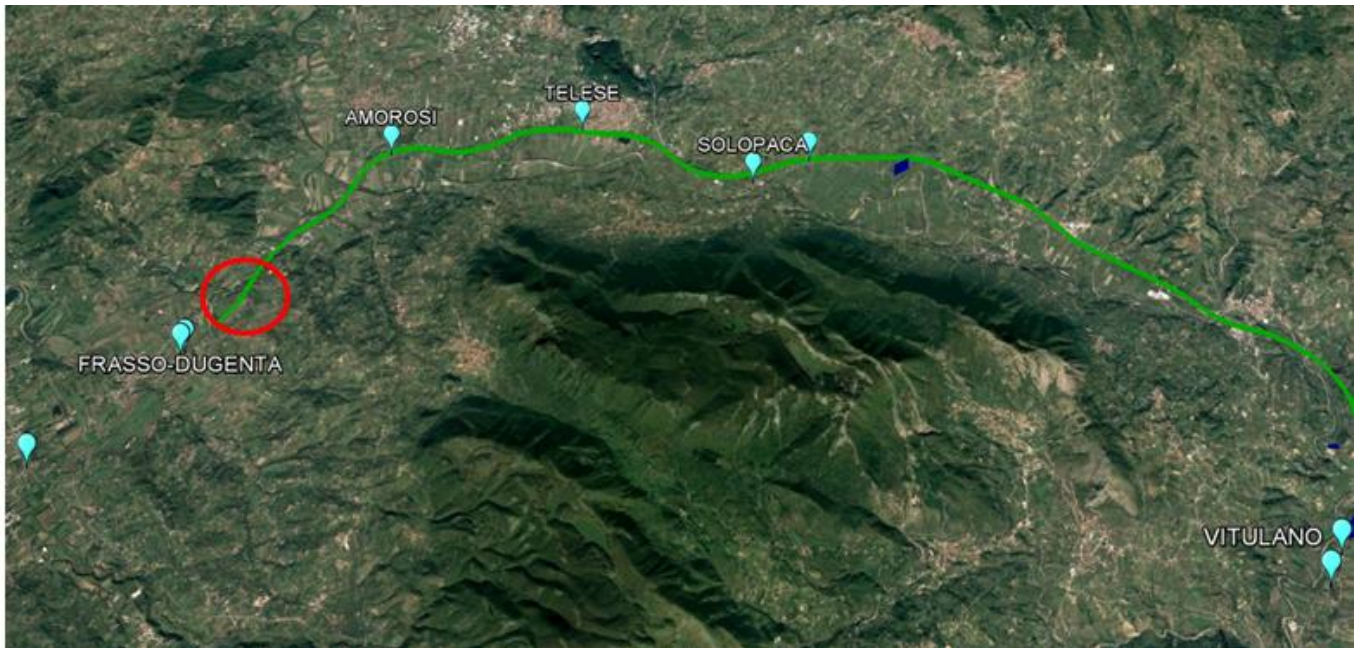


Figura 5 – Configurazione planimetrica tracciato

Nella fattispecie, l'opera ricade tra i comuni di Frasso Dugenta e Amorosi. Nei riguardi della valutazione delle azioni sismiche di progetto, si è fatto riferimento ai parametri di pericolosità relativi alle seguenti coordinate.

Latitudine: 41.167054°;

Longitudine: 14.466455°.

### 5.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale ( $V_N$ ), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso ( $C_U$ )

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale:  $V_N = 75$  anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità  $V < 250$  Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II):  $C_U = 1.5$ .

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$  anni

## 5.2 PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 14-01-2008, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica /  $V_R$ ) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, si ottiene per il sito in esame:

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	68	0.074	2.429	0.326
SLD	113	0.093	2.452	0.344
SLV	1068	0.243	2.401	0.427
SLC	2193	0.318	2.414	0.440

Tabella di riepilogo Parametri di pericolosità sismica

### 5.3 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA

Le Categoria di Sottosuolo e le Condizioni Topografiche sono valutate come descritte al punto 3.2.2 del DM 14.01.08. Per il caso in esame, come riportato all'interno della relazione geotecnica e di calcolo del lotto in esame (lotto1), risulta una categoria di sottosuolo di **tipo C** e una classe Topografica **T1**.

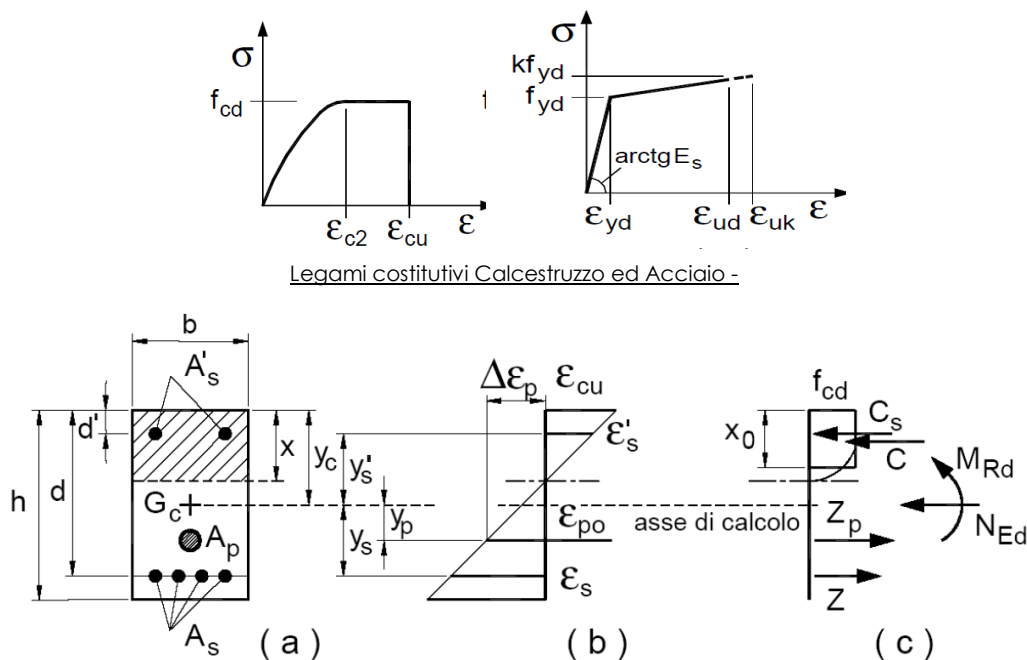
## 6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al punto 4.1.2 del DM 14.01.08.

### 6.1 VERIFICHE ALLO SLU

#### 6.1.1 PRESSOFLESSIONE

La determinazione della capacità resistente a flessione/pressoflessione della generica sezione, viene effettuata con i criteri di cui al punto 4.1.2.1.2.4 delle NTC08, secondo quanto riportato schematicamente nelle figure seguito, tenendo conto dei valori delle resistenze e deformazioni di calcolo riportate al paragrafo dedicato alle caratteristiche dei materiali:



La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	20 di 87

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

dove

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

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

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

### 6.1.2 TAGLIO

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  della membratura priva di armatura specifica risulta pari a:

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

Dove:

$$v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

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

$$\rho_1 = A_{sw} / (b_w \cdot d)$$

$d$  = altezza utile per piedritti soletta superiore ed inferiore;

$b_w$  = 1000 mm larghezza utile della sezione ai fini del taglio.

In presenza di armatura, invece, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  è il minimo tra la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  e la resistenza a taglio compressione  $V_{Rcd}$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

Essendo:

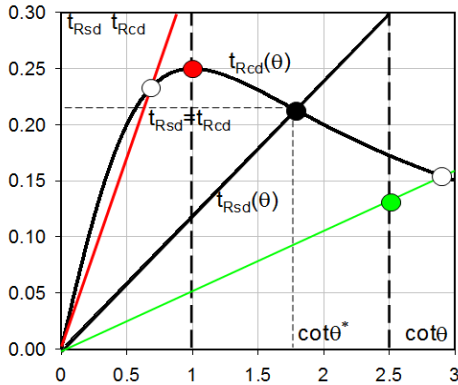
$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto al punto 4.1.2.1.3 delle NTC08, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \text{ctg} \theta \leq 2.5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21.8^\circ$$

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	21 di 87



- Se la  $\cot\theta^*$  è maggiore di 2,5 la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rsd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali valutabile per una  $\cot\theta = 2,5$ .
- Se la  $\cot\theta^*$  è minore di 1,0 la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd})$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una  $\cot\theta = 1,0$ .
- Se la  $\cot\theta^*$  è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente  $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$

L'angolo effettivo di inclinazione delle bielle ( $\theta$ ) assunto nelle verifiche è stato in particolare valutato, nell'ambito di un problema di verifica, tenendo conto di quanto di seguito indicato :

$$\cot\theta^* = \sqrt{\frac{v \cdot \alpha_c}{\omega_{sw}} - 1}$$

(  $\theta^*$  angolo di inclinazione delle bielle cui corrisponde la crisi contemporanea di bielle compresse ed armature)

dove

$$v = f'_{cd} / f_{cd} = 0.5$$

$f'_{cd}$  = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima

$f_{cd}$  = resistenza a compressione di calcolo del calcestruzzo d'anima

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

$\omega_{sw}$  : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

$$\omega_{sw} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{b s f_{cd}}$$

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>22 di 87</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	22 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	22 di 87								

## 6.2 VERIFICA SLE

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

### 6.2.1 VERIFICHE ALLE TENSIONI

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento " Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 30-12-16 ", ovvero:

#### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$

### 6.2.2 VERIFICHE A FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione consiste nel controllo dell'ampiezza massima delle fessure per le combinazioni di carico di esercizio i cui valori limite sono stabiliti, nell'ambito del progetto di opere ferroviarie, nel documento RFI DTC SICS MA IFS 001 A – 2.5.1.8.3.2.4 (Manuale di progettazione delle opere civili del 30/12/2016).

In particolare l'apertura convenzionale delle fessure  $\delta_f$  dovrà rispettare i seguenti limiti:

- $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per tutte le strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive (così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008 – Tab 4.1.III), per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite  $w_2=0.30 \text{ mm}$  sia per le parti in elevazione che per quelle in fondazione, in quanto in entrambi i casi trattasi di strutture a permanente contatto col terreno.



  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>23 di 87</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	23 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	23 di 87								

## 7. ANALISI DEI CARICHI

### 7.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio delle strutture è determinato automaticamente dal programma di calcolo, avendo considerato un peso dell'unità di volume del c.a.  $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$ .

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità globale invece, si considera un sovraccarico permanente dovuto alla sovrastruttura ferroviaria (ballast+armamento) valutato come segue.

PESO SOVRASTRUTTURA FERROVIARIA			
$\gamma_b =$	18 $\text{KN/m}^3$		(peso specifico ballast)
$H_m =$	0.8 m		(altezza ballast)
$*Q_{eq} =$	14.4 $\text{KN/m}^2$		(carico equivalente terreno a tergo paratia)
<i>*Applicato ad intradosso ballast</i>			

Infine per tener in conto della presenza della barriera antirumore di tipo H4 è stato aggiunto in corrispondenza della testa del muro una forza verticale concentrata valutata a partire da un peso della barriera a metro lineare di 4  $\text{KN/m}$ :

BARRIERA ANTIRUMORE TIPOLOGIA H4			
$h_d =$	4.44 m		Altezza acustica da P.F
$d =$	-1.1 m		Distanza testa muro(fond.barriera) da P.F
$H_{eff,b} =$	5.5 m		Altezza effettiva Elemento barriera
$G_b =$	4 $\text{KN/m}^2$		(peso barriera a metro quadro)
$*F_{w,v} =$	22.5 $\text{KN/m}^2$		(peso barriera)
<i>*Applicato a testa muro</i>			

### 7.2 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Come indicato nel MdP RFI (documento RFI DTC SI CS MA IFS 001 C § 3.8.1.3.2.2), per le verifiche del corpo ferroviario si considera il carico dovuto al treno SW/2; tale carico va ripartito ipotizzando una larghezza di distribuzione dei carichi ferroviari al livello del piano di regolamento pari alla larghezza della traversa più la larghezza dovuta alla diffusione del carico all'interno del ballast. Quest'ultima può essere assunta pari a 45° su un'altezza di 40 cm, senza tenere conto della presenza o meno di curve.

CARICO VARIABILE DA TRAFFICO FERROVIARIO "TRENO SW2"			
$q_{sw2} =$	150 $\text{KN/m}$		(RFI DTC SI CS MA IFS 001 C par. 3.8.1.3.2.2)
$\alpha =$	1		(coefficiente di adattamento)
$\Phi_2 =$	1		(coefficiente di incremento dinamico)
$L_t =$	2.4 m		(larghezza traversina)
$L_d =$	3.20 m	$(L_t+2*0.4)$	(larghezza di diffusione del carico nel ballast+rilevato)
			(RFI DTC SI CS MA IFS 001 C par. 3.8.1.3.2.1)
$*Q_{sw2} =$	46.9 $\text{KN/m}^2$		(sovraccarico ferroviario)
<i>*Applicato ad intradosso ballast</i>			

In condizioni sismiche tale sovraccarico viene considerato con un coefficiente di combinazione  $\psi_2=0.2$ .

## 7.3 AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI (COND. DI CARICO 7)

### 7.3.1 AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni  $p$  (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

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

La pressione cinetica di riferimento  $q_b$  in ( $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove  $\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

Il coefficiente d'esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione ( $k_r, z_0, z_{min}$ ).

Il valore di  $c_e$  può essere ricavato mediante la relazione:

- $c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$  per  $z > z_{min}$
- $c_e(z) = c_e(z_{min})$  per  $z < z_{min}$

Nel caso in esame abbiamo con riferimento ad una altezza  $z$  dal suolo valutata cautelativamente pari a 20m si ha:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	27	500	0.02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			70
$T_R$ (Tempo di ritorno)			75
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			27.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.02346
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27.633

$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b c_e c_p c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)





Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	25 di 87

Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	477.25
--------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5  
\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
3	D	70

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$c_t$
III	0.2	0.1	5	1

$z$ [m]	$C_e$
$z \leq 5$	1.708
$z = 20$	2.606
$z = 20$	2.606

$C_p$	$p$ [kN/mq]
0.80	0.995

Nel caso in esame si ha quindi:

PRESSIONE DEL VENTO

$q_b =$	0.477	$\text{kN/m}^2$
$C_e =$	2.606	
$C_p =$	0.8	
$C_t =$	1	
$p =$	1	$\text{kN/m}^2$

$$p \text{ (pressione del vento [N/mq])} = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

$$q_b \text{ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])}$$

$C_e$  (coefficiente di esposizione)

$C_p$  (coefficiente di forma)

$C_d$  (coefficiente dinamico)

### 7.3.2 EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL PASSAGGIO DEI TRENI

Gli effetti delle azioni aerodinamiche dovuta al traffico ferroviario sono state valutate in accordo a quanto riportato al punto 2.5.1.4.6. delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.2.7 delle NTC 2008. Queste ultime prevedono che il passaggio dei convogli ferroviari induca sulle superfici situate in prossimità della linea ferroviaria (per esempio, barriere antirumore) onde di pressione e depressione. Le azioni possono essere schematizzate mediante carichi statici equivalenti agente nelle zone prossime alla testa e alla coda del treno.

Per la linea in esame è possibile considerare, cautelativamente, convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli e aventi velocità di linea pari a 160 km/h.

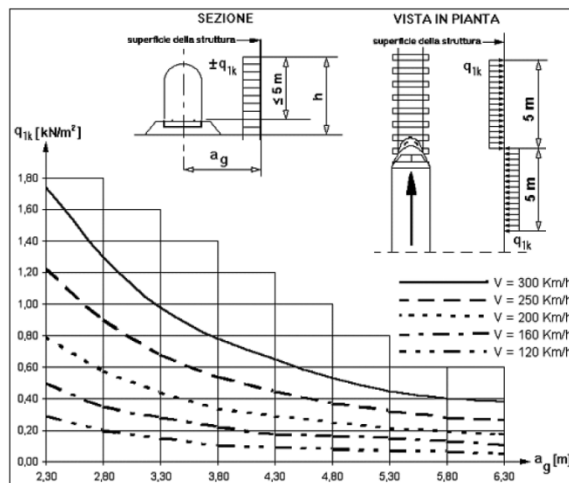


Figura 7-1 – Valori caratteristici delle azioni e defezioni della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Figg. 5.2.8 e 5.2.11]

Nel caso in esame si ha quindi:

PRESSIONE DEL VENTO			
$q_{1k} =$	0.477 $\text{kN/m}^2$		(sovrappressione aerodinamica)
$K_1 =$	2.606		(coeff. Di forma dei convogli)
$a_g =$	0.8		(distanza barriera da asse binario più vicino)

### 7.3.3 AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI

Come riportato al punto 2.5.1.8.3.2 delle istruzioni RFI [RFI DTC SI PS MA IFS 001 A] e al paragrafo 5.2.3.3.2 delle NTC 2008 bisogna verificare che l'azione risultante (vento+azioni aerodinamiche) debba essere maggiore ad un valore minimo pari a 1.50  $\text{kN/m}^2$ .

Nel caso in esame si ha:

AZIONE DEL VENTO COMBINATA AGLI EFFETTI AERODINAMICI			
$q_{w,tot} =$	1.18 $\text{kN/m}^2$	<1.50	Pressione normale vento + effetti aerodinamici
$q_w =$	1.5 $\text{kN/m}^2$		Prescrizione par.2.5.1.8.3.2 RFI DTC SI PS MA IFS 001 A

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>27 di 87</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	27 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	27 di 87								

Pertanto

BARRIERA ANTIRUMORE TIPOLOGIA H4	
$h_d =$	4.44 m Altezza acustica da P.F
$*F_{w,v} =$	7 kN/m Azione tagliante
$*F_{w,v} =$	19 kN/m <sup>2</sup> Momento flettente testa muro
<i>*Applicato a testa muro</i>	

o le azioni risultanti applicate nei modelli sono pari a:

#### 7.4 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate mediante la formulazione di Coulomb.

Tale teoria propone una distribuzione della pressione del terreno di tipo lineare, proporzionale alla profondità dal piano campagna, pertanto l'azione statica esercitata dal terreno è stata considerata applicata ad 1/3 dell'altezza del muro. La spinta dovuta al sovraccarico uniformemente distribuito si assume invece applicata a metà altezza del muro.

#### 7.5 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE

Per l'analisi della spinta delle terre sotto l'azione sismica i criteri più comunemente utilizzati sono quelli classificabili come metodi pseudo-statici chiamati sia dalle NTC 2008 sia dall'EC8.

