

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI.

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO - BENEVENTO.

II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO - VITULANO.

1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082

Relazione di calcolo

SCALA:

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

IF0H 12 D 11 CL R11205 002 B

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE	M.Piscitelli	Giugno 2017	F.Bavetta	Giugno 2017	F.Cerrone	Giugno 2017	F. A. Cerrone	
B	EMISSIONE	M.Piscitelli	Agosto 2017	F. Bavetta	Agosto 2017	F. Cerrone	Agosto 2017	Dot. Ing. Fabrizio Cerrone	

File: IF0H12D11CLR11205002B.doc

n. Elab.:

1L 131

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 n° 16362 del 11/10/17

INDICE

1.	GENERALITA'	5
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA.....	5
1.2	UNITÀ DI MISURA.....	7
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	8
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	8
3.	MATERIALI	9
3.1	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI	9
3.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONI (C 32/40)	11
3.3	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE (C 28/35)	12
3.4	CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (C 25/30).....	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
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	16
4.1	MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO	16
4.2	CURVE DI PORTANZA DI PROGETTO A CARICO VERTICALE	19
4.3	COEFFICIENTE A.....	25
5.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	26
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	27
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	27
5.3	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	28
6.	CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI.....	29
6.1	VERIFICHE ALLO SLU	29
	6.1.1 <i>Pressoflessione</i>	29
	6.1.2 <i>Taglio</i>	30
6.2	VERIFICA SLE.....	32
	6.2.1 <i>Verifiche alle tensioni</i>	32
	6.2.2 <i>Verifiche a fessurazione</i>	33
7.	ANALISI DEI CARICHI	34

7.1	PESO PROPRIO (COND. DI CARICO 1).....	34
7.2	PERMANENTI (COND. DI CARICO 2).....	34
7.3	AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO (COND. DI CARICO 6).....	36
7.4	AZIONE DA VENTO ED EFFETTI AERODINAMICI ASSOCIATI AL TRANSITO DEI CONVOGLI (COND. DI CARICO 7)	37
7.4.1	<i>Azione del vento.....</i>	37
7.4.2	<i>Effetti aerodinamici associati al passaggio dei treni</i>	40
7.4.3	<i>Azione del vento combinata agli effetti aerodinamici</i>	41
7.5	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (COND. DI CARICO 3).....	41
7.6	SPINTA IN PRESENZA DI FALDA (COND. DI CARICO 4)	43
7.7	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (COND. DI CARICO 5)	43
7.8	FORZA DI INERZIA (COND. DI CARICO 5).....	43
7.9	COEFFICIENTI DI ATTRITO STRUTTURA-TERRENO.....	45
8.	COMBINAZIONI DI CARICO	47
9.	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	56
9.1	CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE	56
9.1.1	<i>Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi assiali.....</i>	57
9.1.2	<i>Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi orizzontali</i>	60
9.1.2.1	<i>Carico orizzontale limite.....</i>	60
9.1.2.2	<i>Unità a comportamento coesivo.....</i>	60
9.1.2.3	<i>Unità a comportamento incoerente.....</i>	62
9.1.2.4	<i>Carico orizzontale resistente.....</i>	63
9.2	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE.....	65
9.2.1	<i>VERIFICHE IN FASE SISMICA</i>	66
10.	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO.....	70
11.	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI	71
11.1	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI DI TIPO BA 9	71
11.1.1	<i>Modello di calcolo.....</i>	71
11.1.2	<i>Verifiche strutturali</i>	75



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

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	4 di 139

11.1.3 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE87

TABULATI DI CALCOLO

1. GENERALITA'

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo 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. 21+982 – 22+082.

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	SEZ TIPO
			h [m]	Lf [m]	Disp. Pali	n°pali	i _{trasv} [m]	i _{long} [m]	D[m]		
21+983.13 - 22+015.93 (BINARIO PARI DX)	9.00	a Gradoni	1.30	6.40	Allineati	3	2.40	2.40	0.8	H8	Tipo BA 9
21+982.86 - 22+082.59 (BINARIO DISPARI SX)	9.00	a Gradoni	1.30	6.40	Allineati	3	2.40	2.40	0.8	H8	Tipo BA 9

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:

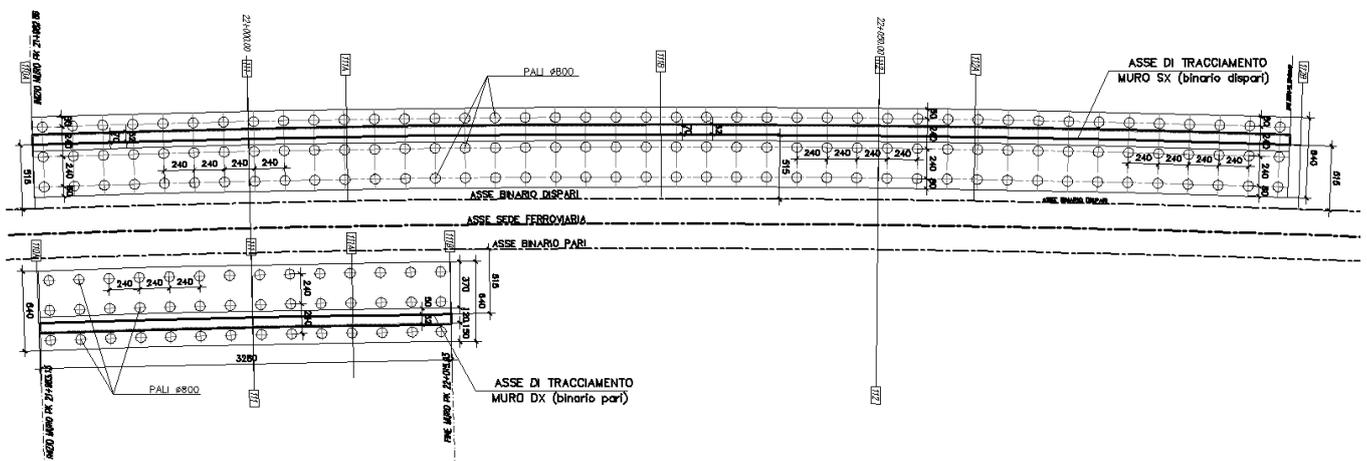


Figura 1 – Pianta Fondazioni

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	6 di 139

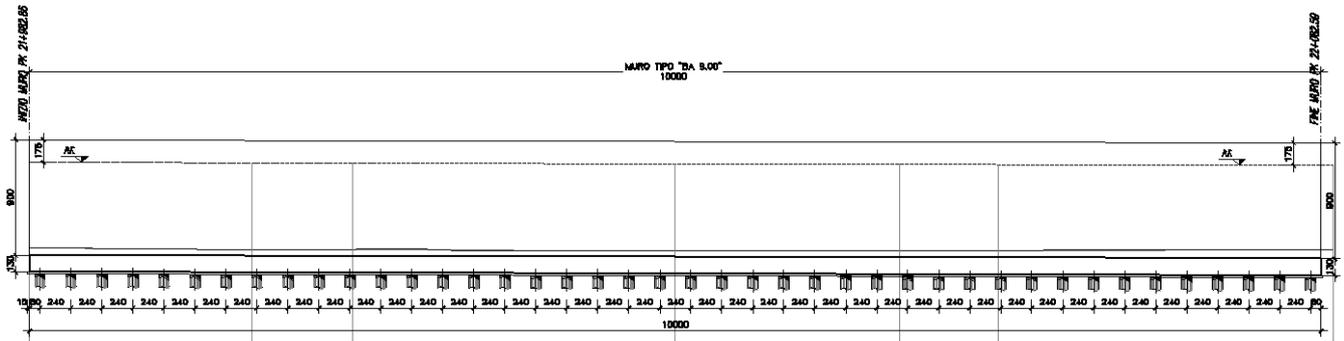


Figura 2 – Sviluppo Longitudinale (Muri in sx "binario Dispari")

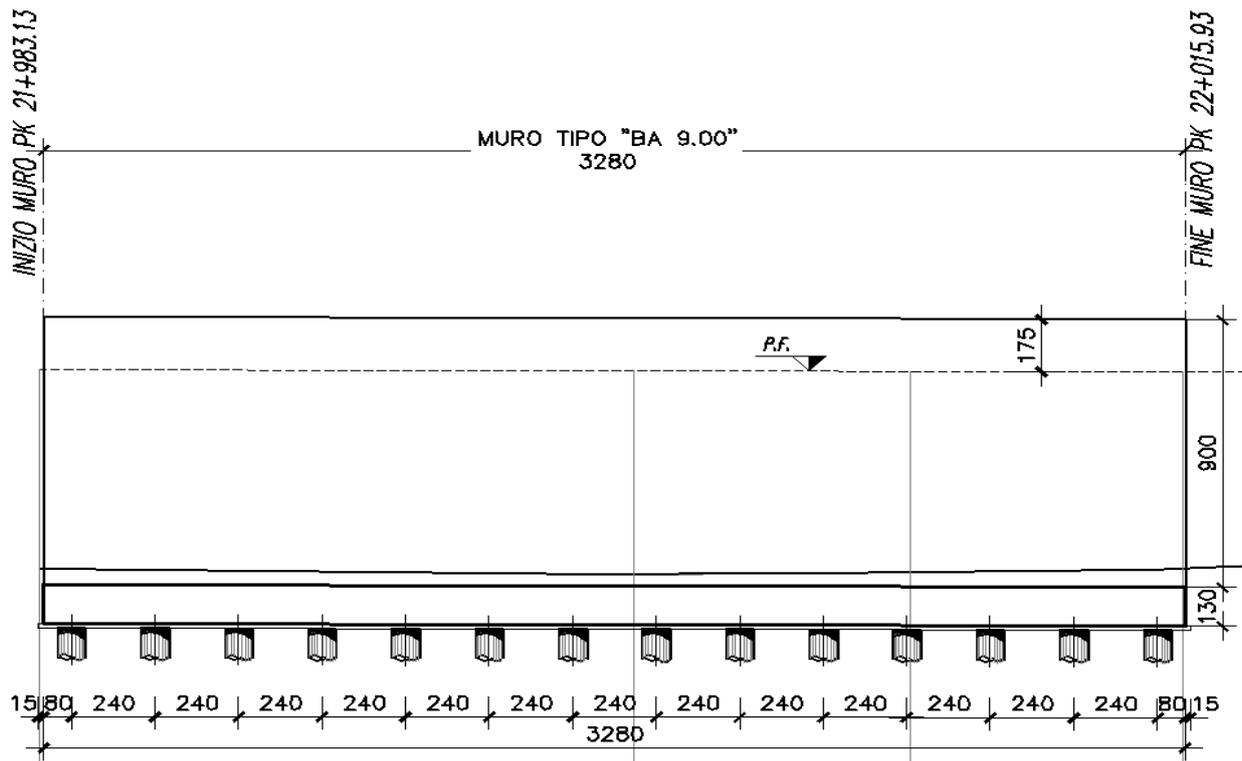


Figura 3 – Sviluppo Longitudinale (Muri in dx "binario Pari")

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

1.2 Unità di misura

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le lunghezze ⇒ m, mm
- per i carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ MPa

2. **NORMATIVA 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:

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] 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»
- Rif. [3] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 A)
- Rif. [4] 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)
- Rif. [5] 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)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 A– rev 30/12/2016)
- Rif. [8] 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)
- Rif. [9] 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)
- Rif. [10] 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
- Rif. [11] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)
- Rif. [12] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

2.1 **Elaborati di riferimento**

Costituiscono parte integrante di quanto esposto nel presente documento, l'insieme degli elaborati di progetto specifici relativi all'opera in esame e riportati in elenco elaborati.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	9 di 139

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 (%)
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco						
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 abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2 Corrosione indotta da carbonatazione						
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copri ferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi su può considerare che tali condizioni riflettono 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 tra 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 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 riparate 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	
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare						
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 (%)
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare						
4 a 5 b	XS1	Esposto alla salinazione marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità di mare.	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 battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5 Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti *						
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
6 Attacco chimico **						
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 o acque fluviali.