Il metodo proposto è quello di Mononobe-Okabe (1929) questo può essere considerato come un'estensione in campo dinamico del criterio di Coulomb, assumendone sostanzialmente le ipotesi, considerando in più che il cuneo di terreno compreso tra la superficie di rottura e la parete del muro si comporti come un corpo rigido soggetto ad un'accelerazione orizzontale e verticale, rappresentata dai coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$ .

#### 7.6 FORZA D'INERZIA

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sul muro si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k_h$  (coefficiente sismico orizzontale) o  $k_v$  (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$ , relativi allo stato limite considerato, sono posti pari all'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T=0$ , per la componente orizzontale, ed a quella corrispondente al periodo proprio  $T=T_0$ , per la componente verticale.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	28 di 87

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

Nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro.

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma.

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

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

Figura 2 – Coefficienti sismici (estratto D.M. 14/01/2008 p.to 7.11.6.2.1)

Pertanto si ha:

$a_g/g =$	0.243
$\beta_m =$	0.31
$S_S =$	1.35
$S_T =$	1
$k_h =$	0.102
$k_v =$	0.051

## 7.7 COEFFICIENTI DI ATTRITO STRUTTURA TERRENO

Per l'attrito paramento – terreno generalmente si utilizza il valore  $\delta=2/3 \varphi'$  in fase statica e  $\delta=0$  in fase sismica. Tuttavia, il software di calcolo utilizzato non consente di differenziare il valore del coefficiente di attrito nelle varie fasi di calcolo. Pertanto è stato utilizzato, per la valutazione dei coefficienti di spinta del terreno di rinterro, cautelativamente  $\delta=0$  sia in fase statica che in fase sismica.

Tale assunzione, peraltro, non risulta essere particolarmente gravosa in quanto nella maggioranza dei casi esaminati la condizione di carico dimensionante è risultata essere quella sismica.

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0505 003	REV. A	FOGLIO 29 di 87

## 8. COMBINAZIONI DI CARICO

Per la combinazione dei diversi carichi previsti sulla struttura di cui al precedente paragrafo 7, si è fatto riferimento a quanto specificato in merito al prg 2.5.3 del DM 14.01.08, secondo cui le combinazioni di carico da considerare nei riguardi dei diversi stati limite di verifica SLU, SLE e sisma sono le seguenti:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

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

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

$$E = \pm 1.00 \times E_y \pm 0.3 \times E_z$$

avendo indicato con  $E_y$  e  $E_z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni ( $\gamma$ ), la norma definisce inoltre, per il caso specifiche delle opere di sostegno, due possibili approcci progettuali ovvero:

### Approccio 1:

Fase Statica: A1+M1+R1 (STR – Combinazione per le verifiche strutturali)

A2+M2+R1 (GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche)

Fase Sismica: M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

M2+R1 (EQK-GEO – Combinazione per le verifiche geotecniche in fase sismica)

### Approccio 2:

Fase Statica: A1+M1+R3 (STR / GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche)

Fase Sismica: M1+R3 (EQK- STR/GEO – Combinazione per le verifiche strutturali e geotecniche in fase sismica)

essendo:

**A1/A2** : coefficienti amplificativi delle azioni

**M1/M2** : coefficienti parziali sulle resistenze dei materiali e del terreno

**R1/R2/R3** : Coefficienti di sicurezza minimo nei riguardi del generico Stato limite di Verifica.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	30 di 87

Tali coefficienti sono definite nelle apposite tabelle definite in normativa e che nel seguito si riportano per completezza espositiva:

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tabelle coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri di resistenza del terreno (DM 14.01.08)

Tabella 5.2.V - Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.  
<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.  
<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.  
<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni.

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(2)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(2)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(2)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(2)</sup>	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Nel caso in esame si opererà utilizzando l'APPROCCIO 2.

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>31 di 87</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	31 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	31 di 87								

## 9. CRITERI GENERALI DI VERIFICA

Si descrivono nel seguito i criteri generali seguiti per l'effettuazione delle verifiche di stabilità globale e locale dell'opera di sostegno.

### 9.1 VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE

#### 9.1.1 VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della Fondazione è condotta secondo l'APPROCCIO 2, in particolare è stato verificato il rispetto della seguente condizione:

$$F_s = (c' \times B + N \times \tan \mu) / H > 1.0$$

dove:

N = Risultante delle azioni ortogonali al piano di scorrimento

H = Risultante delle azioni parallele al piano di scorrimento

c' = coesione efficace, posta generalmente pari a zero, salvo particolari condizioni che ne consentano di tenerne conto.

B = Dimensione della Fondazione sul piano di scorrimento.

$\mu$  = Coefficiente di attrito fondazione - terreno, posto pari a  $\phi'$ .

#### 9.1.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

La verifica al ribaltamento rispetto al vertice esterno della fondazione è viene trattata secondo la normativa come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i relativi coefficienti sulle azioni di cui alla tabella 2.6.I delle NTC, adoperando i coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

Nella fattispecie, per ciascuna delle combinazioni di Verifica allo SLU statico e sismico rispetto alle quali è prescritta la verifica al ribaltamento, è stata verificata il rispetto della seguente condizione:

$$M_{DEST} / M_{RIB} > 1$$

essendo

$M_{RIB}$  = Risultante momenti ribaltanti

$M_{DEST}$  = Risultante momenti destabilizzanti

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>32 di 87</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	32 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	32 di 87								

### 9.1.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE)

Per la valutazione del carico limite delle fondazioni dirette si utilizza il criterio di Brinch-Hansen di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Dette:

- c Coesione
- $c_a$  Adesione lungo la base della fondazione ( $c_a \leq c$ )
- V Azione tagliante
- $\varphi'$  Angolo d'attrito
- $\delta$  Angolo di attrito terreno fondazione
- $\gamma$  Peso specifico del terreno
- $K_p$  Coefficiente di spinta passiva espresso da  $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- $\eta$  inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- $q_{ult}$  Carico ultimo della fondazione

Risulta:

#### Caso generale

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

#### Caso di terreno puramente coesivo $\varphi = 0$

$$q_{ult} = 5.14 \cdot c \cdot (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

in cui  $d_c$ ,  $d_q$  e  $d_\gamma$  sono i fattori di profondità,  $s_c$ ,  $s_q$  e  $s_\gamma$  sono i fattori di forma,  $i_c$ ,  $i_q$  e  $i_\gamma$  sono i fattori di inclinazione del carico,  $b_c$ ,  $b_q$  e  $b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa e  $g_c$ ,  $g_q$  e  $g_\gamma$  sono fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = K_p e^{\pi \cdot \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \varphi$$

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



**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	33 di 87

Fattori di forma

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$s_c = 0.2 \frac{B}{L}$	$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$
	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg} \phi$
	$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$

Fattori di profondità

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

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

Fattori inclinazione del carico

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

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$	
$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$	$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	
	$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$	
	Per $\eta = 0$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$
	Per $\eta > 0$	$i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ)H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^5$

Fattori inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$ $b_q = e^{-2\eta\phi}$ $b_\gamma = e^{-2.7\eta\phi}$

Fattori di inclinazione del terreno

per $\phi = 0$	per $\phi > 0$
$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\text{tg}\beta)^\delta$

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

$$H < V \text{tg}(\delta) + A_f \text{ ca}$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

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

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0505 003	REV. A	FOGLIO 35 di 87

## 9.2 CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle spalle dell'opera constano del dimensionamento geotecnico della palificata di fondazione, in termini di diametro, lunghezza, numero e disposizione dei pali di fondazione.

In particolare si esegue la seguente procedura di calcolo:

- calcolo della quintupla di azioni ( $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$ ,  $M_x$  ed  $M_y$ ) ad intradosso zattera di fondazione, risultanti dalle combinazioni di carico su descritte;
- calcolo dei carichi assiali su ciascun palo;
- dimensionamento dei pali di fondazione ai fini del soddisfacimento delle verifiche di capacità portante degli stessi.

Le opere in oggetto presentano una fondazione indiretta costituita da una platea di fondazione su pali trivellati, il cui valore di progetto  $R_d$  della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella successiva:

	Coefficiente Parziale ( $\gamma_R$ )	Pali trivellati		
		R1	R2	R3
Base	$\gamma_b$	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1.0	1.6	1.25

**Tab. 1 - Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze**

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico STR; R2 per le combinazioni di carico GEO; R3 per le combinazioni sismiche.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,calc}$  ( $R_{t,calc}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella seguente, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Tab. 2 - Fattori di correlazione  $\xi$**

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione esecutiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a  $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$ .

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>36 di 87</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	36 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	36 di 87								

### 9.2.1 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

Il calcolo della capacità portante dei pali di fondazione è condotto con i coefficienti parziali da applicare alla resistenza laterale e alla punta che tengono conto del fattore di correlazione  $\xi$ .

In ciascuna combinazione prevista deve risultare:

$$Q_{Rd} \geq Q_{Sd}$$

dove:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{\xi} \left( \frac{Q_s}{R_i^s} + \frac{Q_b}{R_i^b} \right) - W_{palo}$$

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$Q_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_b;$$

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_s;$$

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

$q_b$  = pressione limite alla base del palo;

$\tau_s$  = pressione laterale lungo il palo;

$R_i$  e  $\xi$  = coefficienti di abbattimento delle resistenze;

$W_{palo}$  = peso caratteristico del palo al netto del peso del terreno asportato;

– In particolare, per terreni coesivi:

- $q_b = 9 \cdot c_{ub} + \sigma_{v0}$

- $\tau_s = \alpha \cdot c_u$

– per terreni incoerenti:

- $q_b = N_q \cdot \sigma_{v0}$

- $q_s = k_i \cdot \tan \phi' \cdot \sigma_{v0}$

dove:

$c_u$  = coesione non drenata;

$c_{ub}$  = coesione non drenata alla base del palo;

$\sigma_{v0}$  = tensione litostatica totale;

$\alpha$  = coefficiente empirico;

$k_i = 0.5$ ;

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	37 di 87

$N_q$  = fattore di capacità portante, valutato secondo le indicazioni di Berezantzev, di seguito riportate:

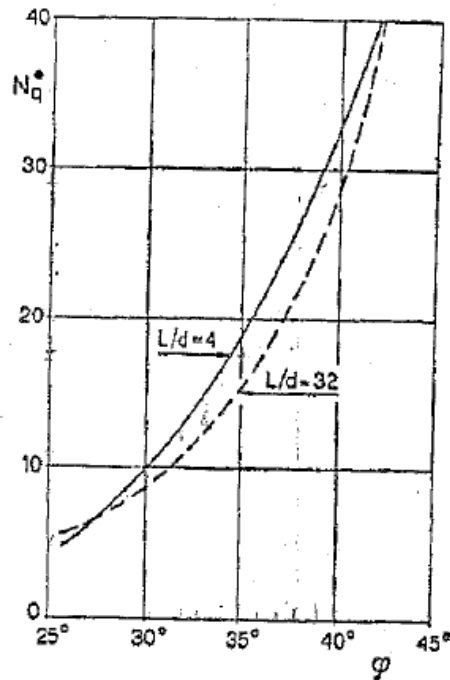


Fig. 5 - COEFFICIENTI  $N_q^*$  (BEREZANTZEV, 1965),  
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Figura 4: Valori del fattore  $N_q$  proposti da Berezantzev

Per quanto riguarda il coefficiente empirico  $\alpha$ , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

$c_u$ (kPa)	$\alpha$
$\leq 25$	0.9
Da 25 a 50	0.8
Da 50 a 75	0.6
$\geq 75$	0.4

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0505 003	REV. A	FOGLIO 38 di 87

## 9.2.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

### 9.2.2.1 CARICO ORIZZONTALE LIMITE

Il carico orizzontale limite  $H_{lim}$  è stato calcolato in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

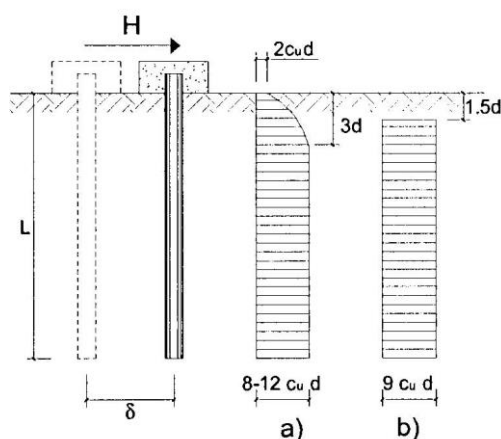
- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

### 9.2.2.2 UNITÀ A COMPORTAMENTO COESIVO

Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato in Fig. 1 – (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 \delta$  e costante con valore  $9 \cdot c_u \cdot \delta$  per profondità maggiori.



**Fig. 1 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).**

I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

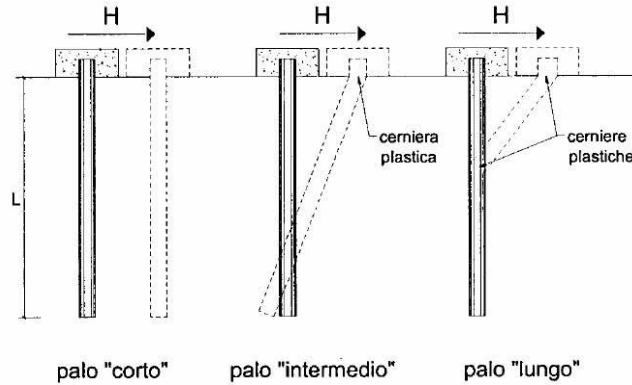


Fig. 2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H \lim = 9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H \lim = -9c_u D^2 \left( \frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u D^3} + 4.5} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H \lim = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H \lim = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

$$H \lim \times (d_s + f) - 4.5c_u D (f - 1.5D)^2 - 2M_y = 0$$

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>40 di 87</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	40 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	40 di 87								

### 9.2.2.3 UNITÀ A COMPORTAMENTO INCOERENTE

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 k_p \gamma z D$$

essendo:

$k_p$  il coefficiente di spinta passiva;

$z$  la profondità da piano campagna;

$\gamma$  il peso di volume del terreno, nel caso in cui il terreno sia sotto falda si assume  $\gamma'$ .

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{lim} = 1.5 k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} k_p \gamma D^3 \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \gamma D^3 \sqrt[3]{ \left( 3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma D^4} \right)^2 } \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo le seguenti equazioni:

$$H_{lim} = 1.5 k_p \gamma D f^2$$

$$f^3 + 1.5 D f^2 - \left( \frac{2 M_y}{\gamma k_p D} \right) = 0$$

Essendo:

$f$  la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

$d_s$  l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.



	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>					
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI0505 003	REV. A	FOGLIO 41 di 87

### 9.2.2.4 CARICO ORIZZONTALE RESISTENTE

Il valore di progetto  $R_d$  della resistenza a carichi assiali dei singoli pali si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$  applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella successiva:

Coefficiente Parziale		
R1	R2	R3
1.0	1.6	1.3

**Tabella 17: Coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze**

I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati sono: R1 per le combinazioni di carico STR; R2 per le combinazioni di carico GEO; R3 per le combinazioni sismiche.

La resistenza caratteristica  $R_k$  del singolo palo è determinata mediante metodi di calcolo analitici, dove  $R_k$  è calcolata a partire da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche che utilizzano direttamente i risultati di prove in situ. La normativa vigente definisce per tali procedure, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) come il valore minore tra quelli ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,calc}$  ( $R_{t,calc}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella tabella seguente, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagini:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,calc})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,calc})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

**Tab. 3 - Fattori di correlazione  $\xi$**

La campagna di indagine condotta in fase di progettazione esecutiva permette di assumere in sede di calcolo un fattore di correlazione pari a  $\xi_3 = \xi_4 = 1.70$ .

  	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI</b> <b>RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO</b> <b>II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO</b> <b>1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE</b> <b>PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">COMMESSA</td> <td style="text-align: center;">LOTTO</td> <td style="text-align: center;">CODIFICA</td> <td style="text-align: center;">DOCUMENTO</td> <td style="text-align: center;">REV.</td> <td style="text-align: center;">FOGLIO</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">IF26</td> <td style="text-align: center;">12 E ZZ</td> <td style="text-align: center;">CL</td> <td style="text-align: center;">RI0505 003</td> <td style="text-align: center;">A</td> <td style="text-align: center;">42 di 87</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	42 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	42 di 87								

### 9.2.3 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Il punto 6.8 delle NTC e relativa circolare applicativa, tratta l'argomento della verifica di Stabilità di Materiali Sciolti e fronti di scavo, nella fattispecie, al punto 6.8.2 "Verifiche di Sicurezza (SLU)" viene prescritto quanto di seguito:

*Le verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 1-Combinazione 2 (A2+M2+R2) tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I.*

**Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.**

Coefficiente	R2
$\gamma_R$	1,1

Il coefficiente di sicurezza  $F_s$  minimo da garantire in questo caso è pari ad 1.1 ( $\gamma_R$ ).

Le analisi di stabilità globale sono state condotte utilizzando il codice di calcolo SLIDE v.2018 della RocScience Inc., applicando i metodi di analisi all'equilibrio limite di Bishop.

#### Metodologia di calcolo

La verifica si conduce esaminando un certo numero di possibili superfici di scivolamento per ricercare quella che rappresenta il rapporto minimo tra la resistenza a rottura disponibile e quella effettivamente mobilitata; il valore di questo rapporto costituisce il coefficiente di sicurezza del pendio. Scelta quindi una superficie di rottura, la si suddivide in conci la parte instabile, studiando dapprima l'equilibrio della singola striscia e poi la stabilità globale. Le ipotesi del metodo in questione sono:

il coefficiente di sicurezza è definito come il rapporto tra la resistenza al taglio lungo un'ipotetica superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo la stessa superficie;

la rottura avviene, per il raggiungimento della resistenza limite, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento;

il coefficiente di sicurezza è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;

la resistenza al taglio è espressa dal criterio di Coulomb.

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	43 di 87

Nell'utilizzare tale metodo di calcolo si fa sempre riferimento ad un problema piano nel quale, quindi, la superficie di scorrimento è rappresentata da una curva, trascurando ogni effetto dovuto alle sezioni adiacenti. Tali schematizzazioni sono giustificabili se le proprietà meccaniche dei terreni sono omogenee in direzione trasversale e quando l'estensione del pendio è predominante sulla dimensione trasversale.

In generale la massa di terreno compresa tra la superficie di scorrimento e la superficie del suolo viene suddivisa in conci e le forze che agiscono su ciascuna striscia possono essere calcolate imponendo le condizioni di equilibrio. L'equilibrio dell'intera massa è dato poi dalla composizione delle forze che agiscono su ciascuna striscia ("Metodo delle strisce").