La determinazione delle classi di resistenza dei conglomerati 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:

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 <i>a/lc</i>	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	28/35	28,35	32/40	35/45			
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360				
Contenuto minimo in aria (%)														3,0 ³⁾					
Altri requisiti														Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ²⁾		

¹⁾ 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.
²⁾ 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.
³⁾ 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 n617 del 02-02-09; si è in particolare previsto di adottare i seguenti Copriferri minimi espressi in mm

- Fondazione ed elevazioni: 40 mm
- Pali di fondazione: 60 mm

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	11 di 139

3.2 Calcestruzzo per Elevazioni (C 32/40)

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:

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

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

$$f_{ctd} = 1.45 \text{ MPa} \quad (f_{ctk,0.05} / \gamma_s)$$

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

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

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

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

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)

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

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

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

3.3 Calcestruzzo per Fondazione (C 28/35)

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

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

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

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

Resistenza a compressione cilindrica media:

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

Resistenza a trazione assiale:

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

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

Resistenza a trazione per flessione:

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

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

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \boxed{1.5}$$

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

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

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

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

Modulo di elasticità normale : **Modulo di elasticità tangenziale:**

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	13 di 139

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

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

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

$$\eta = 1.00$$

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

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)

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

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

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

3.4 Calcestruzzo per Pali di Fondazione (C 25/30)

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:

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	14 di 139

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

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

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

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:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

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

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

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

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)

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

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

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:

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

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

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

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 dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	15 di 139

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)

$$(A_{gt})_k = \quad \varepsilon_{uk} = \boxed{7.5} \%$$

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

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = \quad \mathbf{1.15}$$

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

Resistenza di calcolo allo SLU:

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

Modulo di elasticità :

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

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

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

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

L'opera in esame ricade tra le chilometriche 21+982 – 22+082 del tracciato di progetto dell'Asse Principale, nell'ambito del 1° Lotto Funzionale Frasso-Telese, individuato dalle pk 16+500 – 27+700.

La definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'opera, è trattata diffusamente nella specifica sezione dedicata all'opera in esame nell'ambito del seguente documento di progetto:

Relazione generale di linea delle opere all'aperto - Sub lotto 1	I	F	O	H	0	2	D	1	1	R	B	G	E	0	0	0	1	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

4.1 modello geotecnico di progetto

Le caratteristiche geotecniche del volume di terreno che interagisce con l'opera sono state desunte tenendo conto di quanto risultante nel Profilo Geotecnico dell'opera e della Caratterizzazione dei Litotipi riportata nella Relazione e geotecnica Generale.

Dall'esame di quanto riportato nella relazione geotecnica di riferimento e in relazione alle progressive in esame, emerge la seguente stratigrafia:

Stratigrafia		
Unità geotecnica	Profondità [m da p.c.]	Descrizione
bc3	0.0÷5.0	Cenere sabbiosa, sabbioso-limosa (Tufo grigio campano)
MDL1	5.0÷9.0	Ghiaia sabbiosa (Unità di Maddaloni)
MDL2	9.0÷27.0	Sabbia, sabbia limosa (Unità di Maddaloni)
MDL3	>27	Argille limose (Unità di Maddaloni)
Falda: La quota di falda è situata a circa 3m dal p.c. locale.		

Il volume di terreno direttamente interagente con l'opera ha le seguenti proprietà:

Unità bc3 – Argille limose (Alluvioni antiche)

$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 26^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 50 \div 160 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 10 \div 20$	numero di colpi da prova SPT
$V_s = 130 \div 180 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 35 \div 60 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 90 \div 150 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità MDL1 – Ghiaia sabbiosa (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 38 \div 41^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 60 \div R$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 70 \div 85\%$	densità relativa
$V_s = 240 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 110 \div 720 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 290 \div 1800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità MDL2 – Sabbia, sabbia limosa (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 30 \div 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$N_{spt} = 10 \div 60$	numero di colpi da prova SPT
$D_r = 30 \div 70\%$	densità relativa
$V_s = 200 \div 600 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 80 \div 720 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200 \div 1800$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Unità MDL3 – Argille limose (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0$ kN/m³ peso di volume naturale

$\varphi' = 23 \div 28^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 10 \div 20$ kPa coesione drenata

$c_u = 75 \div 450$ kPa resistenza al taglio in condizioni non drenate

$N_{spt} = 10 \div R$ numero di colpi da prova SPT

$V_s = 200 \div 400$ m/s velocità delle onde di taglio

$G_o = 80 \div 320$ MPa modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)

$E_o = 200 \div 830$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale (a piccole deformazioni)

Il terreno di ricoprimento è invece costituito dal riporto stradale avente le seguenti proprietà:

Terreno di Rinfiaccio: Terreno da rilevato Ferroviario

$\gamma_{nat} = 20$ kN/m³ peso di volume naturale

$c' = 0$ kPa coesione drenata

$\varphi' = 38^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$\nu = 0.20$ coefficiente di Poisson

$E_o = 300 \div 400$ MPa modulo di deformazione elastico iniziale

Riguardo infine il livello di falda, dal profilo geotecnico locale si evince che la superficie piezometrica è situata a circa 3m di profondità rispetto alla quota delle fondazioni dell'opera.

4.2 CURVE DI PORTANZA DI PROGETTO A CARICO VERTICALE

La capacità portante per le fondazioni dei muri è stata valutata per pali di diametro $D=800$ mm considerando l'Approccio 2 (A1+M1+R3) di normativa e quindi con i seguenti coefficienti parziali sulle resistenze di base e laterale:

N. 1 verticali di indagine, da cui $\xi_3 = 1.7$,

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 2.0$).

FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 2.1$).

FSB = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.3$).

Quindi per la verifica di capacità portante del palo si dovranno verificare le seguenti due condizioni:

- $N_{\max,SLU} < Q_d$, la massima sollecitazione assiale (sia statica, che sismica) allo SLU dovrà essere inferiore alla portata di progetto del palo (riportata nelle seguenti tabelle);
- $N_{\max,SLE} < Q_{ll} / 1.25$ la massima sollecitazione assiale allo SLE RARA dovrà essere inferiore alla portata laterale limite del palo (Q_{ll} , riportata nelle seguenti tabelle) con un fattore di sicurezza di 1.25.

Inoltre si è considerato:

- testa palo a 1 m di profondità da p.c.;
- falda a 3 m di profondità da p.c..

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	20 di 139

Tabella 1 – Capacità portante palo D=800 mm - A1+M1+R3 compressione

LINEA NAPOLI-BARI TRATTA CANCELLO-BENEVENTO FRASSO-VITULANO

Muri 1 - palo D800mm -SLU A1+M1+R3

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp	Ql1	Qb1	Wp	Qu	Qd
m	kN	kN	kN	kN	kN
.00	0.	236.	0.	236.	102.
.50	16.	241.	1.	256.	112.
1.00	39.	245.	3.	282.	124.
1.50	69.	250.	4.	315.	139.
2.00	105.	255.	5.	355.	158.
2.50	146.	260.	6.	399.	180.
3.00	190.	264.	8.	447.	202.
3.50	237.	269.	9.	498.	227.
4.00	285.	274.	10.	549.	252.
4.50	322.	386.	11.	697.	317.
5.00	360.	498.	13.	845.	384.
5.50	402.	584.	14.	972.	441.
6.00	446.	671.	15.	1102.	500.
6.50	494.	758.	16.	1235.	560.
7.00	543.	845.	18.	1370.	621.
7.50	595.	931.	19.	1508.	684.
8.00	650.	974.	20.	1604.	728.
8.50	707.	1017.	21.	1703.	774.
9.00	767.	1060.	23.	1804.	821.
9.50	828.	1102.	24.	1907.	870.
10.00	893.	1145.	25.	2013.	919.
10.50	960.	1188.	26.	2121.	970.
11.00	1029.	1230.	28.	2232.	1022.
11.50	1101.	1273.	29.	2345.	1075.
12.00	1175.	1316.	30.	2461.	1129.
12.50	1252.	1359.	31.	2579.	1185.
13.00	1331.	1401.	33.	2699.	1242.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	21 di 139

13.50	1412.	1444.	34.	2822.	1300.
14.00	1496.	1487.	35.	2948.	1359.
14.50	1583.	1530.	36.	3076.	1420.
15.00	1671.	1572.	38.	3206.	1482.
15.50	1763.	1615.	39.	3339.	1545.
16.00	1856.	1658.	40.	3474.	1609.
16.50	1953.	1700.	41.	3612.	1674.
17.00	2051.	1743.	43.	3752.	1741.
17.50	2152.	1786.	44.	3894.	1809.
18.00	2256.	1829.	45.	4039.	1878.
18.50	2362.	1871.	46.	4187.	1948.
19.00	2470.	1914.	48.	4337.	2020.
19.50	2581.	1957.	49.	4489.	2092.
20.00	2695.	2000.	50.	4644.	2166.
20.50	2811.	2042.	52.	4801.	2242.
21.00	2929.	2085.	53.	4961.	2318.
21.50	3049.	2128.	54.	5123.	2396.
22.00	3173.	2161.	55.	5279.	2471.
22.50	3298.	2161.	57.	5403.	2532.
23.00	3426.	2161.	58.	5530.	2595.
23.50	3557.	2161.	59.	5659.	2659.
24.00	3690.	2161.	60.	5791.	2724.
24.50	3825.	2161.	62.	5925.	2791.
25.00	3963.	2056.	63.	5956.	2813.
25.50	4103.	1951.	64.	5990.	2836.
26.00	4246.	1846.	65.	6027.	2860.
26.50	4391.	1741.	67.	6065.	2886.
27.00	4539.	1636.	68.	6107.	2913.
27.50	4690.	1641.	69.	6261.	2989.
28.00	4840.	1646.	70.	6416.	3065.
28.50	4991.	1651.	72.	6570.	3142.
29.00	5142.	1656.	73.	6725.	3218.
29.50	5293.	1661.	74.	6879.	3294.
30.00	5444.	1666.	75.	7034.	3371.
30.50	5594.	1671.	77.	7188.	3447.
31.00	5745.	1676.	78.	7343.	3523.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	22 di 139

31.50	5896.	1681.	79.	7498.	3600.
32.00	6047.	1686.	80.	7652.	3676.
32.50	6197.	1691.	82.	7807.	3752.
33.00	6348.	1696.	83.	7961.	3829.
33.50	6499.	1701.	84.	8116.	3905.
34.00	6653.	1706.	85.	8274.	3983.
34.50	6826.	1756.	87.	8495.	4090.
35.00	7002.	1807.	88.	8720.	4198.
35.50	7178.	1857.	89.	8945.	4307.
36.00	7354.	1907.	90.	9170.	4415.
36.50	7530.	1957.	92.	9395.	4524.
37.00	7705.	1962.	93.	9575.	4613.
37.50	7881.	1967.	94.	9755.	4702.
38.00	8057.	1972.	96.	9934.	4791.
38.50	8233.	1977.	97.	10114.	4880.
39.00	8409.	1982.	98.	10294.	4969.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto = $Q_{l1}/FS_{,l} + Q_{b1}/FS_{,b} - W_p$

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	23 di 139

Tabella 2 - Capacità portante palo D=800 mm - A1+M1+R3 trazione

LINEA NAPOLI-BARI TRATTA CANCELLO-BENEVENTO FRASSO-VITULANO

Muri 3 - D800mm -SLU A1+M1+R3 trazione

STAMPA capacita' portante e relativi contributi

Lp	Ql1	Qb1	Wp	Qu	Qd
m	kN	kN	kN	kN	kN
.00	0.	0.	0.	0.	0.
.50	16.	0.	-4.	20.	12.
1.00	39.	0.	-8.	47.	26.
1.50	69.	0.	-11.	80.	44.
2.00	105.	0.	-15.	120.	65.
2.50	146.	0.	-19.	165.	88.
3.00	190.	0.	-23.	213.	113.
3.50	237.	0.	-26.	264.	139.
4.00	285.	0.	-30.	315.	166.
4.50	322.	0.	-34.	356.	187.
5.00	359.	0.	-38.	397.	209.
5.50	395.	0.	-41.	436.	230.
6.00	432.	0.	-45.	478.	251.
6.50	472.	0.	-49.	521.	274.
7.00	513.	0.	-53.	566.	297.
7.50	557.	0.	-57.	613.	322.
8.00	602.	0.	-60.	662.	347.
8.50	650.	0.	-64.	714.	373.
9.00	699.	0.	-68.	767.	401.
9.50	751.	0.	-72.	822.	429.
10.00	804.	0.	-75.	880.	458.
10.50	860.	0.	-79.	939.	489.
11.00	918.	0.	-83.	1001.	520.
11.50	978.	0.	-87.	1064.	552.
12.00	1039.	0.	-90.	1130.	585.
12.50	1103.	0.	-94.	1198.	620.
13.00	1169.	0.	-98.	1267.	655.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	24 di 139

13.50	1237.	0.	-102.	1339.	691.
14.00	1307.	0.	-106.	1413.	728.
14.50	1379.	0.	-109.	1489.	766.
15.00	1453.	0.	-113.	1566.	805.
15.50	1529.	0.	-117.	1646.	845.
16.00	1607.	0.	-121.	1728.	886.
16.50	1688.	0.	-124.	1812.	928.
17.00	1770.	0.	-128.	1898.	971.
17.50	1854.	0.	-132.	1986.	1015.
18.00	1940.	0.	-136.	2076.	1060.
18.50	2029.	0.	-139.	2168.	1106.
19.00	2119.	0.	-143.	2262.	1152.
19.50	2212.	0.	-147.	2359.	1200.
20.00	2306.	0.	-151.	2457.	1249.
20.50	2403.	0.	-155.	2557.	1299.
21.00	2501.	0.	-158.	2659.	1349.
21.50	2602.	0.	-162.	2764.	1401.
22.00	2704.	0.	-166.	2870.	1454.
22.50	2809.	0.	-170.	2979.	1507.
23.00	2916.	0.	-173.	3089.	1562.
23.50	3024.	0.	-177.	3202.	1617.
24.00	3135.	0.	-181.	3316.	1674.
24.50	3248.	0.	-185.	3433.	1731.
25.00	3363.	0.	-188.	3551.	1790.
25.50	3480.	0.	-192.	3672.	1849.
26.00	3599.	0.	-196.	3795.	1910.
26.50	3720.	0.	-200.	3919.	1971.
27.00	3846.	0.	-204.	4050.	2035.
27.50	3993.	0.	-207.	4201.	2109.
28.00	4144.	0.	-211.	4355.	2185.
28.50	4295.	0.	-215.	4510.	2260.
29.00	4446.	0.	-219.	4665.	2336.
29.50	4597.	0.	-222.	4819.	2411.
30.00	4747.	0.	-226.	4974.	2487.
30.50	4898.	0.	-230.	5128.	2562.
31.00	5049.	0.	-234.	5283.	2638.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	25 di 139