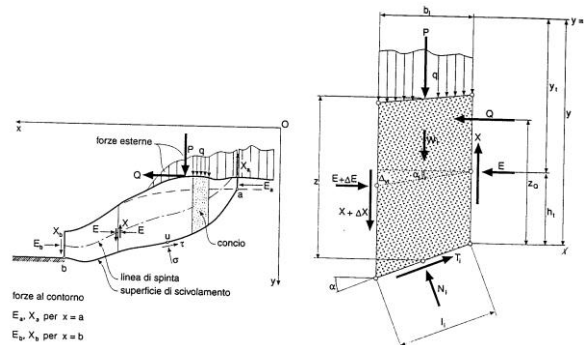


Figura 3 – Schematizzazione di calcolo del metodo delle strisce

Le forze agenti su ciascun concio sono, con riferimento alla figura precedente: Il peso  $W$ , l'azione tangenziale alla base  $T$ , l'azione normale efficace alla base  $N$ , la spinta dell'acqua sulla base  $U$ , gli sforzi tangenziali  $X$  e quelli normali  $E$  sulle superfici laterali (forze d'interfaccia).

Le condizioni di equilibrio di ciascun concio sono date dalle tre equazioni della statica, pertanto, ammettendo di suddividere il volume di terreno in esame in  $n$  conci, si hanno a disposizione  $3n$  equazioni, mentre le incognite del problema risultano essere  $(5n-2)$  così composte:

- $n$  valori per l'azione delle forze normali efficaci alla base.
- $n-1$  valori per ciascuna delle forze d'interfaccia ( $X$  ed  $E$ )
- $n-1$  valori per il punto di applicazione delle forze d'interfaccia in direzione orizzontale.
- $n$  valori per il punto di applicazione degli sforzi normali efficaci alla base.
- 1 valore del coefficiente di sicurezza.

Come già accennato, dal bilancio fra le equazioni disponibili e il numero delle incognite risulta che si hanno  $(2n-2)$  incognite sovrabbondanti e quindi il problema risulta staticamente indeterminato; per riportarlo a staticamente determinato e rendere possibile la soluzione del sistema di equazioni che descrivono l'equilibrio della massa di terreno potenzialmente instabile, è necessario introdurre alcune ipotesi semplificative che consentono di ridurre il numero delle incognite del problema. La prima tra tutte, che risulta, tra le altre cose, comune a tutti i metodi, è quella di considerare centrata la forza agente alla base della striscia, il che è accettabile nel caso in cui i conci siano di larghezza limitata. Le altre ipotesi necessarie per risolvere il sistema di equazioni sono diverse a seconda del metodo che si considera.

Nel presente caso sono state adottate quelle proposte da Bishop.

## 9.2.4 VERIFICHE IN FASE SISMICA

Per ciò che concerne le verifiche in condizioni sismiche, la normativa fornisce al punto 7.11.3.5 indicazioni circa le azioni aggiuntive da considerare nell'ambito delle verifiche di Stabilità di Pendii in occasione di eventi sismici; nella fattispecie, si specifica che L'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nei metodi pseudostatici, di riferimento per le analisi esposte nel seguito del documento, l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso  $W$  del volume di terreno potenzialmente instabile. Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tali forze possono esprimersi come:

$$F_h = k_h \times W \quad (\text{azione sismica orizzontale})$$

$$F_v = k_v \times W \quad (\text{azione sismica verticale})$$

risultando:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{\max}}{g} \quad (7.11.3)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.4)$$

con:

$\beta_s = 0.28$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come da indicazioni Tab 7.11.1 ;

Tabella 7.11.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,30	0,28
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,20

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (\text{accelerazione massima attesa al sito})$$

$S_S$ : coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_T$ : coefficiente di amplificazione topografica

Nel caso dei **Fronti di Scavo e Rilevati**, al punto 7.11.4 "Fronti di Scavo e Rilevati", si specifica che il comportamento in condizioni sismiche dei fronti di scavo e dei rilevati può essere analizzato con gli stessi metodi impiegati per i pendii naturali. Nelle verifiche di sicurezza si deve controllare che la resistenza del sistema sia maggiore delle azioni impiegando i coefficienti parziali di cui al § 7.11.1

La circolare applicativa n617 specifica ulteriormente al C7.11.4 che, le verifiche pseudostatiche di sicurezza dei fronti di scavo e dei rilevati si eseguono con la combinazione di coefficienti parziali di cui al § 6.8.2: (A2+M2+R2), utilizzando valori unitari per i coefficienti parziali A2 come specificato al § 7.11.1.

In definitiva, per il caso dei Fronti di Scavo e Rilevati, anche in fase sismica, il coefficiente di sicurezza minimo prescritto dalla Normativa è pari ad 1.1 ( $\gamma_R$ ).

## 10. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURO

Di seguito si riportano i risultati delle analisi dei muri in oggetto.

### 10.1 MURO H=4.0M

#### 10.1.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano a seguire in forma tabellare i fattori di sicurezza (F.S) delle verifiche geotecniche riportate nei paragrafi precedenti.

	<b>SLU</b>	<b>SLV +</b>	<b>SLV -</b>
<b>Capacità portante</b>	4.11	7.93	8.25
<b>Scorrimento (STR)</b>	1.69	2.33	2.19
<b>Ribaltamento (EQU)</b>	2.24	5.26	3.8

#### 10.1.2 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Di seguito di riportano i risultati delle verifiche di stabilità relativamente a due condizioni:

- nel primo caso le analisi saranno condotte esclusivamente in campo statico (SLU).
- Nel secondo caso le analisi saranno condotte in campo sismico (SLV).

Come previsto dalla normativa vigente (NTC 2008), il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_R$  risulta pari a 1.1.

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura critiche, a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Nelle figure che seguono sono mostrate le superfici di rottura critica per la combinazione considerata; il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi è risultato sempre superiore ad 1.1

<b>Verifica stabilità globale</b>	<b>FS</b>
SLU	1.384

*N.B. il segno positivo nella combinazione allo SLV indica l'applicazione del sisma verticale verso il basso, mentre il segno negativo verso l'alto.*

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	46 di 87

Material Name	Color	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)	Allow Sliding	Water Surface	Hu Type	Hu	Ru
bc2	■	19	Mohr-Coulomb	0	35		Water Surface	Custom	1	0
cls	■	25	Infinite strength			Yes	None			0
rilevato ferroviario	■	20	Mohr-Coulomb	0	38		None			0

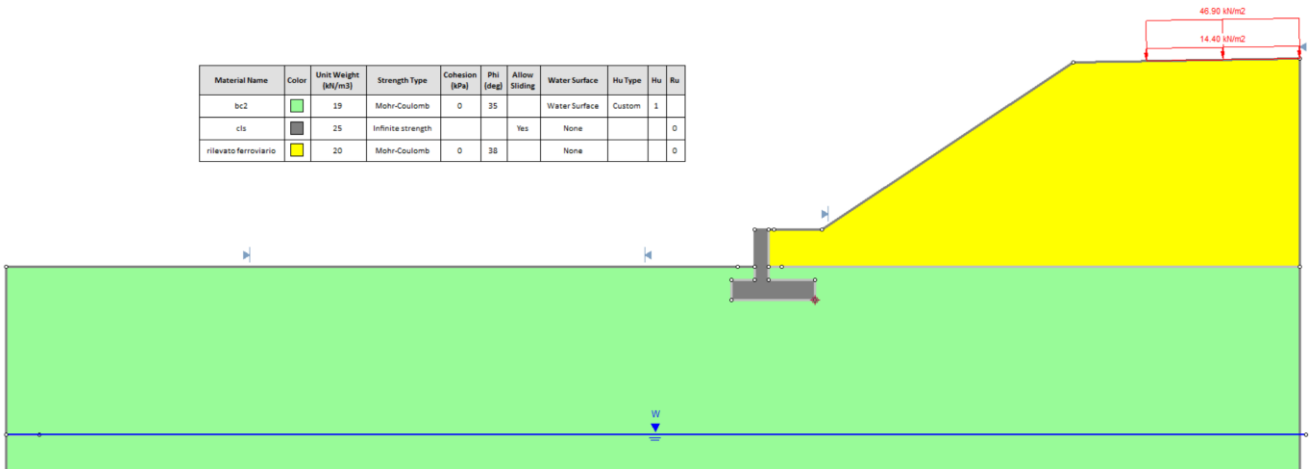


Figura 4 – Dominio di calcolo

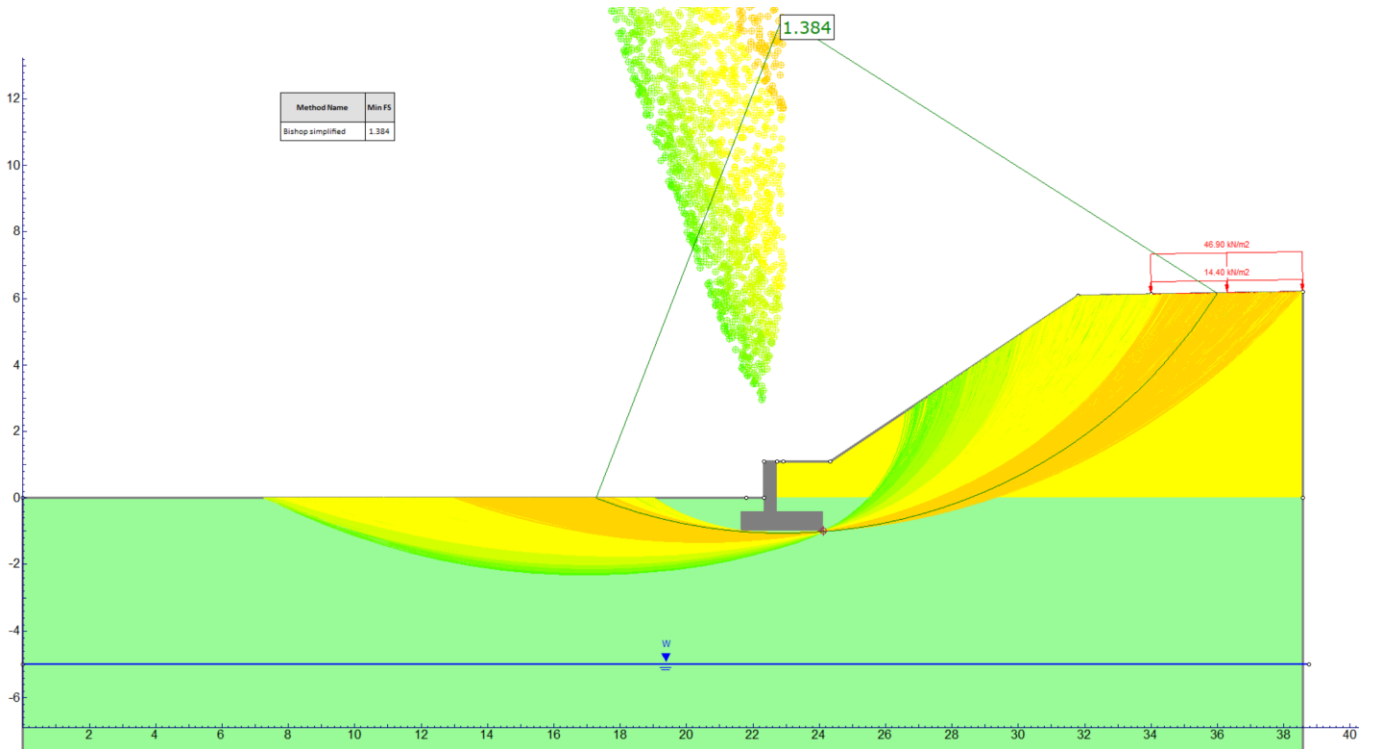


Figura 5 – Superfici di scorrimento-SLU

	<b>ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO</b>												
<b>Muro di sostegno - Relazione di calcolo</b>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>RI0505 003</td> <td>A</td> <td>47 di 87</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	47 di 87
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	47 di 87								

## 10.2 MURO H=4.5M

### 10.2.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Si riportano a seguire in forma tabellare i fattori di sicurezza (F.S) delle verifiche geotecniche riportate nei paragrafi precedenti.

	<b>SLU</b>	<b>SLV</b>	<b>SLE</b>
<b>Capacità portante azioni orizzontali</b>	1.18	1.50	-
<b>Capacità portante azioni verticali</b>	1.71	2.05	2.98

Per i risultati completi delle verifiche geotecniche si rimanda a quanto riportato nell'Allegato A.

### 10.2.2 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Di seguito di riportano i risultati delle verifiche di stabilità relativamente a due condizioni:

- nel primo caso le analisi saranno condotte esclusivamente in campo statico (SLU).
- Nel secondo caso le analisi saranno condotte in campo sismico (SLV).

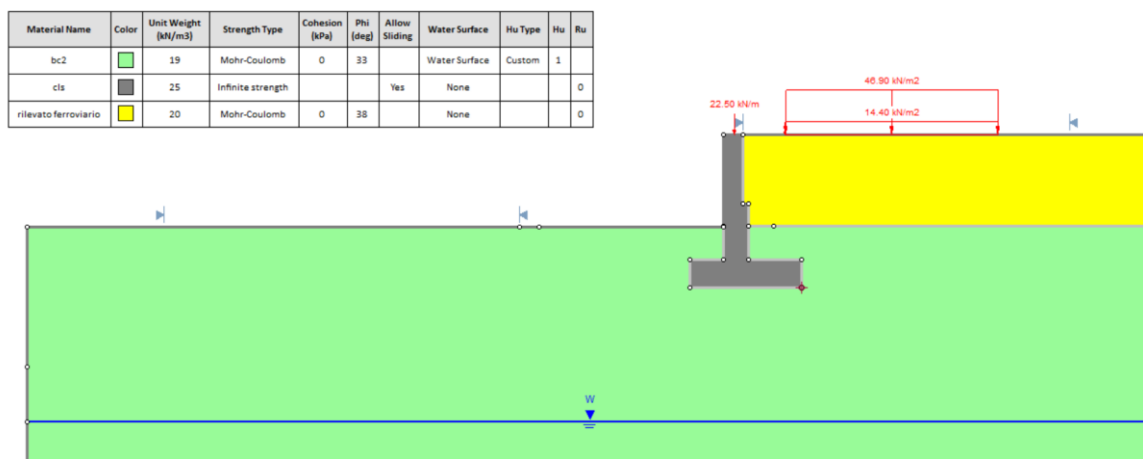
Come previsto dalla normativa vigente (NTC 2008), il coefficiente parziale sulle resistenze  $\gamma_R$  risulta pari a 1.1.

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura critiche, a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Nelle figure che seguono sono mostrate le superfici di rottura critica per la combinazione considerata; il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi è risultato sempre superiore ad 1.1

<b>Verifica stabilità globale</b>	<b>FS</b>
SLU	1.645

*N.B. il segno positivo nella combinazione allo SLV indica l'applicazione del sisma verticale verso il basso, mentre il segno negativo verso l'alto.*



**Figura 6 – Dominio di calcolo**

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	48 di 87

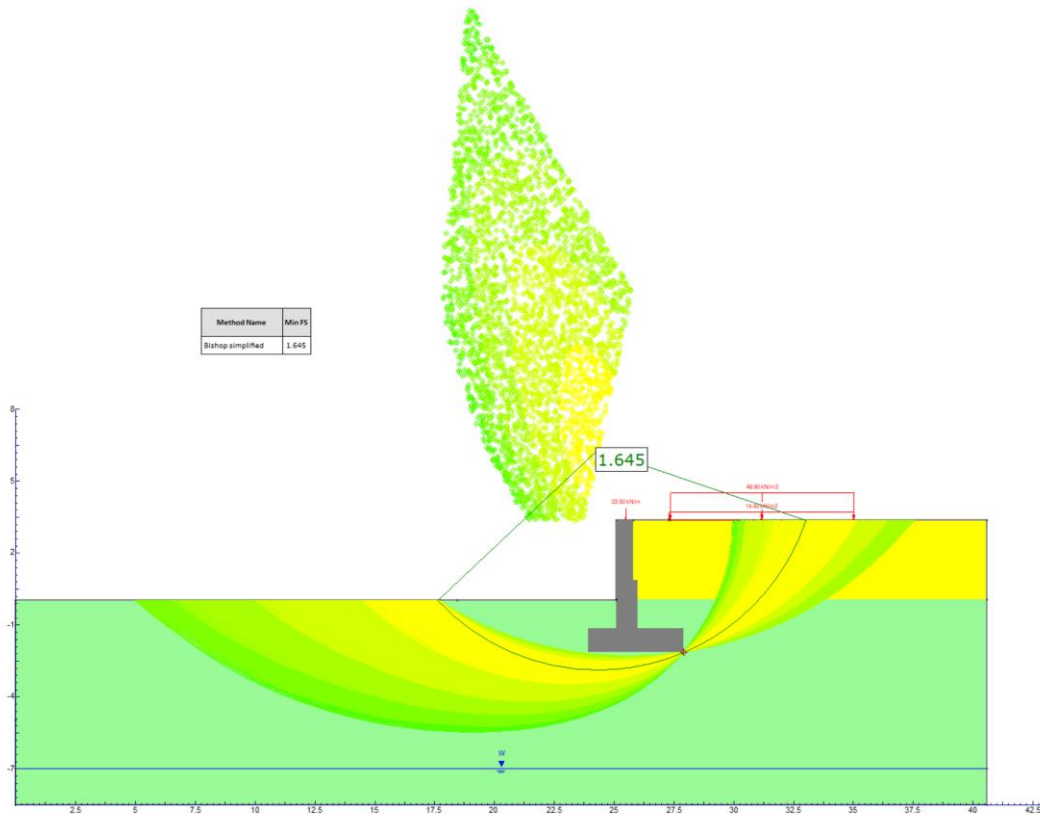


Figura 7 – Superfici di scorrimento-SLU



### 10.2.3 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

Nel seguito si riportano i risultati in termini di fattori di sicurezza riguardo la capacità portante ad azioni orizzontali e verticali per i pali di fondazione del muro H 4.5 m (D = 0.80m L =16.0 m)

### 10.2.4 ARMATURE

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per la sezione di calcolo in questione:

	ARMATURA A FLESSIONE muri H4.5 m	
	Lato monte	Lato valle
PARAMENTO	<u>1<math>\phi</math>20/20</u>	<u>1<math>\phi</math>18 20</u>
	Lato Inferiore	Lato superiore
FONDAZIONE	<u>1<math>\phi</math>20/20</u>	<u>1<math>\phi</math>20/20</u>

	ARMATURA A FLESSIONE muri H4.0 m	
	Lato monte	Lato valle
PARAMENTO	<u>1<math>\phi</math>16/10</u>	<u>1<math>\phi</math>16/20</u>
	Lato Inferiore	Lato superiore
FONDAZIONE	<u>1<math>\phi</math>18/20</u>	<u>1<math>\phi</math>18/20</u>

Dalle verifiche riportate nell'Allegato A, risulta che non è necessario armare a taglio il muro H4.0 m (paramento e fondazione) pertanto non è presente armatura a taglio.