31.50	5200.	0.	-238.	5437.	2714.
32.00	5351.	0.	-241.	5592.	2789.
32.50	5501.	0.	-245.	5746.	2865.
33.00	5652.	0.	-249.	5901.	2940.
33.50	5803.	0.	-253.	6056.	3016.
34.00	5957.	0.	-256.	6213.	3093.
34.50	6130.	0.	-260.	6390.	3179.
35.00	6306.	0.	-264.	6570.	3267.
35.50	6482.	0.	-268.	6749.	3354.
36.00	6658.	0.	-271.	6929.	3442.
36.50	6833.	0.	-275.	7109.	3529.
37.00	7009.	0.	-279.	7288.	3617.
37.50	7185.	0.	-283.	7468.	3704.
38.00	7361.	0.	-287.	7648.	3792.
38.50	7537.	0.	-290.	7827.	3879.
39.00	7713.	0.	-294.	8007.	3967.

Lp = Lunghezza utile del palo

Ql1 = Portata laterale limite

Qb1 = Portata di base limite

Wp = Peso efficace del palo

Qu = Portata totale limite

Qd = Portata di progetto = $Q_{l1}/FS_{,l} + Q_{b1}/FS_{,b} - W_p$

4.3 COEFFICIENTE α

Nella Relazione Geotecnica Generale già citata in precedenza, è riportata la valutazione del parametro alfa (α) per le varie situazioni stratigrafiche caratteristiche del tracciato, tra cui l'area interessata dalla realizzazione dell'opera in esame; in funzione dei risultati ottenuti si è ritenuto di assumere, ai fini progettuali, un valore del coefficiente α pari a **1.8m**.

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 – Vitulano, che si sviluppa per circa 30Km, da ovest verso est, attraversando il territorio di diverse località tra cui Dugenta/Frasso (BN), Amorosi (BN), Telese(BN), Solopaca(BN), San Lorenzo Maggiore(BN), Ponte(BN), Torrecuso(BN), Vitulano (BN) , Benevento – Località Roseto (BN).

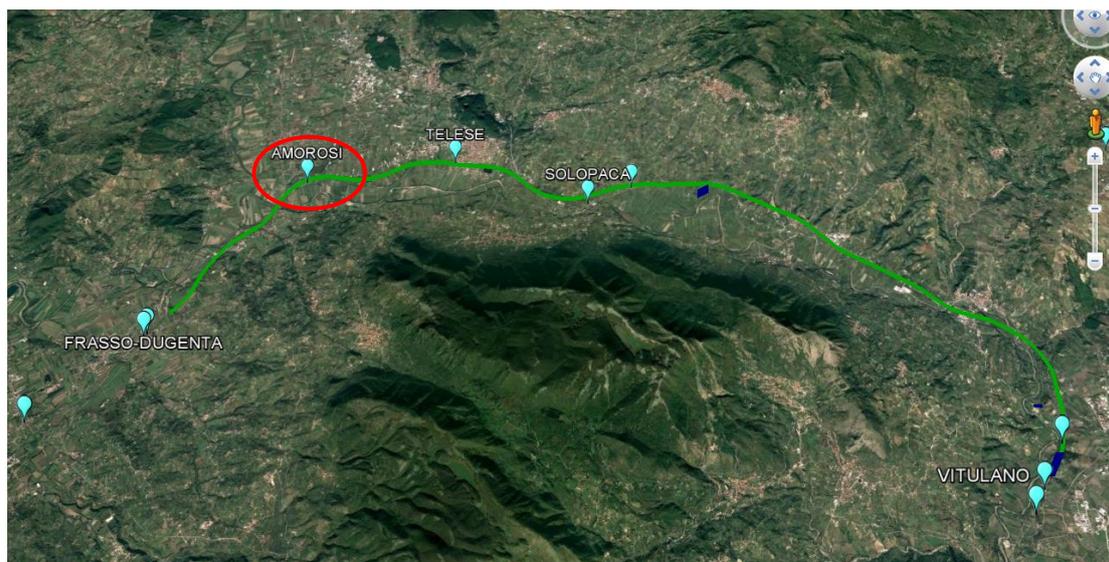


Figura 3 – Configurazione planimetrica tracciato

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 sismica del Comune di Amorosi (BN) come esposto nei paragrafi seguenti.

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 (VN), 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 (CU)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: VN = 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 Vn per il coefficiente d'uso C_u , ovvero:

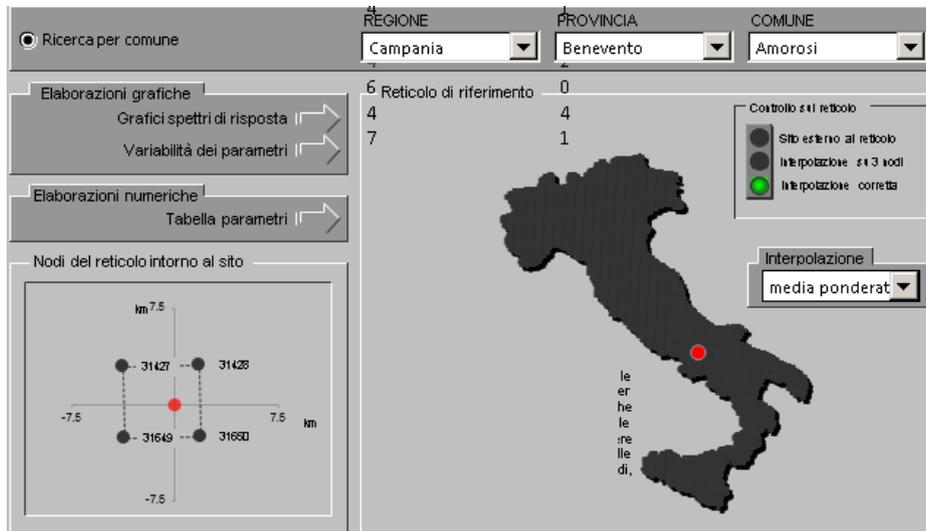
$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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 / VR) 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	0.078	2.428	0.324
SLD	113	0.099	2.440	0.340
SLV	1068	0.273	2.352	0.419
SLC	2193	0.357	2.394	0.433

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) (cod. elaborato IF0H02D 11CLGE0001004A), risulta una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

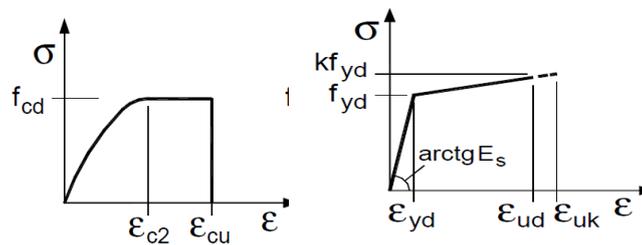
6. CRITERI GENERALI PER LE VERIFICHE STRUTTURALI

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 p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

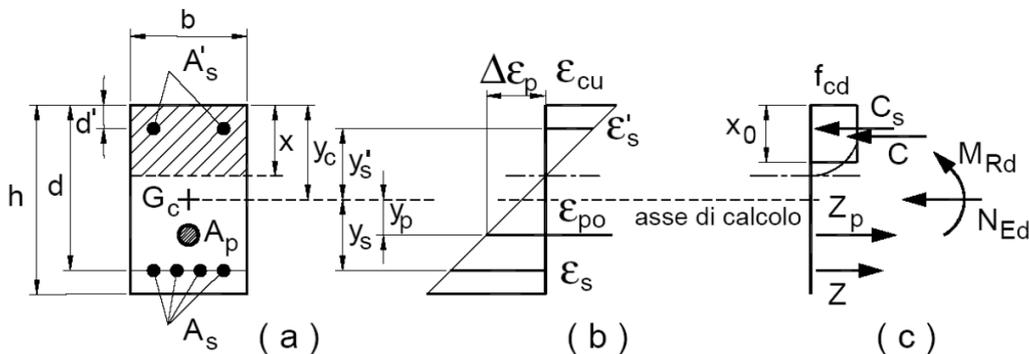
6.1 VERIFICHE ALLO SLU

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:



Legami costitutivi Calcestruzzo ed Acciaio -



Schema di riferimento per la valutazione della capacità resistente a pressoflessione generica sezione -

La verifica consisterà nel controllare il soddisfacimento della seguente condizione:

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

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}

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

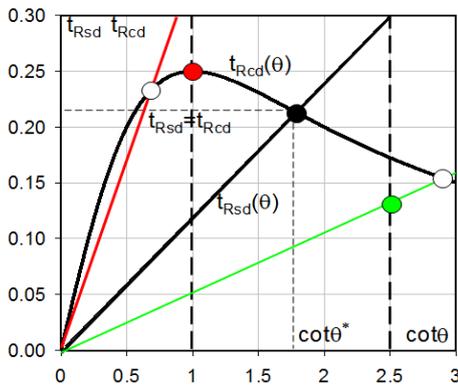
$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta)}{(1 + \text{ctg}^2 \theta)}$$

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 θ di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad 45^\circ \geq \theta \geq 21,8^\circ$$



- Se la $\cot \theta^*$ è compresa nell'intervallo (1,0-2,5) è possibile valutare il taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd}=V_{Rsd})$
- 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 supportato 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 taglio resistente $V_{Rd}(=V_{Rcd})$ coincide con il massimo taglio supportato dalle bielle di calcestruzzo valutabile per una $\cot \theta = 1,0$.

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

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

(θ^* 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

α_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 $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

ω_{sw} : Percentuale meccanica di armatura trasversale.

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

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 δ_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.

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

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 **w1=0,20 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.

7. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito si riporta la valutazione dei carichi elementari considerati nel dimensionamento della struttura in esame, riferiti generalmente ad una fascia di struttura di dimensione unitaria.

Le condizioni di carico considerate complessivamente, sono quelle riportate nell'elenco seguente:

CONDZIONI DI CARICO ELEMENTARI	
1	Peso Proprio
2	Permanenti (Ballast + Armamento)
3	Spinta terreno
4	Spinta Falda
5	Azione sismica
6	Sovraccarico Accidentale (Treno SW2)
7	Vento+Effetti aerodinamici

Nel seguito si andranno ad esporre in dettaglio, le valutazioni di calcolo effettuare per ciascuna delle condizioni citate.

7.1 Peso proprio (cond. di carico 1)

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

7.2 Permanenti (cond. di carico 2)

Ove non si eseguano valutazioni più dettagliate, la determinazione dei carichi permanenti portati relativi al peso della massicciata e dell'armamento (sovrastruttura ferroviaria) potrà effettuarsi assumendo, convenzionalmente, per linee in rettilineo, un peso di volume pari a 18,0 kN/m³ applicato sull'impronta del ballast, per una altezza media fra il piano del ferro (P.F.) e l'estradosso del sub-ballast pari a 0,80 m. Per strutture su linee in curva, oltre al peso convenzionale sopraindicato andrà aggiunto il peso di tutte le

parti di massicciata necessarie per realizzare il sovralzato, valutato con la sua reale distribuzione geometrica e con un peso di volume pari a 20 kN/m³.

Salvo più accurate determinazioni, per le caratteristiche dei rilevati ferroviari si possono assumere i seguenti valori dei parametri geotecnici caratteristici:

- peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- angolo di attrito $\varphi' = 38^\circ$;
- coesione efficace $c' = 0$.

Inoltre per tener in conto del peso del marciapiede in c.a è stato aggiunto un carico aggiuntivo pari a 20 kN/m² applicato per i primi 3,5m a partire dal paramento del muro.