Per quanto riguarda il muro H 4.5m risulta necessaria la presenza di armatura a taglio

	ARMATURA A TAGLIO
MURO H4.0 m	<u>Non necessaria</u>
MURO H4.5 m	<u>Spille <math>\phi</math> 12/40x40</u>

Si riportano nella tabella a seguire le armature dei pali di fondazione del muro H 4.5 m

	ARMATURA A TAGLIO
MURO H4.5 m	<u>Gabbia <math>\phi</math> 22 22 Staffe <math>\phi</math>12/20</u>

Ai fini delle verifiche si è fatto riferimento per la parte in elevazione (paramento e fondazione muro) ad un copriferro di calcolo (asse armature) pari a 4 cm, mentre per i pali si è assunto un copriferro di calcolo pari a 8 cm.

Si segnala che il programma di calcolo utilizzato non consente di differenziare le classi di resistenza del calcestruzzo tra fondazione e paramento. Pertanto a vantaggio di sicurezza è stata considerata la classe di resistenza di calcestruzzo inferiore, ovvero la classe 28/35 delle fondazioni anche per il paramento in luogo della classe C32/40.

Per i risultati delle verifiche strutturali si rimanda a quanto riportato nell'Allegato A.

### 10.2.5 VERIFICHE STRUTTURALI PER PARAMENTO E FONDAZIONE

Si segnala che il programma di calcolo utilizzato non consente di differenziare le classi di resistenza del calcestruzzo tra fondazione e paramento. Pertanto a vantaggio di sicurezza è stata considerata la classe di resistenza di calcestruzzo inferiore, ovvero la classe 28/35 delle fondazioni anche per il paramento in luogo della classe C32/40.

Per i risultati completi delle verifiche strutturali si rimanda a quanto riportato nell'Allegato A.

### 10.2.6 VERIFICHE STRUTTURALI PALI

#### Verifica a pressoflessione

	<b>N (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
<b>Sollecitazioni di progetto-</b>	928	517

The screenshot shows a software window titled "Verifica C.A. S.L.U. - File: RI05.2\_palo\_SLU". The interface includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: DM 1996), a toolbar, and several data input panels.

**Sezione circolare cava:**

- Raggio esterno: 400 [mm]
- Raggio interno: 0 [mm]
- N° barre uguali: 0
- Diametro barre: 0 [mm]
- Copriferro (baric.): 0 [mm]

**N° barre:** 22

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	380	0	340
2	380	95.79	326.23
3	380	183.82	286.03
4	380	256.95	222.65
5	380	309.27	141.24
6	380	336.54	48.39

**Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n

**N Ed:** 928 kN

**M xEd:** 517 kNm

**M yEd:** 0 kNm

**Materiali:**

Proprietà	B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$	10 ‰	2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm²	3.5 N/mm²
$E_s$	200,000 N/mm²	13.28 N/mm²
$E_s / E_c$	15	0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	9.75 ‰
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0.6
$\tau_{c1}$		1.829

**P.to applicazione N:** Centro

**Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo:** S.L.U.+

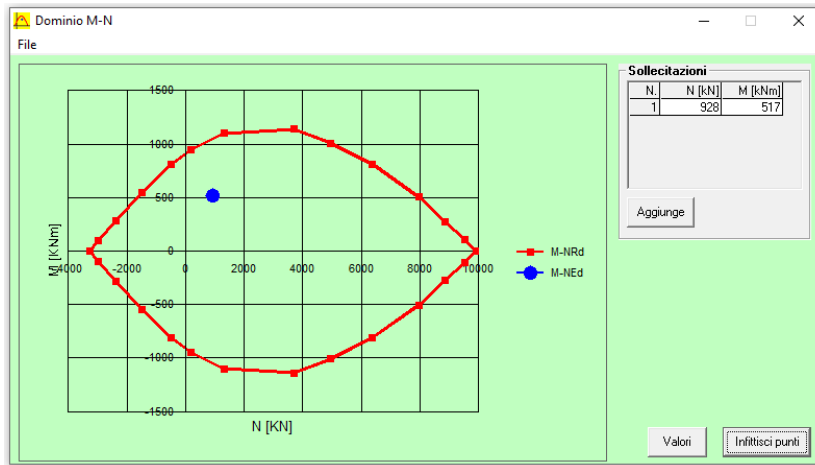
**Tipo flessione:** Retta

**Vertici:** 50 **N° rett.:** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>:** 0 mm **Col. modello**

Precompresso



La verifica è soddisfatta

Verifiche a fessurazione

<b>Sollecitazioni di progetto-</b>	<b>N (kN)</b>	<b>M (kNm)</b>
	764	370

Verifica C.A. S.L.U. - File: RI05.2\_palo\_SLE

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: DM 1996 ?

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

Sezione circolare cava  
 Raggio esterno: 400 [mm]  
 Raggio interno: 0 [mm]  
 N° barre uguali: 0  
 Diametro barre: 0 [mm]  
 Copriferro (baric.): 0 [mm]

N° barre: 22 Zoom

N°	As [mm²]	x [mm]	y [mm]
1	452	0	340
2	452	95.79	326.23
3	452	183.82	286.03
4	452	256.95	222.65
5	452	309.27	141.24
6	452	336.54	48.39

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n  
 N<sub>Ed</sub>: 764 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 370 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0

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

Materiali  
 B450C C25/30  
 E<sub>su</sub>: 10 ‰ E<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 13.28  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 E<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ C<sub>c,adm</sub>: 9.75  
 C<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

σ<sub>c</sub>: -7.924 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 108.5 N/mm²  
 ε<sub>s</sub>: 0.5426 ‰  
 d: 740 mm  
 x: 386.8 x/d: 0.5227  
 δ: 1

Vertici: 50  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	52 di 87

INPUT	
Rck	30 Mpa
diametro palo D	800 mm
copriferro 1° strato C <sub>1</sub>	60 mm
diametro barre 1° strato $\phi_1$	22 mm
numero barre 1° strato n <sub>1</sub>	22
copriferro 2° strato (baricentro barre) C <sub>2</sub>	mm
diametro barre 2° strato $\phi_2$	mm
numero barre 2° strato n <sub>2</sub>	
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione d	740 mm
b <sub>eff</sub>	97.1 mm
posizione asse neutro da lembo compresso x	386.8 mm
Tensione massima barre 1° strato $\sigma_{s\_max1}$	108.5 Mpa
Tensione massima barre 2° strato $\sigma_{s\_max2}$	Mpa
altezza efficace h <sub>c,eff</sub>	137.7 mm
area efficace relativamente ad una singola barre A <sub>c,eff</sub>	13374 mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura relativa a A <sub>c,eff</sub> $\rho_{p,eff}$	0.028
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata) kt	0.6
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie) k1	0.8
(0.5 per flessione; 1 trazione) k2	0.5
k3	3.4
k4	0.425

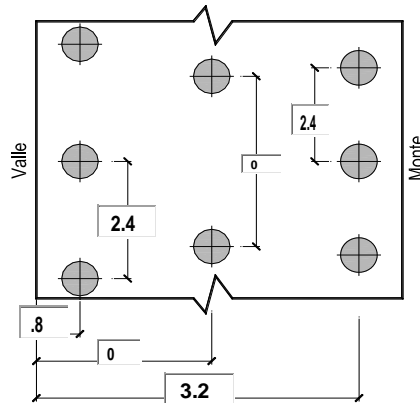
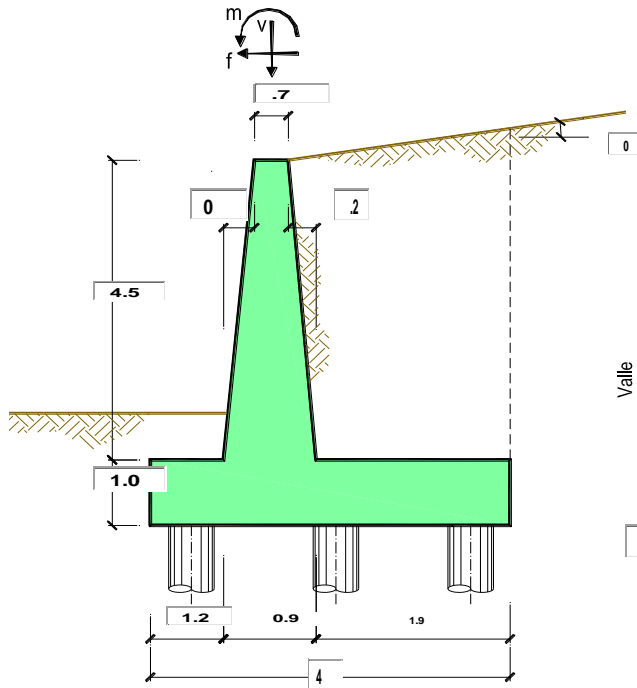
OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	3.16E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	2.98E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.094 mm
LIMITE	0.30 mm
Sez. verificata	

La verifica è soddisfatta

## 11. INCIDENZA ARMATURE

Elevazione e fondazione	100 kg/mc
Pali	130 kg/mc

## 12. ALLEGATO A: VERIFICHE DEL MURO H = 4.5M



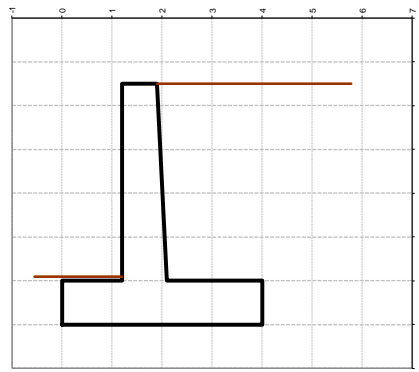
!! Nota bene  
Nell'inserimento dei  
dati nelle caselle  
utilizzare lo stesso  
separatore decimale "."  
o "," impostato in  
windows o excel

OPERA Esempio

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	A1+M1	☉
	A2+M2	
SLE (DM88)		○
altro		○

Peso Specifico del Calcestruzzo  $\gamma_{cls} = 25.00$  (kN/m<sup>3</sup>)



Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	1.00	1.00	1.00	1.30
	sfavorevole		1.30	1.00	1.00	1.30
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00
	sfavorevole		1.50	1.30	1.00	1.50

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro
angolo d'attrito $\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi}$	1.00	1.25	1.00	1.00
peso unità di volume $\gamma$	$\gamma_s$	1.00	1.00	1.00	1.00

ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	54 di 87

Dati Geotecnici	Descrizione	Unità	Valore	valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	SLE	STR/GEO
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	38.00			38.00
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00			20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0.00			0.00

Dati Sismici	Descrizione	Unità	Valore	Segno
	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.243	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.35	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_s$	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.203391	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.1017	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no

Coeff. di Spinta	Descrizione	Unità	SLE		STR/GEO	
			SLE	STR/GEO	SLE	STR/GEO
Coeff. di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238		0.238	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.344		0.344	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.373		0.373	

Carichi Agenti	Descrizione	Unità	Valore	valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
				SLE	STR/GEO	SLE	STR/GEO
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	14.40			18.72
	Sovraccarico su zattera di monte		<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00			0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	22.50			22.50
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00			0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	46.90			70.35
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	7.00			10.50
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00			0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	19.00			28.50
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi_1$		0.75				condizione quasi permanente $\Psi_2$ 0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00			
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00			
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls	C28/35	
Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	
Ec	32308	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

**condizioni statiche**

$\sigma_c$	9.75	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

**condizioni sismiche**

$\sigma_c$	8.5	Mpa
$\sigma_t$	260	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

**Acciaio**

tipo di acciaio	B450C	
fyk =	450	(MPa)
$\gamma_s$	1.15	
fyd = fyk / $\gamma_s$	391.30	(MPa)

Es =	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys}$ =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio  $n = 15$

**Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

c = 4.00 (cm)

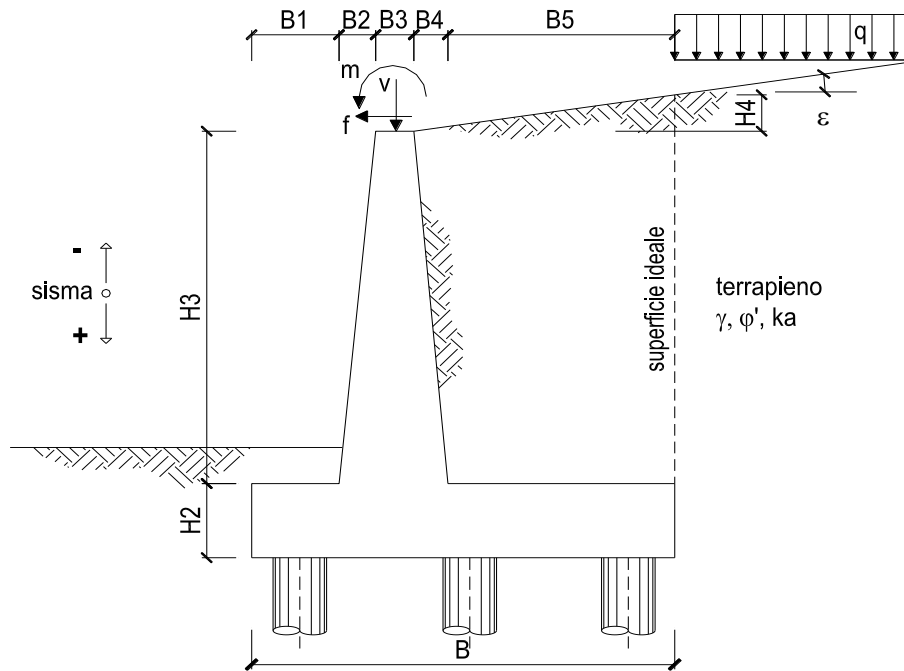
**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

$c_{min} = 1.00$  (cm)

**Interfero tra I e II strato**

$l_{I-II} =$  (cm)

## 12.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MURO – SLU/SLV



**OPERA**

Esempio

h terreno

4

### DATI DI PROGETTO:

#### Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	4.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.70	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.20	(m)

#### Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	4.00	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.90	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	56 di 87

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	78.75
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	11.25
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	100.00
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	(kN/m)	190.00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	152.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	8.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr$	(kN/m)	160.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	98.49
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0

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

- Muro (Mm)			
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm)	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm)	122.06
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm)	22.13
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm)	200.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	(kNm)	344.19
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm)	463.60
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm)	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm)	16.27
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm)	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm)	479.87
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	290.55
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia del muro (Ps)			
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kNm)	38.64
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kNm)	19.32
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kNm)	32.54
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kNm)	16.27
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm)	0.00
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm)	52.06
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm)	5.72
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm)	10.17
MPs h =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kNm)	67.95
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)			
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm)	0.00
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm)	12.41
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm)	2.25
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm)	20.34
MPs v =	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4$	(kNm)	35.00
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	92.75
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	6.51
MPts h =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	99.25
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	47.15
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	1.79
MPts v =	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	48.94



**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	57 di 87

**CONDIZIONE STATICA**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 59.47	77.31
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 17.13	22.27
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4) \cdot ka$	(kN/m) 55.78	83.68

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 59.47	77.31
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 17.13	22.27
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 55.78	83.68

- Componente verticale condizione statica

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

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4)/3)$	(kNm/m) 99.12	128.85
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm/m) 42.82	55.66
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4)/2)$	(kNm/m) 139.46	209.19
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext perm =	$mp + fp \cdot (H3 + H2) + vp \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 42.75	42.75
Mfext acc =	$m + f \cdot (H3 + H2) + v \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m) 57.50	86.25

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)

N perm =	$Pm + Pt + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 372.50	372.50
N acc min =	$v + Sqv \text{ acc}$	(kN/m) 0.00	0.00
N acc max =	$v + Sqv \text{ acc} + q \text{ acc}$	(kN/m) 98.49	147.74

Risultante forze orizzontali (T)

T perm =	$Sth + Sqh \text{ perm} + fp$	(kN/m) 76.60	99.58
T acc =	$Sqh \text{ acc} + f$	(kN/m) 62.78	94.18

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

MM perm =	$\Sigma M$	(kNm/m) 639.37	596.79
MM acc (Nmin) =	$\Sigma M$	(kNm/m) -196.96	-295.44
MM acc (Nmax) =	$\Sigma M$	(kNm/m) 93.59	140.38

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	58 di 87

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Spinta condizione sismica +			
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m)	59.47	59.47
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^+ - Sst1\ stat$	(kN/m)	35.19	35.19
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	24.75	24.75
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^+$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica +			
Sst1h stat = Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	59.47	59.47
Sst1h sism = Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	35.19	35.19
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cosδ	(kN/m)	24.75	24.75
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cosδ	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +			
Sst1v stat = Sst1 stat * senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * senδ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * senδ	(kN/m)	0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

		SLE	STR/GEO
- Condizione sismica +			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	109.03	109.03
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m)	64.52	64.52
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kN/m)	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kN/m)	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m)	68.05	68.05
MSsq2 = Ssq1v * B	(kN/m)	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		34.88

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)			
Nmin = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	(kN/m)	408.09	408.09
Nmax = Pm+Pt+vp+vs+Sst1v+Ssq1v+Ps v+Ptsv+q acc	(kN/m)	408.09	408.09
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	(kN/m)	190.59	190.59
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM (Nmin) = ΣM	(kNm/m)	534.07	534.07
MM (Nmax) = ΣM	(kNm/m)	534.07	534.07

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	59 di 87

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot ka$	(kN/m) 59.47	71.96
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat	(kN/m) 24.26	29.35
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^-$	(kN/m) 26.84	29.53
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4) \cdot kas^-$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	Sst1 stat * cos $\delta$	(kN/m) 59.47	71.96
Sst1h sism =	Sst1 sism * cos $\delta$	(kN/m) 24.26	29.35
Ssq1h perm=	Ssq1 perm * cos $\delta$	(kN/m) 26.84	29.53
Ssq1h acc=	Ssq1 acc * cos $\delta$	(kN/m) 0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m) 109.03	131.93
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4)/3)	(kN/m) 44.48	53.81
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kN/m) 0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kN/m) 0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4)/2)	(kN/m) 73.82	81.20
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kN/m) 0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	( kNm/m )	0.00
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	( kNm/m )	0.00
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	( kNm/m )	34.88

**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

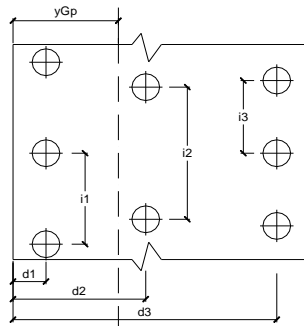
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	60 di 87

**AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N)		
Nmin =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	(kN/m) 336.91 336.91
Nmax =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + q_{acc}$	(kN/m) 336.91 336.91
Risultante forze orizzontali (T)		
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	(kN/m) 181.76 202.03
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		
MM (Nmin) =	$\sum M$	(kNm/m) 548.34 508.72
MM (Nmax) =	$\sum M$	(kNm/m) 548.34 508.72



**Caratteristiche della Palificata**



Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1)	0.80 (m)	interasse pali (i1) =	2.40 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2)	0.00 (m)	interasse pali (i2) =	0.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3)	3.20 (m)	interasse pali (i3) =	2.40 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.000 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLU**

caso	Np		Mp		Tp	
	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	Nmin	372.50	0.00	148.21	296.44	
	Nmax	372.50	147.74	148.21	155.09	99.58 94.18
sisma+	Nmin	408.09		282.12		
	Nmax	408.09		282.12		190.59
sisma-	Nmin	336.91		165.09		
	Nmax	336.91		165.09		202.03

**Sollecitazioni sui pali SLU**

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	890.65				3.35			232.50
	Nmax	927.59				320.98			
sisma+	Nmin	771.83				207.60			228.71
	Nmax	771.83				207.60			
sisma-	Nmin	569.38				239.20			
	Nmax	569.38				239.20			242.43

**Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata SLE / caratteristiche**

caso		Np			Mp			Tp	
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
statico	rara		0.00	98.49		196.96	93.59		62.78
	freq.	372.50	0.00	73.8675	105.63	147.72	70.19	76.60	47.09
	quasi perm		0.00	0.00		0.00	0.00		0.00
	Nmin		408.09			282.12			190.59
sisma+	Nmin		408.09			282.12			
	Nmax		408.09			282.12			
sisma-	Nmin		336.91			125.47			
	Nmax		336.91			125.47			181.76

**Sollecitazioni sui pali SLE/ caratteristiche**

caso		N pali all.1		N pali all.2		N pali all.3		T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	rara		196.96				-196.96		75.34
	freq.	552.63	147.72			341.37	-147.72	91.92	56.51
	quasi perm		0.00				0.00		0.00
	Nmin		211.77				24.60		75.34
statico	Nmax	552.63	158.83			341.37	18.45	91.92	56.51
	freq.		0.00				0.00		0.00
	quasi perm		0.00				0.00		0.00
sisma+	Nmin		771.83				207.60		228.71
	Nmax		771.83				207.60		
sisma-	Nmin		529.76				278.82		
	Nmax		529.76				278.82		218.11

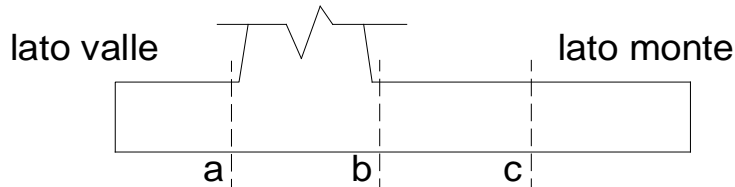
Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	61 di 87

12.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO – SLU/SLV

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B_1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B_1^2 / 2$$

$$T_a = \sum N_i / i_i - PP \cdot (1 \pm kv)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B_5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B_5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B_5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5$$

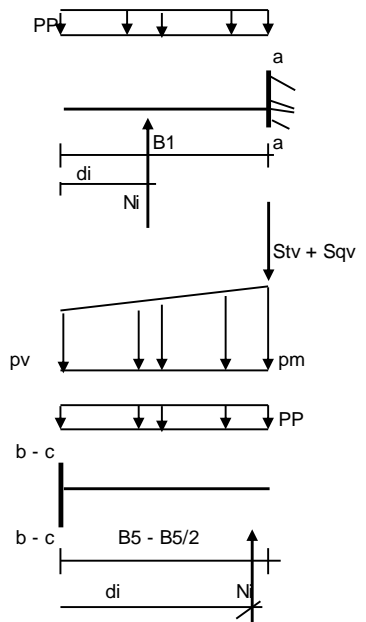
$$M_c = \sum N_i \cdot (B_5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v) \cdot B_5 / 2$$

$$V_b = \sum N_i / i_i - [PP \cdot B_5 + p_{vb} \cdot B_5 + (p_m - p_{vb}) \cdot B_5 / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$$V_c = \sum N_i / i_i - [PP \cdot (B_5 / 2) + p_{vc} \cdot (B_5 / 2) + (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2) / 2] \cdot (1 \pm kv) - (St_v + Sq_v)$$

$\sum$  estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>m</sub>	=	90.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vb</sub>	=	90.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	p <sub>vc</sub>	=	90.00	(kN/m <sup>2</sup> )



h terreno	4
h muro	8
diff	4

caso	M <sub>a</sub>	V <sub>a</sub>	M <sub>b</sub>	V <sub>b</sub>	M <sub>c</sub>	V <sub>c</sub>
	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	136.60	341.11	-206.04	-217.11	-51.68	-107.86
sisma+	108.81	288.54	-133.54	-154.22	-33.86	-33.86
sisma-	78.73	210.29	-76.83	-96.61	1.53	1.53

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	62 di 87

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\ orizz.}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \Sigma P_m \cdot (1 \pm kv)$$

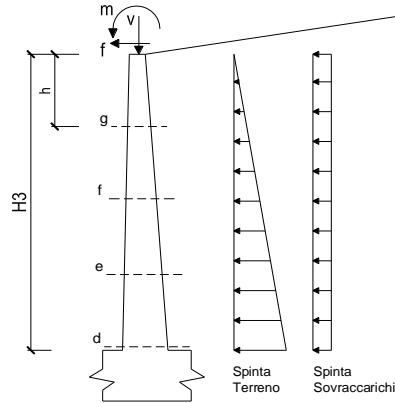
$$V_{t\ stat} = \frac{1}{2} K_{a\ orizz.} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t\ sism} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a\ orizz.} \cdot (1 \pm kv) - K_{a\ orizz.}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a\ orizz.} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	65.97	169.51	112.50	347.98	22.50	175.56	198.06
e-e	3.38	-0.25	4.14	63.94	67.82	22.50	65.39	87.89
f-f	2.25	-5.52	53.63	52.13	100.23	22.50	42.19	64.69
g-g	2.50	16.11	66.21	54.75	137.07	22.50	47.22	69.72

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	49.48	84.75	10.50	144.73
e-e	3.38	1.21	-13.24	10.50	-1.53
f-f	2.25	15.66	47.67	10.50	73.83
g-g	2.50	19.33	52.97	10.50	82.80

condizione sismica +

sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	50.75	120.12	39.59	0.00	133.18	343.64	22.50	193.41	215.91
e-e	3.38	-0.19	-3.34	0.97	0.00	21.72	19.15	22.50	72.04	94.54
f-f	2.25	9.03	5.34	12.53	0.00	9.44	36.34	22.50	46.48	68.98
g-g	1.13	1.13	0.67	3.13	0.00	2.31	7.23	22.50	22.46	44.96

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	38.06	22.52	19.80	0.00	35.71	116.09
e-e	3.38	0.93	0.55	-3.09	0.00	13.30	11.69
f-f	2.25	12.04	7.13	11.14	0.00	8.58	38.89
g-g	1.13	3.01	1.78	5.57	0.00	4.15	14.51

condizione sismica -

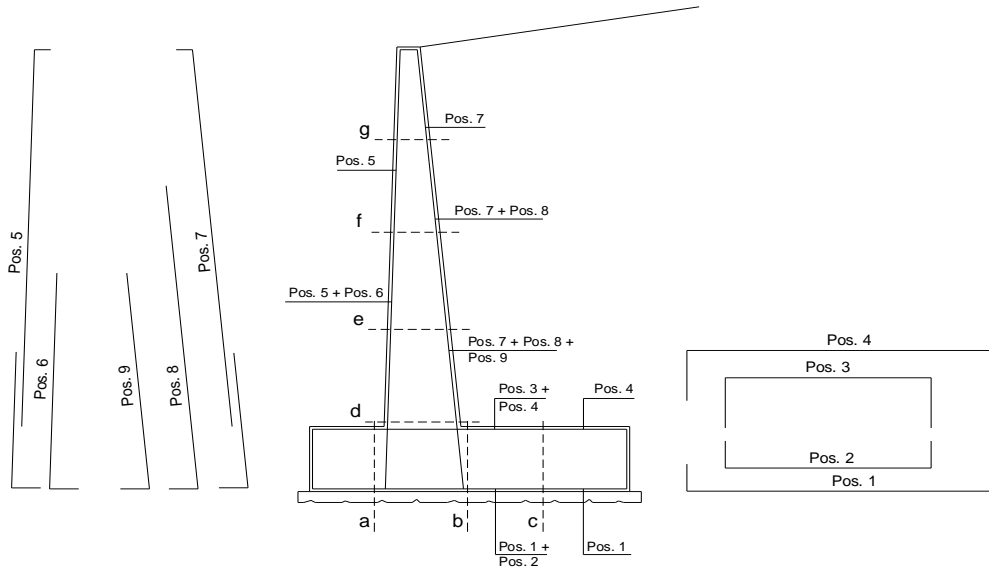
sezione	h	Mt <sub>stat</sub>	Mt <sub>sism</sub>	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	50.75	82.80	42.95	0.00	133.18	309.69	22.50	157.70	180.20
e-e	3.38	-0.19	-2.30	1.05	0.00	21.72	20.27	22.50	58.74	81.24
f-f	2.25	9.03	3.68	13.59	0.00	9.44	35.74	22.50	37.90	60.40
g-g	1.13	1.13	0.46	3.40	0.00	2.31	7.29	22.50	18.32	40.82

sezione	h	Vt <sub>stat</sub>	Vt <sub>sism</sub>	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	8.00	38.06	15.53	21.48	0.00	35.71	110.77
e-e	3.38	0.93	0.38	-3.36	0.00	13.30	11.25
f-f	2.25	12.04	4.91	12.08	0.00	8.58	37.62
g-g	1.13	3.01	1.23	6.04	0.00	4.15	14.43

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	63 di 87

SCHEMA DELLE ARMATURE

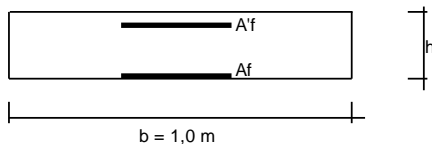


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20	<input type="checkbox"/>	5	5.0	20	<input type="checkbox"/>
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	5.0	18	<input type="checkbox"/>
4	10.0	20	<input type="checkbox"/>	8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)	(-)
a - a	136.60	0.00	1.00	15.71	31.42	575.86	4.22
b - b	-206.04	0.00	1.00	31.42	15.71	1139.57	5.53
c - c	-51.68	0.00	1.00	31.42	15.71	1139.57	22.05
d - d	347.98	198.06	0.90	12.72	15.71	499.96	1.44
e - e	67.82	87.89	0.85	12.72	15.71	427.62	6.30
f - f	100.23	64.69	0.80	12.72	15.71	392.15	3.91
g - g	137.07	69.72	0.75	12.72	15.71	367.34	2.68

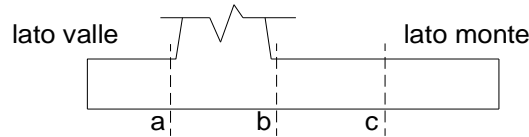
(n.b.: M+ tende le fibre di intradosso, M- tende le fibre di estradosso)

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	341.11	1.00	312.50	14	40	40	21.8	813.19	Sezione verificata
b - b	217.11	1.00	351.09	14	40	40	21.8	813.19	Armatura a taglio non necessaria
c - c	107.86	1.00	351.09	14	40	40	21.8	813.19	Armatura a taglio non necessaria
d - d	144.73	0.90	315.81	14	40	40	21.8	728.49	Armatura a taglio non necessaria
e - e	11.69	0.85	287.30	14	40	40	21.8	686.13	Armatura a taglio non necessaria
f - f	73.83	0.80	271.17	14	40	40	21.8	643.78	Armatura a taglio non necessaria
g - g	82.80	0.75	258.94	14	40	40	21.8	601.43	Armatura a taglio non necessaria

## 12.3 VERIFICHE DEL MURO A FESSURAZIONE – COMBINAZIONE RARA

### VERIFICA A FESSURAZIONE

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE



#### Mensola Lato Valle

$$M_a = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

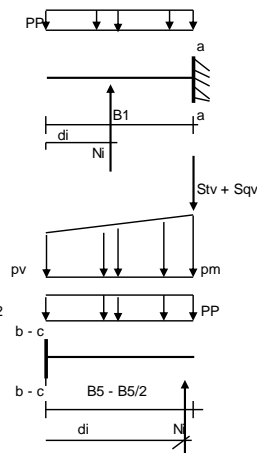
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

#### Mensola Lato Monte

$$M_b = \sum N_i \cdot (B5 - (B-d)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$M_c = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B-d)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola



Peso Proprio	PP	=	25.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	pm	=	90.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvb	=	90.00	(kN/m <sup>2</sup> )
	pvc	=	90.00	(kN/m <sup>2</sup> )

caso	Ma	Mb	Mc
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
FR	100.58	-118.82	-39.79
Q.P.	74.11	-51.12	-30.56

#### CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

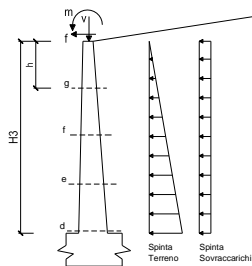
##### Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{sizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h / 3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{sizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{est} = m + f \cdot h$$

$$N_{est} = v$$



##### condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</sub>	N <sub>sp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	72.26	119.40	37.88	229.54	22.50	90.00	112.50
e-e	3.38	30.48	67.17	31.97	129.62	22.50	65.39	87.89
f-f	2.25	9.03	29.85	26.06	64.95	22.50	42.19	64.69
g-g	1.13	1.13	7.46	20.16	28.75	22.50	20.39	42.89

##### condizione Quasi Permanente

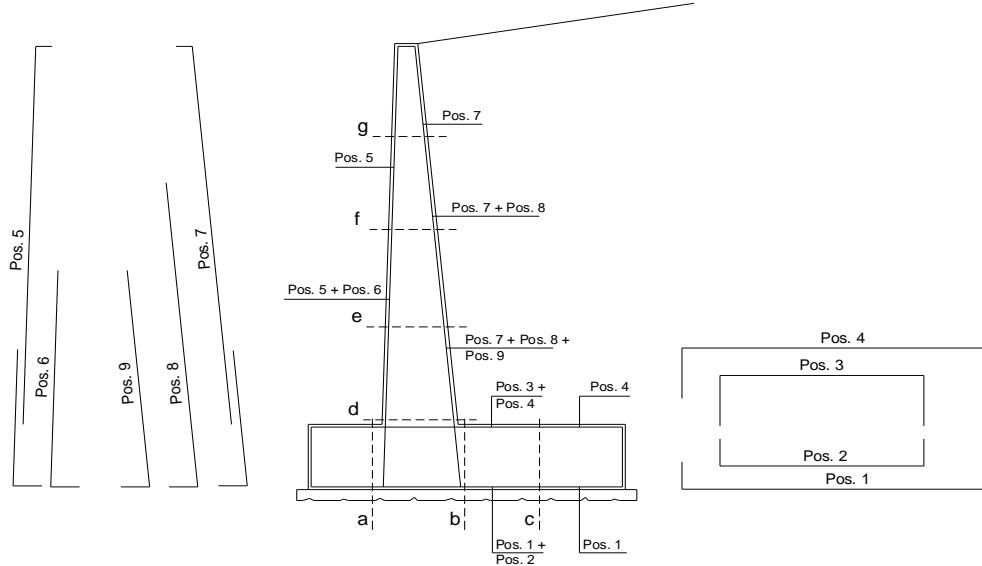
sezione	h	Mt	Mq	M <sub>est</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>est</sub>	N <sub>sp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.50	72.26	34.68	0.00	106.94	22.50	90.00	112.50
e-e	3.38	30.48	19.51	0.00	49.99	22.50	65.39	87.89
f-f	2.25	9.03	8.67	0.00	17.70	22.50	42.19	64.69
g-g	1.13	1.13	2.17	0.00	3.30	22.50	20.39	42.89



Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	65 di 87

SCHEMA DELLE ARMATURE

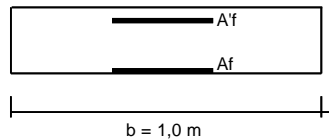


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	20	<input type="checkbox"/>	5	5.0	20	<input type="checkbox"/>
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	5.0	18	<input type="checkbox"/>
4	10.0	20	<input type="checkbox"/>	8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	100.58	0.00	1.00	15.71	31.42	0.95	70.34	0.064	0.300
b - b	-118.82	0.00	1.00	31.42	15.71	0.96	42.73	0.026	0.300
c - c	-39.79	0.00	1.00	31.42	15.71	0.32	14.31	0.009	0.300
d - d	229.54	112.50	0.90	12.72	15.71	3.18	181.18	0.179	0.300
e - e	129.62	87.89	0.85	12.72	15.71	1.98	101.63	0.100	0.300
f - f	64.95	64.69	0.80	12.72	15.71	1.10	48.28	0.048	0.300
g - g	28.75	42.89	0.75	12.72	15.71	0.54	18.90	0.019	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w <sub>amm</sub>
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	74.11	0.00	1.00	15.71	31.42	0.70	51.82	0.047	0.200
b - b	-51.12	0.00	1.00	31.42	15.71	0.41	18.38	0.011	0.200
c - c	-30.56	0.00	1.00	31.42	15.71	0.25	10.99	0.007	0.200
d - d	106.94	112.50	0.90	12.72	15.71	1.48	63.69	0.063	0.200
e - e	49.99	87.89	0.85	12.72	15.71	0.74	21.74	0.021	0.200
f - f	17.70	64.69	0.80	12.72	15.71	0.25	2.15	0.002	0.200
g - g	3.30	42.89	0.75	12.72	15.71	0.00	-	-	0.200

sez. compressa

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

12.3.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEI PALI

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**  
ai sensi del D.M. 14/01/2008 - Approccio 2 (A1+M1+R3)  
OPERA: Muro di sostegno da pk 18+364 a pk 18+636 - D = 0.80m

Diametro del palo (D): 0.8 (m)  
Quota testa palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 1 (m)  
Area del palo (A<sub>p</sub>): 0.503 (m<sup>2</sup>)  
quota della falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 10 (m)

**CARICO ASSIALE DI COMPRESIONE SUL SINGOLO PALO:**  
§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008  
Approccio 2: (A1+M1+R3)

N <sub>d</sub> (SLU)	928	(kN)
N <sub>d</sub> (SLV)	772	(kN)
N <sub>d</sub> (SLE)	764	(kN)
N <sub>d</sub> (SLD)		(kN)