Pertanto si ha:

BALLAST+ ARMAMENTO+MARCIAPIEDE

$\gamma_b = 18.0 \text{ kN/m}^3$ (peso specifico Ballast+Armamento)
 $s_b = 0.80 \text{ m}$ (spessore ballast)

* $Q_b = 14.4 \text{ kN/m}^2$ (carico ballast)

* $Q_m = 20.0 \text{ kN/m}^2$ (carico marciapiede vuoto per pieno)

*Applicato ad intradosso ballast

Infine per tener in conto della presenza della barriera antirumore di tipo H8 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 5 kN/m:

BARRIERA ANTIRUMORE TIPOLOGIA H8

$h_b = 6.4 \text{ m}$ Altezza acustica da P.F.
 $d = 1.75 \text{ m}$ Distanza testa muro(fond.barriera) da P.F.
 $h_{eff,b} = 4.7 \text{ m}$ Altezza effettiva Elemento barriera

$G_b = 4.0 \text{ kN/m}^2$ (peso barriera a metro quadro)

* $F_{w,v} = 18.60 \text{ kN/m} \approx 19.0 \text{ kN/m}$ (peso barriera)

*Applicato a testa muro

7.3 Azione del sovraccarico a tergo del muro (cond. di carico 6)

Per quanto attiene il sovraccarico ferroviario a tergo del muro si applica il carico verticale dovuto al treno SW/2 pari a $150 \cdot 1.0$ (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A par. 3.8.1.3.2.2) definito nella tabella 5.2.I senza incremento dinamico (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A par. 3.8.1.3.2.4):

“5.2.2.3.1.2. Treno di carico SW”

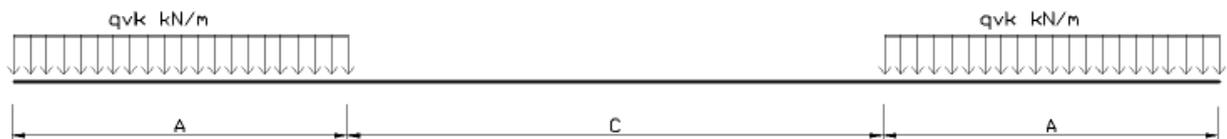


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

Tipo di carico	Q_{vk} [kN/m]	A [m]	C [m]
SW/0	133	15,00	5,30
SW/2	150	25,00	7,00

Tab. 5.2.I. caratteristiche treni di carico SW

In accordo al punto 3.8.1.3.2.3 delle RFI DTC SI CS MA IFS 001 A, tale carico verrà ripartito ipotizzando una larghezza di ripartizione 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. All'interno del rilevato la ripartizione può essere proseguita con un angolo di diffusione pari all'angolo di attrito interno del terreno.

Pertanto avremo:

$q_{sw2} =$	150 kN/m ²	RFI DTC SI CS MA IFS 001 A par. 3.8.1.3.2.2
$\alpha =$	1	(coefficiente di adattamento)
$\phi_2 =$	1	(coefficiente di incremento dinamico)
$L_t =$	2.40 m	(Larghezza traversina)
$L_d =$	3.20 m	Larghezza di diffusione del carico nel ballast (par.3.8.1.3.2.1 RFI DTC SI CS MA IFS 001A)

* $Q_{sw2} =$ 46.875 kN/m \approx 50.0 kN/m Sovraccarico Ferroviario

*Applicato ad intradosso ballast

7.4 Azione da vento ed Effetti aerodinamici associati al transito dei convogli (cond. Di carico 7)

7.4.1 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/m²) è data dall'espressione:

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

dove ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³.

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 $z < z_{\min}$

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	38 di 139

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 $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
v_b ($T_R = 50$ [m/s])		27.000	
α_R (T_R)		1.02346	
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]		27.633	



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

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 cautelativamente 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

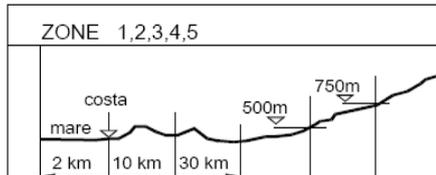
Classe di rugosità del terreno

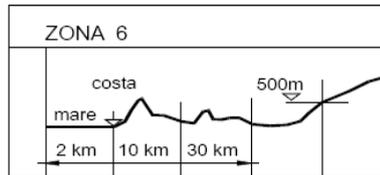
D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,.....)

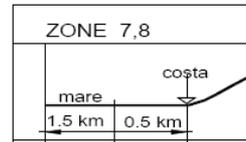
Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

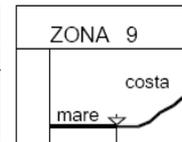
COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
IF0H 12 D 11 CL RI120 5002 B 39 di 139

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

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

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

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:

$q_b = 0.477 \text{ kN/m}^2$

$C_e = 2.606$

$C_p = 0.80$

$C_t = 1.00$

$p = C_e \cdot C_p \cdot C_t \cdot q_b = 1.00 \text{ kN/m}^2$

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

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di forma)

C_d (coefficiente dinamico)

BARRIERA ANTIRUMORE

TIPOLOGIA

H8

$h_b = 6.4 \text{ m}$ (altezza barriera da P.F.)

$*F_{w,h} = 3.05 \text{ kN/m} \approx 3.5 \text{ kN/m}$ (azione tagliante)

$*M_w = 4.43 \text{ kNm/m} \approx 4.5 \text{ kNm/m}$ (Momento flettente testa muro)

*Applicato a testa muro

7.4.2 Effetti aerodinamici associati al passaggio dei treni

Gli effetti delle azioni aerodinamiche dovute 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.

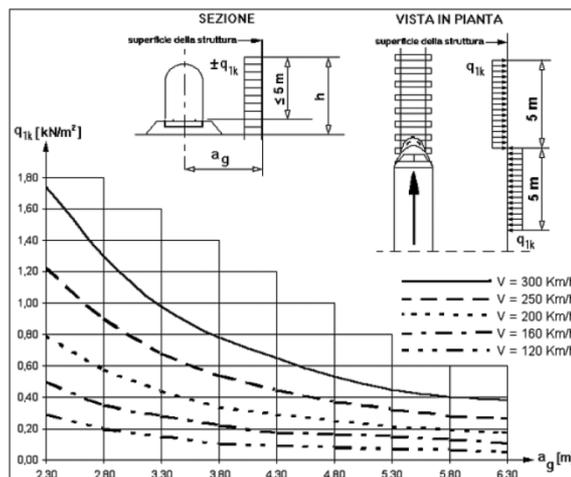


Figura 7-1 – Valori caratteristici delle azioni e defizioni della distanza minima e massima della barriera dal convoglio [NTC – Figg. 5.2.8 e 5.2.11]

Nel caso in esame si ha quindi:

$q_{1k} = 0.18 \text{ kN/m}^2$ (sovrappressione aerodinamica.)
 $k_1 = 1.00$ (coeff. Di forma dei convogli h_p : convogli con forme aerodinamiche sfavorevoli)
 $a_g = 5.15$ (distanza barriera da asse binario più vicino)

$q_{1k} = k_1 \cdot q_{1k} = 0.18$

BARRIERA ANTIRUMORE	TIPOLOGIA	H8	
$h_b =$	6.4 m		(altezza barriera da P.F.)
$*F_{w,h} =$	1.15 kN/m	≈	2.0 kN/m (azione tagliante)
$*M_w =$	1.67 kNm/m	≈	2.0 kNm/m (Momento flettente testa muro)

7.4.3 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 kN/m².