**CARICO ASSIALE DI TRAZIONE SUL SINGOLO PALO:**  
§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008  
Approccio 2: (A1+M1+R3)

N <sub>d</sub> (SLU)		(kN)
N <sub>d</sub> (SLV)		(kN)

Numero di strati: 4

**CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI**

Strato	Stratigrafia			Spess.	Tipo di terreno	Parametri del terreno						τ <sub>lim</sub>	N <sub>d</sub>	q <sub>b, max</sub>	k <sub>comp</sub>	k <sub>traz</sub>
	da	a				γ	c'	φ'	c <sub>u</sub>	α	a					
(-)	(m)	(m)	(m)			(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(kPa)	(-)	(-)	(kPa)	(-)	(kPa)	(-)	(-)
1	0.00	2.00	2.00		ba2	19		33				150	17	4300	0.6	0.5
2	2.00	6.00	4.00		ba3	19		25				150	17	4300		
3	6.00	11.00	5.00		TGC2	18.5		34				150	25	5800		
4	11.00	60.00	49.00		MDL3	20	15	25	200	0.4		100	25	5800		

Fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ <sub>3</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ <sub>4</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

n°1 verticale:  Peso del palo depurato W<sub>p, dep</sub>:

Lunghezza del palo (L <sub>p</sub> )	16	(m)
Peso del palo depurato W <sub>p, dep</sub>	46	(kN)
Peso palo alleggerito W <sub>p, all</sub>	166	(kN)
Profondità punta palo:	17	(m)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

Resistenza alla base:	R <sub>b</sub> =	1069	(kN)
Resistenza laterale a compressione:	R <sub>l, compr.</sub> =	2275	(kN)
Resistenza laterale a trazione:	R <sub>l, traz.</sub> =	2097	(kN)
Resistenza totale a compressione:	R <sub>t</sub> = R <sub>b</sub> + R <sub>l, compr.</sub> =	3344	(kN)
Resistenza totale a trazione:	R <sub>t</sub> = R <sub>b</sub> + R <sub>l, traz.</sub> =	2097	(kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**  
Approccio 2: (A1+M1+R3)\_§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

Resistenza alla base:	R <sub>b, c</sub> =	466	(kN)
Resistenza laterale a compressione:	R <sub>l, c</sub> =	1164	(kN)
Resistenza totale a compressione:	R <sub>d, c</sub> = R <sub>b, c</sub> + R <sub>l, c</sub> - W <sub>p, dep</sub> =	1583	(kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO A TRAZIONE**  
Approccio 2: (A1+M1+R3)\_§6.4.3.1 D.M. 14/01/2008

Resistenza totale a trazione:	R <sub>d, t</sub> = R <sub>l, t</sub> + W <sub>p, dep</sub> =	-1153	(kN)
-------------------------------	---	-------	------

**VERIFICA A COMPRESIONE**

	N <sub>d, c</sub> (kN)	R <sub>d, c</sub> (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)	928	1583	1.71
SLV - (EQK+M1+R3)	772	1583	2.05

R<sub>d, c</sub>/N<sub>d, c</sub> ≥ 1

**VERIFICA A TRAZIONE**

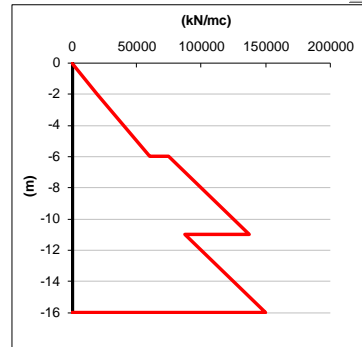
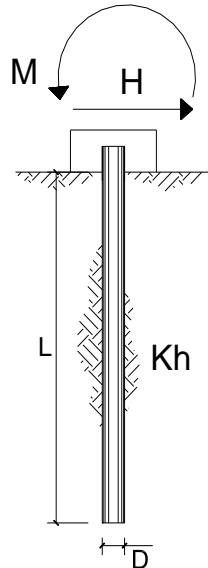
	N <sub>d, t</sub> (kN)	R <sub>d, t</sub> (kN)	FS (-)
SLU - (A1+M1+R3)			-
SLV - (EQK+M1+R3)			-

R<sub>d, t</sub>/N<sub>d, t</sub> ≥ 1

	N <sub>d</sub> (kN)	R <sub>d, c</sub> (kN)	FS (-)
SLE	764	2275	2.98
SLD			-

R<sub>d, c</sub>/N<sub>d</sub> ≥ 1.25

**Momento di progetto – SLV**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		0.00		8000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-2.00		8000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		-6.00		10000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		-11.00	87500	10000
<input type="checkbox"/> strato 5		-16.00	87500	
<input type="checkbox"/> strato 6				

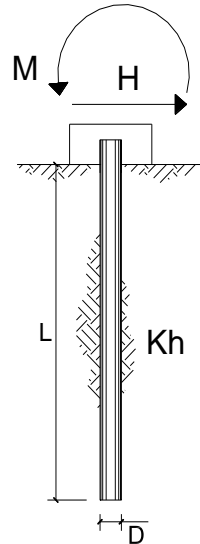
Diametro del palo 0.8 (m)  
 J palo 0.02011 (m<sup>4</sup>)  
 Lunghezza del palo 16 (m)  
 Forza orizzontale in testa 233 (kN)  
 Momento in testa 0 (kNm)  
 E cls 31220 (Mpa)  
 dimensione elementi 0.2 (m)

- palo impedito di ruotare
- palo impedito di traslare
- palo libero

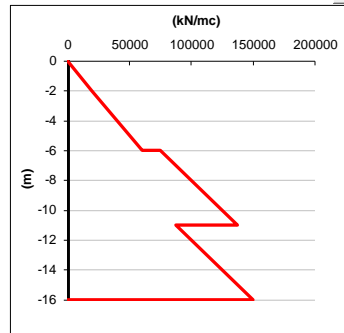
**Calcolo**  
(ctrl+r)

$M_0 = \alpha_m * H$  517 (kNm)  
 $\alpha_m$  2.22 (m)

**Momento di progetto – SLE**



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		0.00		8000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		-2.00		8000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		-6.00		10000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4		-11.00	87500	10000
<input type="checkbox"/> strato 5		-16.00	87500	
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0.8 (m)

J palo 0.02011 (m<sup>4</sup>)

Lunghezza del palo 16 (m)

Forza orizzontale in testa 167 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

E cls 31220 (Mpa)

dimensione elementi 0.2 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

$M_0 = \alpha_m \cdot H$  370 (kNm)

$\alpha_m$  2.22 (m)

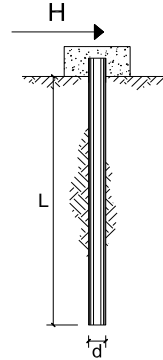
**Verifica a capacità portante per azioni orizzontali**

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI  
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA: Muro di sostegno da pk 21+982 a pk 22+082 - SLV

TEORIA DI BASE:  
(Broms, 1964)

coefficienti parziali		A		M	R
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_{\phi}$	$\gamma_r$
		$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
SLV	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		1.00	1.00	1.00	1.30



n	1	2	3	4	5	7	10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 1.5k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	16.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	$M_y$ =	894.19	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	$\phi'_{med}$ =	30.00	(°)	$\phi'_{min}$ =	30.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\phi'_{med,d}$ =	30.00	(°)	$\phi'_{min,d}$ =	30.00 (°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$ )	$k_{p,med}$ =	3.00	(-)	$k_{p,min}$ =	3.00 (-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma$ =	10.00	(kN/m <sup>3</sup> )		
Carico Assiale Permanente (G):	G =	233	(kN)		
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)		

Palo corto:

$H1_{med}$ =	9216.00	(kN)	$H1_{min}$ =	9216.00	(kN)
--------------	---------	------	--------------	---------	------

Palo intermedio:

$H2_{med}$ =	3127.89	(kN)	$H2_{min}$ =	3127.89	(kN)
--------------	---------	------	--------------	---------	------

Palo lungo:

$H3_{med}$ =	637.69	(kN)	$H3_{min}$ =	637.69	(kN)
--------------	--------	------	--------------	--------	------

$H_{med}$  = 637.69 (kN) palo lungo       $H_{min}$  = 637.69 (kN) palo lungo

$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) =$  455.49 (kN)

$H_d = H_k/\gamma_r =$  350.38 (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$  233.00 (kN)

$FS = H_d / F_d =$  1.50

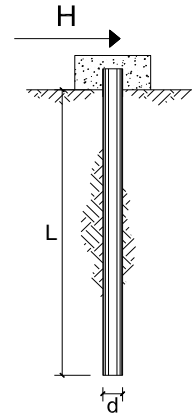
**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI**  
**PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

**OPERA:** Muro di sostegno da pk 21+982 a pk 22+082 - SLU

**TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_\varphi$	$\gamma_r$
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	●	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	○	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		○	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista			1.00	1.00	1.00	1.30



n	○ <sup>1</sup>	○ <sup>2</sup>	○ <sup>3</sup>	○ <sup>4</sup>	○ <sup>5</sup>	○ <sup>7</sup>	≥10	T.A.	prog.
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Palo corto: 
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio: 
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo: 
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}}$$

**DATI DI INPUT:**

Lunghezza del palo	L =	16.00	(m)			
Diametro del palo	d =	0.80	(m)			
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	894.19	(kN m)			
Angolo di attrito del terreno	$\varphi'_{med}$ =	30.00	(°)	$\varphi'_{min}$ =	30.00	(°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	$\varphi'_{med,d}$ =	30.00	(°)	$\varphi'_{min,d}$ =	30.00	(°)
Coeff. di spinta passiva ( $k_p = (1 + \sin \varphi') / (1 - \sin \varphi')$ )	$k_{p,med}$ =	3.00	(-)	$k_{p,min}$ =	3.00	(-)
Peso di unità di volume (con falda $\gamma = \gamma'$ )	$\gamma$ =	10.00	(kN/m <sup>3</sup> )			
Carico Assiale Permanente (G):	G =	229	(kN)			
Carico Assiale variabile (Q):	Q =	0	(kN)			

Palo corto:

$H1_{med} = 9216.00$  (kN)       $H1_{min} = 9216.00$  (kN)

Palo intermedio:

$H2_{med} = 3127.89$  (kN)       $H2_{min} = 3127.89$  (kN)

Palo lungo:

$H3_{med} = 637.69$  (kN)       $H3_{min} = 637.69$  (kN)

$H_{med} = 637.69$  (kN)      palo lungo       $H_{min} = 637.69$  (kN)      palo lungo

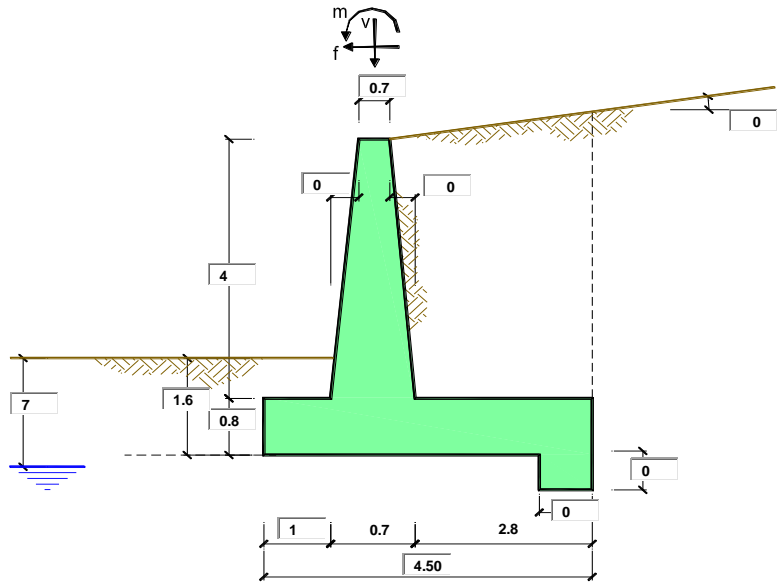
$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 455.49$  (kN)

$H_d = H_k / \gamma_r = 350.38$  (kN)

$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q = 297.70$  (kN)

$FS = H_d / F_d = 1.18$

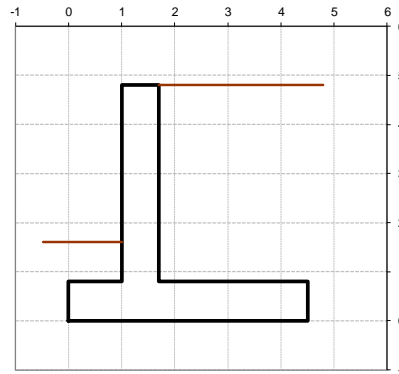
### 13. ALLEGATO A: VERIFICHE DEL MURO H = 4.0M



OPERA MURO H=3.0m

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

S.L.U.	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	○
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	○
SLE (DM88)				○
altro				○



Peso Specifico del Calcestruzzo  $\gamma_{cls} = 25.00$  (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole		1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole		1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

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

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	72 di 87

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
<b>Dati Geotecnici</b>							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	38.00	38.00	32.01	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0.00	0.00	0.00	
Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate					
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00	33.00	27.45	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19	18.50	18.50	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19	18.50	18.50	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	20000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.243	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_S$	1.35	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_m$	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.1016955	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0508	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238	0.307		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.289	0.289	0.366		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.295	0.295	0.372		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392	3.392	2.711		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.209	3.209	2.546		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.189	3.189	2.527		

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	14.40	18.72	15.84	
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00	
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	22.50	22.50	20.25	
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00	
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	46.90	70.35	70.35	
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	7.00	10.50	10.50	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00	
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	19.00	28.50	28.50	
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione condizione frequente $\Psi1$		1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$	0.00		
	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00			
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche $\blacktriangleleft$ $\blacktriangle\blacktriangle$	(kN/m)	fs	0.00	$\blacktriangleleft$ $\blacktriangle\blacktriangle$		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche $\blacktriangleleft$ $\blacktriangle\blacktriangle$	(kN/m)	vs	0.00	$\blacktriangleleft$ $\blacktriangle\blacktriangle$		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00			



Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	73 di 87

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls

Rck	35	(MPa)
fck	28	(MPa)
fcm	36	(MPa)
Ec	32308	(MPa)
$\alpha_{cc}$	0.85	
$\gamma_c$	1.50	

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

**Acciaio**

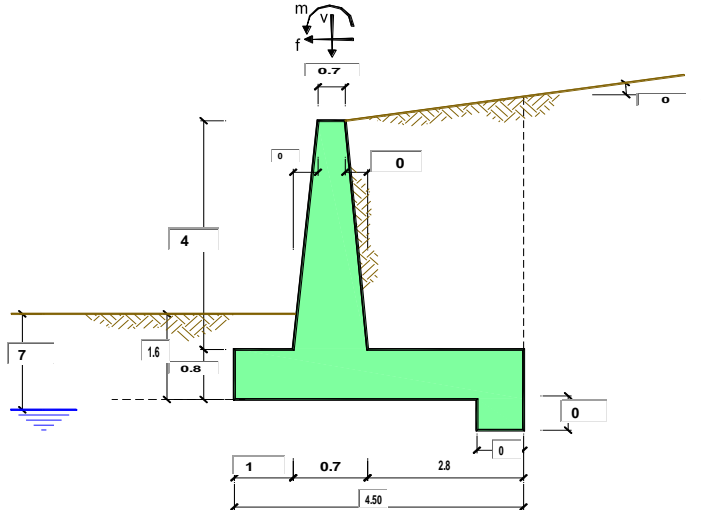
tipo di acciaio

fyk =	430	(MPa)
$\gamma_s =$	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s / \gamma_E =$	373.91	(MPa)
Es =	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0.18%	

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	74 di 87

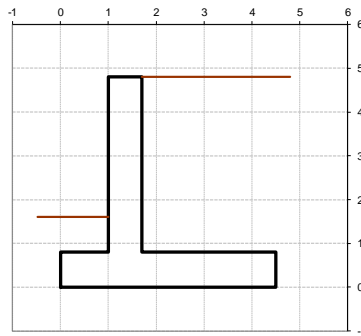
13.1 VERIFICHE GEOTECNICHE DEL MURO – SLU/SLV



OPERA MURO H=4.0m

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2	A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>	
SLE (DM88)			<input type="radio"/>	
altro			<input type="radio"/>	



Peso Specifico del Calcestruzzo  $\gamma_{cls} = 25.00$  (kN/m3)

Carichi	Effetto	Coeff. Parziale	EQU	A1 (STR)	A2 (GEO)	SLE	altro
Permanenti	favorevole	$\gamma_G$	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
	sfavorevole	$\gamma_G$	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	favorevole	$\gamma_Q$	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	sfavorevole	$\gamma_Q$	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00

Parametro	Coeff. Parziale	M1	M2	SLE	altro	
angolo d'attrito	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.00
coesione	$c_k$	$\gamma_c$	1.00	1.25	1.00	1.00
resistenza non drenata	$c_{sk}$	$\gamma_{su}$	1.00	1.40	1.00	1.00
peso unità di volume	$\gamma$	$\gamma_s$	1.00	1.00	1.00	1.00

Verifica	Coeff. Parziale	R1	R2	R3	SLE	altro
Capacità portante fondazione	$\gamma_R$	1.00	1.00	1.40	2.00	1.00
Scorrimento		1.00	1.00	1.10	1.30	1.00
Ribaltamento		1.00	1.00	1.00	1.50	1.00

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	75 di 87

				valori caratteristici SLE		valori di progetto	
				STR/GEO	EQU		
<b>Dati Geotecnici</b>							
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	$\phi'$	38.00	38.00	32.01	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$	20.00	20.00	20.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	$\delta$	0.00	0.00	0.00	
Condizioni <input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate							
Dati Terreno Fondazione	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	0.00	0.00	0.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	33.00	33.00	27.45	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma1$	19	18.50	18.50	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma d$	19	18.50	18.50	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	5.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m <sup>2</sup> )	E	20000			

Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g$	0.243	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	$S_s$	1.35	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	$S_T$	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	$\beta_m$	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.203391	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.1017	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE	STR/GEO	EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.238	0.238	0.307
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.344	0.344	0.429
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.373	0.373	0.463
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392	3.392	2.711
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.034	3.034	2.384
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.946	2.946	2.302

		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto		
		STR/GEO	EQU			
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m <sup>2</sup> )	qp	14.40	18.72	15.84
	Sovraccarico su zattera di monte <input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	22.50	22.50	20.25
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m <sup>2</sup> )	q	46.90	70.35	70.35
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	7.00	10.50	10.50
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	19.00	28.50	28.50
Coefficients di combinazione condizione frequente $\Psi1$			1.00	condizione quasi permanente $\Psi2$		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m <sup>2</sup> )	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche $\blacktriangleleft \blacktriangleleft \blacktriangleleft$	(kN/m)	fs	0.00	$\blacktriangleleft \blacktriangleleft$	$\blacktriangleleft$
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche $\blacktriangleleft \blacktriangleleft$	(kN/m)	vs	0.00	$\blacktriangleleft$	$\blacktriangleleft$
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	76 di 87

**CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**

**Calcestruzzo**

classe cls	<input type="text" value="C28/35"/>		
Rck	35	(MPa)	
fck	28	(MPa)	
fcm	36	(MPa)	
Ec	32308	(MPa)	
$\alpha_{cc}$	0.85		
$\gamma_c$	1.50		
$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	15.87	(MPa)	
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.77	(MPa)	

**Tensioni limite (tensioni ammissibili)**

condizioni statiche

$\sigma_c$	16.8	Mpa
$\sigma_f$	360	Mpa

condizioni sismiche

$\sigma_c$	16.8	Mpa
$\sigma_f$	360	Mpa

**Valore limite di apertura delle fessure**

Frequente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w2"/>	0.3	mm

**Acciaio**

tipo di acciaio	<input type="text" value="Fe B 44 k"/>		
f <sub>yk</sub> =	430	(MPa)	
$\gamma_s$ =	1.15		
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> / $\gamma_s$ / $\gamma_E$ =	373.91	(MPa)	
Es =	210000	(MPa)	
$\epsilon_{ys}$ =	0.18%		

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

**Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

c = 4.00 (cm)

**Copriferro minimo di normativa** (ricoprimento armatura)

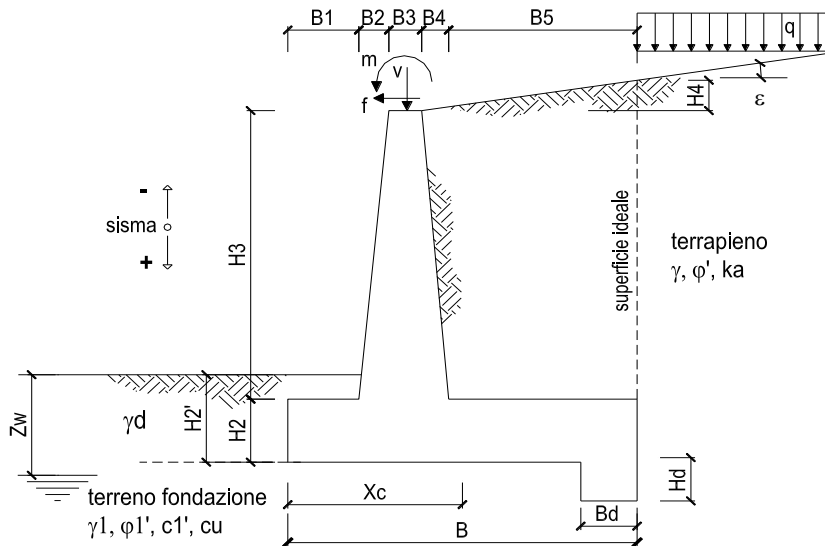
c<sub>min</sub> = 3.00 (cm)

**Interfero tra I e II strato**

i<sub>I-II</sub> = 5.00 (cm)

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	77 di 87



**OPERA** Esempio

**DATI DI PROGETTO:**

**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	4.00	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.70	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

**Geometria della Fondazione**

Larghezza Fondazione	B =	4.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.80	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	3.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	2.25	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	$\gamma_{cls}$ =	25.00	(kN/m <sup>3</sup> )
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	78 di 87

FORZE VERTICALI

	SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)			
Pm1 = $(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 = $(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	70.00	63.00
Pm3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 = $(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	90.00	81.00
Pm5 = $(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	160.00	144.00
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)			
Pt1 = $(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	240.00	216.00
Pt2 = $(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr = $qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	43.20	47.52
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	283.20	263.52
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	140.7	211.05
Sovr acc. Sism $qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	

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

	SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)			
Mm1 = $Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 = $Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	94.50	85.05
Mm3 = $Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 = $Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	202.50	182.25
Mm5 = $Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	297.00	267.30
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro			
Mt1 = $Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	768.00	691.20
Mt2 = $Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 = $Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr = $Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	138.24	152.06
Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	906.24	843.26
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro			
Sovr acc. Stat $q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	450.24	675.36
Sovr acc. Sism $q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)			
Ps h = $Pm \cdot kh$	(kN/m)		32.54
Ps v = $Pm \cdot kv$	(kN/m)		16.27
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh = $Pt \cdot kh$	(kN/m)		60.24
Ptsh = $Pt \cdot kv$	(kN/m)		30.12
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)			
MPs1 h = $kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 h = $kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		39.86
MPs3 h = $kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h = $kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)		7.32
MPs5 h = $-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		47.19
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)			
MPs1 v = $kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)		0.00
MPs2 v = $kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)		9.61
MPs3 v = $kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v = $kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)		20.59
MPs5 v = $kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v = $MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		30.20
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)			
MPts1 h = $kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		136.68
MPts2 h = $kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h = $kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts h = $MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		136.68
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)			
MPts1 v = $kv \cdot Pt1 \cdot (B - B5/2)$	(kNm/m)		73.22
MPts2 v = $kv \cdot Pt2 \cdot (B - B5/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v = $kv \cdot Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)		0.00
MPts v = $MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		73.22

ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	79 di 87

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
St = $0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2+H_3+H_4+H_5) \cdot k_a$	(kNm)	54.81	71.25
Sq perm = $q' \cdot (H_2+H_3+H_4+H_5) \cdot k_a$	(kNm)	16.44	21.38
Sq acc = $q'' \cdot (H_2+H_3+H_4+H_5) \cdot k_a$	(kNm)	53.55	80.33
- Componente orizzontale condizione statica			
St <sub>h</sub> = $St \cdot \cos \delta$	(kNm)	54.81	71.25
Sq <sub>h</sub> perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kNm)	16.44	21.38
Sq <sub>h</sub> acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kNm)	53.55	80.33
- Componente verticale condizione statica			
St <sub>v</sub> = $St \cdot \sin \delta$	(kNm)	0.00	0.00
Sq <sub>v</sub> perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kNm)	0.00	0.00
Sq <sub>v</sub> acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kNm)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_2^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_2^2 \cdot k_p + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_2$	(kNm)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
MS1 = $St \cdot H_2 \cdot (H_2+H_3+H_4+H_5) / 3$	(kNm/m)	87.69	114.00
MS2 = $St \cdot v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq1 perm = $Sq \text{ perm} \cdot (H_2+H_3+H_4+H_5) / 2$	(kNm/m)	39.46	51.30
MSq1 acc = $Sq \text{ acc} \cdot (H_2+H_3+H_4+H_5) / 2$	(kNm/m)	126.53	162.79
MSq2 perm = $Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSq2 acc = $Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_2^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = $mp + m$	(kNm/m)	19.00	28.50
Mfext2 = $(p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	33.60	50.40
Mfext3 = $(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3) / 2$	(kNm/m)	30.38	30.38

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Resultante forze verticali (N)			
N = $P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$	(kNm)	478.66	
Resultante forze orizzontali (T)			
T = $St_h + Sq_h + f$	(kNm)	183.45	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $\tan \delta$	(-)	0.65	
<b>Fs scorr.</b> = $(N \cdot f + Sp) / T$		<b>1.69</b>	<b>&gt;</b>

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $M_m + M_t + M_{fext3}$	(kNm/m)	1137.90	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MS_1 + MS_2 + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	(kNm/m)	508.46	
<b>Fs ribaltamento</b> = $Ms / Mr$		<b>2.24</b>	<b>&gt;</b>

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Resultante forze verticali (N)			
N = $P_m + P_t + v + St_v + Sq_v + (Sovr \text{ acc})$	(kNm)	478.66	Nmax 688.71
Resultante forze orizzontali (T)			
T = $St_h + Sq_h + f \cdot Sp$	(kNm)	183.45	183.45
Resultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = $\sum M$	(kNm/m)	838.10	1513.46
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = $X_c \cdot N - MM$	(kNm/m)	238.89	38.39

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_u \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B^* \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kPa)
$\phi_1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00	(°)
$\gamma_1$	peso unita di volume terreno fondaz.	18.50	(kNm <sup>3</sup> )
$q_u = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	29.60	(kNm <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.50	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.50	(m)

I valori di Nc, Nq e N<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

N <sub>c</sub> = $\tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(2 \cdot \phi/90)}$	(1 in cond. nd)	26.09	(-)
N <sub>q</sub> = $(N_c - 1) \cdot \tan(\phi)$	(2+ in cond. nd)	38.64	(-)
N <sub>γ</sub> = $2 \cdot (N_c + 1) \cdot \tan^2(\phi)$	(0 in cond. nd)	35.19	(-)

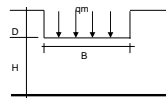
I valori di i<sub>c</sub>, i<sub>q</sub> e i<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

i <sub>c</sub> = $(1 - T / (N + B^* \cdot \cot \phi))^{0.5}$	(1 in cond. nd)	0.38	0.54	(-)
i <sub>q</sub> = $(1 - i_c) / (N_q - 1)$		0.36	0.36	(-)
i <sub>γ</sub> = $(1 - T / (N + B^* \cdot \cot \phi))^{0.5} - 1$		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub> (carico limite unitario)		561.14	683.48	(kNm <sup>2</sup> )
<b>FS carico limite</b> = $F = q_{lim} \cdot B^* / N$		<b>4.11</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.4</b>
	Nmin			
	Nmax	<b>4.35</b>	<b>&gt;</b>	

CEDEMENTO DELLA FONDAZIONE



$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E$	(Christian e Carrier, 1976)		
N	465.70	(kNm)	
M	122.49	(kNm/m)	
e = M/N	0.26	(m)	
B*	3.97	(m)	
Profondità Piano di Posa della Fondazione	D = 1.60	(m)	
	D/B* = 0.40	(m)	
	H <sub>0</sub> /B* = 1.26	(m)	
Carico unitario medio (qm)	qm = N / (B - 2e) = N / B*	120.45	(kNm/m)
Coefficiente di forma $\mu_0 = f(D/B)$	$\mu_0 =$	0.943	(-)
Coefficiente di profondità $\mu_1 = f(H_0/B)$	$\mu_1 =$	0.46	(-)
Cedimento della fondazione	$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E =$	10.37	(mm)

**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	80 di 87

**CONDIZIONE SISMICA +**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$ (kNm)	54.81	54.81	70.77
Sst1 sism = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as} \cdot S_{st1 \text{ stat}}$ (kNm)	32.43	32.43	37.99
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$ (kNm)	23.76	23.76	29.62
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$ (kNm)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat * cos $\delta$ (kNm)	54.81	54.81	70.77
Sst1h sism = Sst1 sism * cos $\delta$ (kNm)	32.43	32.43	37.99
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos $\delta$ (kNm)	23.76	23.76	29.62
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos $\delta$ (kNm)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat = Sst1 stat * sen $\delta$ (kNm)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen $\delta$ (kNm)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen $\delta$ (kNm)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen $\delta$ (kNm)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$ (kNm)	0.00	0.00	0.00
--	------	------	------

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * (H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +H <sub>d</sub> )/3-hd (kNm/m)	87.69	87.69	113.24
MSst1 sism = Sst1h sism * (H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +H <sub>d</sub> )/3-hd (kNm/m)	51.89	51.89	60.79
MSst2 stat = Sst1v stat * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * (H <sub>2</sub> +H <sub>3</sub> +H <sub>4</sub> +H <sub>d</sub> )/2-Hd (kNm/m)	57.01	57.01	71.08
MSsq2 = Ssq1v * B (kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d / 2$ (kNm/m)	0.00	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms (kNm/m)	0.00		
Mfext2 = (fp+fs) * (H <sub>3</sub> + H <sub>2</sub> ) (kNm/m)	0.00		
Mfext3 = (vp+vs) * (B <sub>1</sub> + B <sub>2</sub> + B <sub>3</sub> /2) (kNm/m)	30.38		

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

Risultante forze verticali (N) N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv (kNm)	512.09		
Risultante forze orizzontali (T) T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pth (kNm)	203.77		
Coefficiente di attrito alla base (f) f = tg $\phi_1$ (-)	0.65		
<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>	<b>1.63</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

Momento stabilizzante (Ms) Ms = Mm + Mt + Mfext3 (kNm/m)	1275.09		
Momento ribaltante (Mr) Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts (kNm/m)	325.55		
<b>Fr = Ms / Mr</b>	<b>3.92</b>	<b>&gt;</b>	<b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

Risultante forze verticali (N) N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc) (kNm)	Nmin 512.09	Nmax 512.09	(kNm)
Risultante forze orizzontali (T) T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Pth - Sp (kNm)	203.77		(kNm)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM) MM = $\Sigma M$ (kNm/m)	956.58	956.58	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M) M = Xc * N - MM (kNm/m)	195.62	195.62	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_s \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma$

c1	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kNm/m)
$\phi_1$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00	(°)
$\gamma_1$	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50	(kNm/m <sup>3</sup> )
$q_s = \gamma \cdot d \cdot H_2$	sovraccarico stabilizzante	29.60	(kNm/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.38	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	3.74	(m)

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

$N_q = tg^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(1.3 \cdot \phi)}$ (1 in cond. nd)	26.09	(-)
$N_c = (N_q - 1) \cdot tg(\phi)$ (2+ in cond. nd)	38.64	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\phi)$ (0 in cond. nd)	35.19	(-)

I valori di ic, iq e i $\gamma$  sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

$i_q = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot cotg(\phi)))^4$ (1 in cond. nd)	0.36	0.36	(-)
$i_c = i_q \cdot (1 - i_q)/(N_q \cdot 1)$	0.34	0.34	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B \cdot c \cdot cotg(\phi)))^{0.5}$	0.22	0.22	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q <sub>lim</sub> (carico limite unitario)	545.35	545.35	(kNm/m <sup>2</sup> )
---	--------	--------	-----------------------

<b>FS carico limite</b>	<b>F = q<sub>lim</sub> * B' / N</b>	Nmin	<b>3.98</b>	<b>&gt;</b>	<b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.98</b>	<b>&gt;</b>	



**ITINERARIO NAPOLI – BARI  
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO  
II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO  
1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE  
PROGETTO ESECUTIVO**

**Muro di sostegno - Relazione di calcolo**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	81 di 87

**CONDIZIONE SISMICA -**

**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Spinta condizione sismica -</b>			
Sst1 stat = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	54.81	54.81
Sst1 sism = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (1-k_v) \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	22.36	22.36
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	25.77	25.77
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2+H_3+H_4+H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
<b>- Componente orizzontale condizione sismica -</b>			
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	54.81	54.81
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	22.36	22.36
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	25.77	25.77
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00
<b>- Componente verticale condizione sismica -</b>			
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00
<b>- Spinta passiva sul dente</b>			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-k_v) \cdot H_d^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1-k_v) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d$	(kN/m)	0.00	0.00

**MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

	SLE	STR/GEO	EQU
<b>- Condizione sismica -</b>			
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	87.69	87.69
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	35.77	35.77
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+hd)/2-Hd)	(kNm/m)	61.85	61.85
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

**MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE**

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)		30.38

**VERIFICA ALLO SCORRIMENTO**

<b>Risultante forze verticali (N)</b>			
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv		419.31	(kN/m)
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h		195.71	(kN/m)
<b>Coefficiente di attrito alla base (f)</b>			
f = tg φ <sup>1</sup>		0.65	(-)
<b>Fs = (N*f + Sp) / T</b>		<b>1.39</b>	<b>&gt;</b> <b>1.1</b>

**VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

<b>Momento stabilizzante (Ms)</b>			
Ms = Mm + Mt + Mfext3		1275.09	(kNm/m)
<b>Momento ribaltante (Mr)</b>			
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts		517.20	(kNm/m)
<b>Fr = Ms / Mr</b>		<b>2.47</b>	<b>&gt;</b> <b>1</b>

**VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE**

<b>Risultante forze verticali (N)</b>			
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	Nmin	Nmax	(kN/m)
	419.31	419.31	
<b>Risultante forze orizzontali (T)</b>			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Pts h - Sp		195.71	(kN/m)
<b>Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)</b>			
MM = ΣM		761.01	(kNm/m)
<b>Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)</b>			
M = Xc*N - MM		182.44	(kNm/m)

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

**Fondazione Nastriforme**

<b>qlim = c'Nc'ic + q<sub>0</sub>Nq'iq + 0.5γ<sub>1</sub>B'N<sub>γ</sub>'i<sub>γ</sub></b>			
c'1	coesione terreno di fondaz.	0.00	(kN/mq)
φ <sup>1</sup>	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00	(°)
γ <sub>1</sub>	peso unità di volume terreno fondaz.	18.50	(kN/m <sup>3</sup> )
q <sub>0</sub> = γ <sub>d</sub> H <sub>2</sub>	sovraccarico stabilizzante	29.60	(kN/m <sup>2</sup> )
e = M / N	eccentricità	0.44	(m)
B' = B - 2e	larghezza equivalente	3.63	(m)

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

Nq = tg <sup>2</sup> (45 + φ/2) * e <sup>(-2tanφ)</sup>	(1 in cond. nd)	26.09	(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ)	(2+ in cond. nd)	38.64	(-)
Nγ = 2 * (Nq + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	35.19	(-)

I valori di ic, iq e i<sub>γ</sub> sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

iq = (1 - T / (N + B'c'cotgφ)) <sup>m</sup>	(1 in cond. nd)	0.28	(-)
ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)		0.26	(-)
i <sub>γ</sub> = (1 - T / (N + B'c'cotgφ)) <sup>m-1</sup>		0.15	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim (carico limite unitario)		398.75	398.75	(kN/m <sup>2</sup> )
<b>FS carico limite</b>	<b>F = qlim*B' / N</b>	Nmin	<b>3.45</b>	<b>&gt;</b> <b>1.4</b>
		Nmax	<b>3.45</b>	<b>&gt;</b>

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	82 di 87

13.2 VERIFICHE STRUTTURALI DEL MURO - SLU/SLV

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

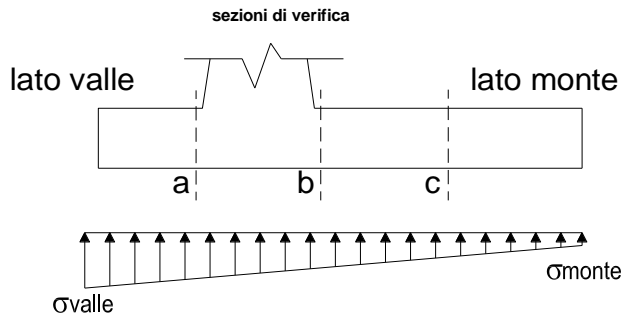
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

$A = 1.0 \cdot B = 4.50 \text{ (m}^2\text{)}$

$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.38 \text{ (m}^3\text{)}$

caso	N	M	$\sigma_{valle}$	$\sigma_{monte}$
	[kN]	[kNm]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
statico	478.66	238.89	177.15	35.59
	689.71	38.39	164.64	141.89
sisma+	512.09	195.62	171.76	55.83
	512.09	195.62	171.76	55.83
sisma-	419.31	182.44	147.24	39.12
	419.31	182.44	147.24	39.12



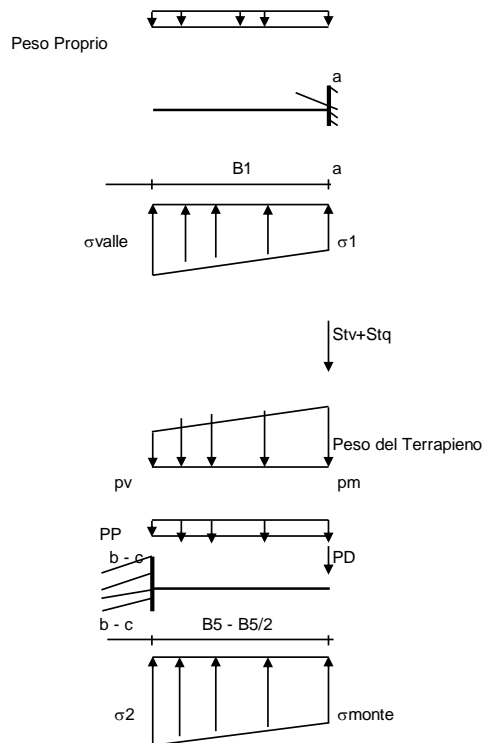
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

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

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

caso	$\sigma_{valle}$	$\sigma_1$	$M_a$	$V_a$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	177.15	145.69	73.33	141.42
	164.64	159.59	71.48	142.12
sisma+	171.76	146.00	70.57	136.85
	171.76	146.00	71.59	136.85
sisma-	147.24	123.21	60.63	113.19
	147.24	123.21	59.61	113.19



Mensola Lato Monte

PP = 20.00 (kN/m) peso proprio soletta fondazione  
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	98.72	169.07	98.72	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	98.72	169.07	98.72	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	98.72	169.07	98.72	(kN/m <sup>2</sup> )

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

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

$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B5 / 2 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$

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

caso	$\sigma_{monte}$	$\sigma_{2b}$	$M_b$	$V_b$	$\sigma_{2c}$	$M_c$	$V_c$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kNm]	[kN]
statico	35.59	129.96	-232.53	-107.83	82.78	-75.83	-89.31
	141.89	157.06	-189.54	-118.78	149.48	-50.23	-65.08
sisma+	55.83	133.12	-221.39	-108.95	94.48	-69.84	-83.46
	55.83	133.12	-221.39	-108.95	94.48	-69.84	-83.46
sisma-	39.12	111.20	-195.74	-94.46	75.16	-62.45	-74.26
	39.12	111.20	-195.74	-94.46	75.16	-62.45	-74.26

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	83 di 87

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad o \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$M_{inerzia} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot kh$$

$$N_{ext} = v$$

$$N_{pp+inerzia} = \sum P m_i \cdot (1 \pm kv)$$

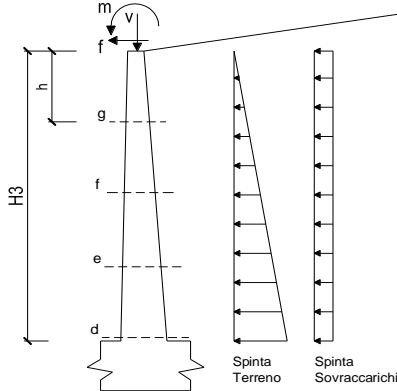
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$V_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz.}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz.}}) \cdot h^2$$

$$V_q = K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h$$

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot kh$$



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	65.97	169.51	70.50	305.98	22.50	70.00	92.50
e-e	3.00	27.83	95.35	60.00	183.18	22.50	52.50	75.00
f-f	2.00	8.25	42.38	49.50	100.12	22.50	35.00	57.50
g-g	1.00	1.03	10.59	39.00	50.62	22.50	17.50	40.00

sezione	h	Vt	Vq	V <sub>ext</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	49.48	84.75	10.50	144.73
e-e	3.00	27.83	63.56	10.50	101.90
f-f	2.00	12.37	42.38	10.50	65.25
g-g	1.00	3.09	21.19	10.50	34.78

condizione sismica +

sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	50.75	30.03	39.59	0.00	28.47	148.85	22.50	77.12	99.62
e-e	3.00	21.41	12.67	22.27	0.00	16.02	72.37	22.50	57.84	80.34
f-f	2.00	6.34	3.75	9.90	0.00	7.12	27.11	22.50	38.56	61.06
g-g	1.00	0.79	0.47	2.47	0.00	1.78	5.52	22.50	19.28	41.78

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	38.06	22.52	19.80	0.00	14.24	94.62
e-e	3.00	21.41	12.67	14.85	0.00	10.68	59.60
f-f	2.00	9.52	5.63	9.90	0.00	7.12	32.16
g-g	1.00	2.38	1.41	4.95	0.00	3.56	12.29

condizione sismica -

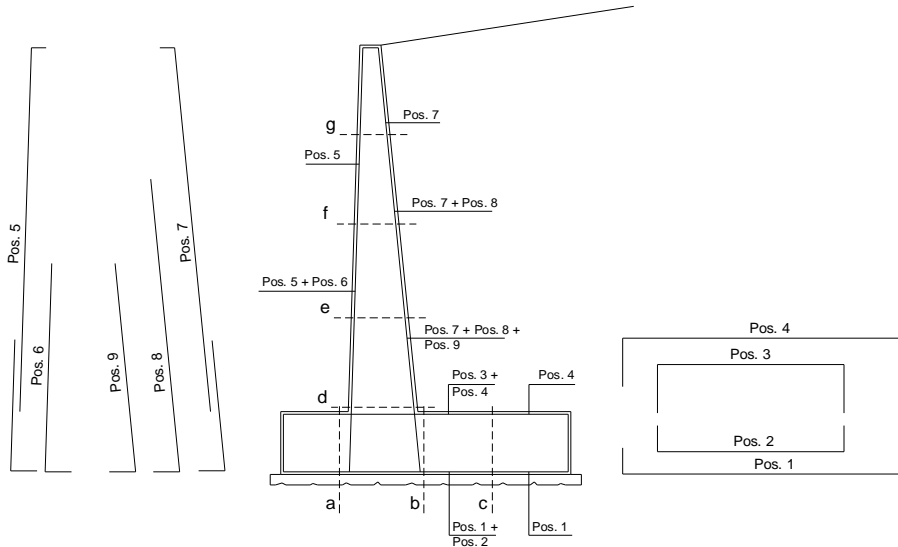
sezione	h	M <sub>t stat</sub>	M <sub>t sism</sub>	M <sub>q</sub>	M <sub>ext</sub>	M <sub>inerzia</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp+inerzia</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	50.75	20.70	42.95	0.00	28.47	142.87	22.50	62.88	85.38
e-e	3.00	21.41	8.73	24.16	0.00	16.02	70.32	22.50	47.16	69.66
f-f	2.00	6.34	2.59	10.74	0.00	7.12	26.79	22.50	31.44	53.94
g-g	1.00	0.79	0.32	2.68	0.00	1.78	5.58	22.50	15.72	38.22

sezione	h	V <sub>t stat</sub>	V <sub>t sism</sub>	V <sub>q</sub>	V <sub>ext</sub>	V <sub>inerzia</sub>	V <sub>tot</sub>
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	38.06	15.53	21.48	0.00	14.24	89.30
e-e	3.00	21.41	8.73	16.11	0.00	10.68	56.93
f-f	2.00	9.52	3.88	10.74	0.00	7.12	31.25
g-g	1.00	2.38	0.97	5.37	0.00	3.56	12.28

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	84 di 87

SCHEMA DELLE ARMATURE

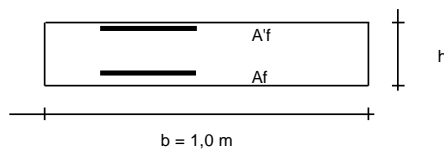


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	18	<input type="checkbox"/>	5	5.0	16	<input type="checkbox"/>
2			<input type="checkbox"/>	6			<input type="checkbox"/>
3			<input type="checkbox"/>	7	10.0	16	<input type="checkbox"/>
4	5.0	18	<input type="checkbox"/>	8			<input type="checkbox"/>
				9			<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(kNm)
a - a	73.33	0.00	0.80	12.72	12.72	352.82
b - b	-232.53	0.00	0.80	12.72	12.72	352.82
c - c	-75.83	0.00	0.80	12.72	12.72	352.82
d - d	305.98	92.50	0.70	20.11	10.05	504.92
e - e	183.18	75.00	0.70	20.11	10.05	499.56
f - f	100.12	57.50	0.70	20.11	10.05	494.20
g - g	50.62	40.00	0.70	20.11	10.05	488.83

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

Sez.	V <sub>Ed</sub>	h	V <sub>rd</sub>	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V <sub>Rsd</sub>	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	142.12	0.80	261.95	10	40	40	21.8	313.86	Armatura a taglio non necessaria
b - b	118.78	0.80	261.95	10	40	40	21.8	313.86	Armatura a taglio non necessaria
c - c	89.31	0.80	261.95	10	40	40	21.8	313.86	Armatura a taglio non necessaria
d - d	144.73	0.70	263.99	10	40	40	21.8	272.56	Armatura a taglio non necessaria
e - e	101.90	0.70	261.51	10	40	40	21.8	272.56	Armatura a taglio non necessaria
f - f	65.25	0.70	259.04	10	40	40	21.8	272.56	Armatura a taglio non necessaria
g - g	34.78	0.70	256.56	10	40	40	21.8	272.56	Armatura a taglio non necessaria

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	85 di 87

13.3 VERIFICHE DEL MURO A FESSURAZIONE - COMBINAZIONE RARA

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

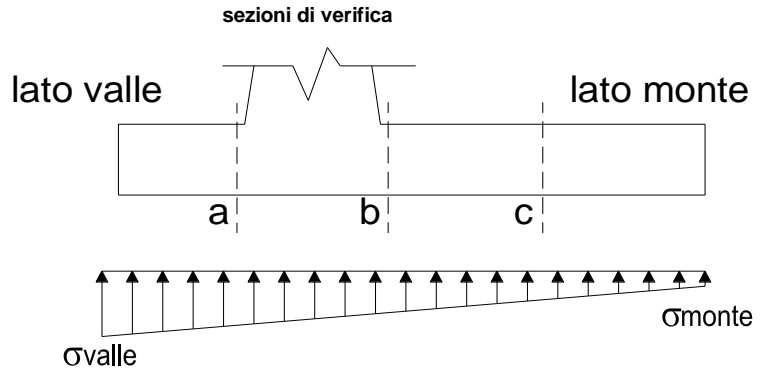
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 4.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 3.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Freq.	465.70	122.49	139.78	67.20
	606.40	-11.17	131.44	138.07
Q.P.	465.70	-6.03	101.70	105.28
	465.70	-6.03	101.70	105.28

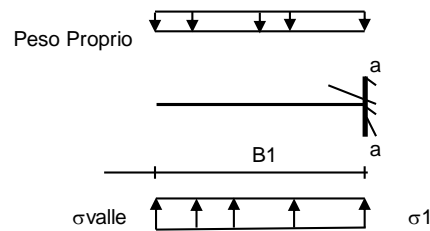


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 20.00 (kN/m)

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

caso	$\sigma_{valle}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Ma [kNm]
Freq.	139.78	123.65	57.20
	131.44	132.92	55.97
Q.P.	101.70	102.50	40.98
	101.70	102.50	40.98



Mensola Lato Monte

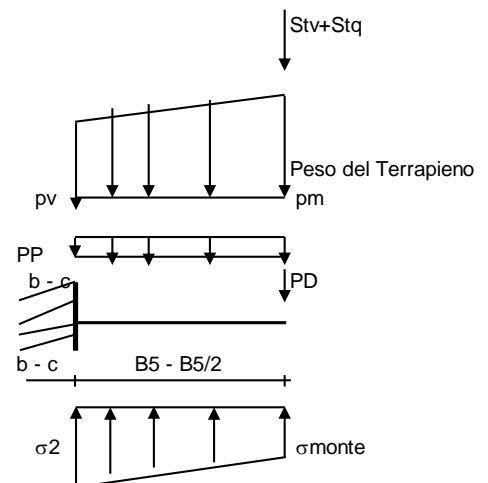
PP = 20.00 (kN/m<sup>2</sup>) peso proprio soletta fondazione  
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	94.40	141.30	94.40	(kN/m <sup>2</sup> )
pvb	94.40	141.30	94.40	(kN/m <sup>2</sup> )
pvc	94.40	141.30	94.40	(kN/m <sup>2</sup> )

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	$\sigma_{monte}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_{2b}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mb [kNm]	$\sigma_{2c}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Mc [kNm]
Freq.	67.20	115.59	-139.83	91.39	-44.03
	138.07	133.65	-111.17	135.86	-26.97
Q.P.	105.28	102.89	-44.63	104.08	-10.71
	105.28	102.89	-44.63	104.08	-10.71



Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	86 di 87

**CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**

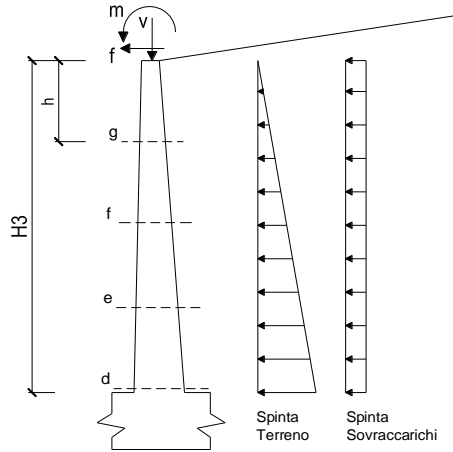
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot h/3$$

$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

$$M_{ext} = m + f \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$



**condizione Frequente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	50.75	116.66	47.00	214.41	22.50	70.00	92.50
e-e	3.00	21.41	65.62	40.00	127.03	22.50	52.50	75.00
f-f	2.00	6.34	29.16	33.00	68.51	22.50	35.00	57.50
g-g	1.00	0.79	7.29	26.00	34.08	22.50	17.50	40.00

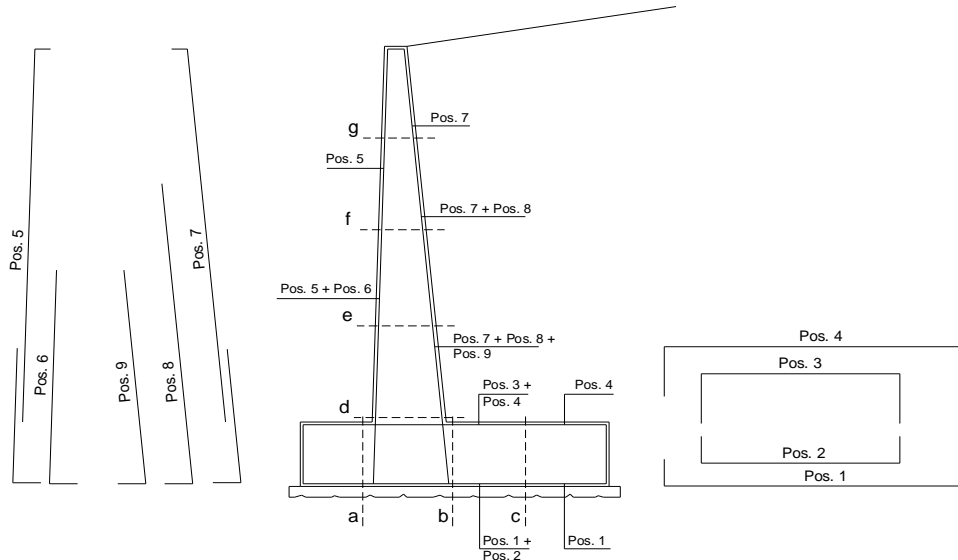
**condizione Quasi Permanente**

sezione	h	Mt	Mq	M <sub>ext</sub>	M <sub>tot</sub>	N <sub>ext</sub>	N <sub>pp</sub>	N <sub>tot</sub>
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	4.00	50.75	27.40	0.00	78.15	22.50	70.00	92.50
e-e	3.00	21.41	15.41	0.00	36.82	22.50	52.50	75.00
f-f	2.00	6.34	6.85	0.00	13.19	22.50	35.00	57.50
g-g	1.00	0.79	1.71	0.00	2.51	22.50	17.50	40.00

Muro di sostegno - Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	RI0505 003	A	87 di 87

SCHEMA DELLE ARMATURE

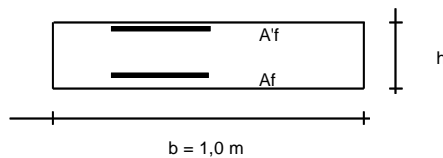


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	18		5	5.0	16	
2			☐	6			☐
3			☐	7	10.0	16	
4	5.0	18		8			☐
				9			☐

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	57.20	0.00	0.80	12.72	12.72	0.95	62.95	0.062	0.300
b - b	-139.83	0.00	0.80	12.72	12.72	2.33	153.88	0.152	0.300
c - c	-44.03	0.00	0.80	12.72	12.72	0.73	48.45	0.048	0.300
d - d	214.41	92.50	0.70	20.11	10.05	3.93	154.92	0.108	0.300
e - e	127.03	75.00	0.70	20.11	10.05	2.35	87.40	0.061	0.300
f - f	68.51	57.50	0.70	20.11	10.05	1.28	43.50	0.030	0.300
g - g	34.08	40.00	0.70	20.11	10.05	0.64	19.29	0.013	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	wamm
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(mm)	(mm)
a - a	40.98	0.00	0.80	12.72	12.72	0.68	45.10	0.045	0.300
b - b	-44.63	0.00	0.80	12.72	12.72	0.74	49.11	0.049	0.300
c - c	-10.71	0.00	0.80	12.72	12.72	0.18	11.79	0.012	0.300
d - d	78.15	92.50	0.70	20.11	10.05	1.48	44.08	0.031	0.300
e - e	36.82	75.00	0.70	20.11	10.05	0.70	14.83	0.010	0.300
f - f	13.19	57.50	0.70	20.11	10.05	0.25	1.56	0.001	0.300
g - g	2.51	40.00	0.70	20.11	10.05	0.00	-	-	0.300

sez. compressa