Nel caso in esame si ha:

$q_{w,tot} =$	1.18 < 1.50	(pressione normale vento+eff.aerod.)
$q_w =$	1.50 kN/m ²	(prescrizione par. 2.5.1.8.3.2 RFI DTC SI PS MA IFS 001 A)

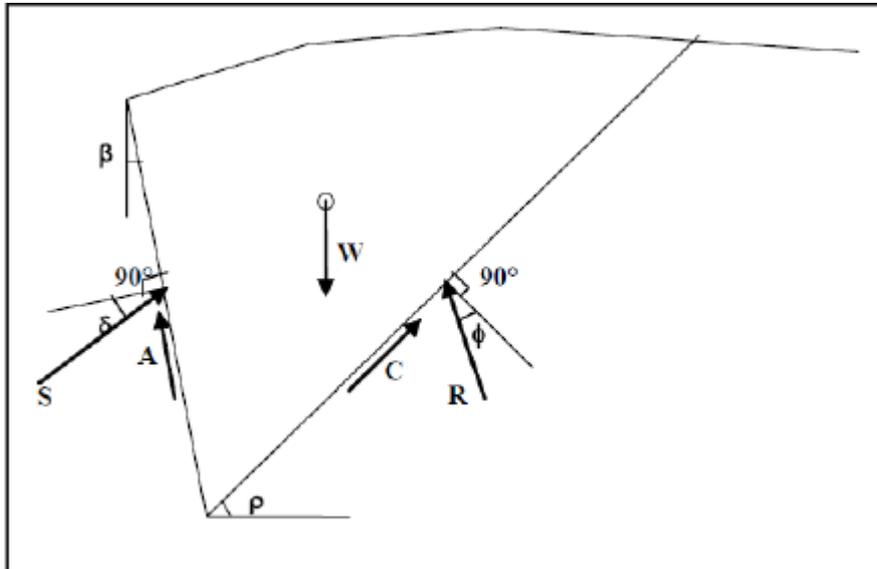
Pertanto le azioni risultanti applicate nei modelli sono pari a:

BARRIERA ANTIRUMORE	TIPOLOGIA	H8
$h_b =$	6.40 m	(altezza barriera da P.F.)
* $F_{w,h} =$	9.60 kN/m	≈ 10.0 kN/m (azione tagliante)
* $M_w =$	13.92 kNm/m	≈ 14.0 kNm/m (Momento flettente testa muro)

7.5 Spinta del terreno in condizioni statiche (cond. di carico 3)

Nel caso di muro su pali, in considerazione della ridotta capacità deformativa dell'opera, si è assunto che agisca la spinta calcolata in condizioni di riposo.

Le spinte esercitate dal terrapieno e dagli eventuali carichi presenti su di esso sono state valutate con il metodo di Culmann. Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente.



Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno. Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb. Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

7.6 Spinta in presenza di falda (cond. di carico 4)

Nel caso in cui a monte della parete sia presente la falda il diagramma delle pressioni sulla parete risulta modificato a causa della sottospinta che l'acqua esercita sul terreno. Il peso di volume del terreno al di sopra della linea di falda non subisce variazioni. Viceversa al di sotto del livello di falda va considerato il peso di volume di galleggiamento:

$$\gamma_a = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

dove γ_{sat} è il peso di volume saturo del terreno (dipendente dall'indice dei pori) e γ_w è il peso di volume dell'acqua.

Quindi il diagramma delle pressioni al di sotto della linea di falda ha una pendenza minore. Al diagramma così ottenuto va sommato il diagramma triangolare legato alla pressione idrostatica esercitata dall'acqua.

Nel caso in esame, in relazione a quanto specificato al paragrafo 4, il regime di spinta non è influenzato dalla presenza della falda.

7.7 Spinta del terreno in condizioni sismiche (cond. di carico 5)

In condizioni sismiche si adotta la formulazione di Culmann inserendo nell'equazione risolutiva la forza di inerzia del cuneo di spinta applicata ad H/2 e, come mostrato al paragrafo seguente, un coefficiente sismico raddoppiato rispetto al caso di muro su fondazione diretta.

7.8 Forza di inerzia (cond. di carico 5)

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle 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.

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 β_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 β_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 β_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
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

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

Nelle analisi eseguite con il metodo pseudostatico, i valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali, nelle verifiche allo stato limite ultimo, potranno essere assunti come definito al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2008 anche per i muri su pali, con l'avvertenza di sostituire le relazioni 7.11.6 e 7.11.7 delle stesse norme tecniche con le espressioni di seguito riportate:

$$k_h = 2 \cdot \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot \frac{a_g}{g} \qquad k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

Pertanto si ha:

Fondazione diretta

ag/g =	0.273	
βm =	0.310	
Ss =	1.315	cat. Suolo tipo C
ST =	1.00	

Kh =	0.111	coefficiente sismico orizzontale
Kv =	0.056	coefficiente sismico verticale

Fondazione su pali (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A_3.10.3.1)

ag/g =	0.273	
βm =	0.310	
Ss =	1.315	cat. Suolo tipo C
ST =	1.00	

Kh =	0.223	coefficiente sismico orizzontale
Kv =	0.111	coefficiente sismico verticale

7.9 Coefficienti di attrito struttura-terreno

Per l'attrito paramento – terreno si utilizza il valore $\delta = 0.6 \phi'$ 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.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	46 di 139

Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno, in funzione dell'angolo d'attrito del terreno, si sono assunti i seguenti valori:

per $\phi < 30^\circ$ $\mu = \text{tg } \phi'$;

per $\phi > 35^\circ$ $\mu = 0.85 \text{ tg } \phi'$;

per $30^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$ μ si ricava per interpolazione lineare

Infine l'adesione ca terra-opera sarà considerata nulla.

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:

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

dove:

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

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

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 – Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO R120 5002	REV. B

Ai fini della scelta dei coefficienti parziali da applicare alle azioni (γ), la norma definisce inoltre, per il caso specifico 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: 1+M1+R1 (EQK-STR – Combinazione per le verifiche strutturali in fase sismica)

1+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: 1+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.

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 γ_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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Tablelle 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 ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{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 ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_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 ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.2.VII - Ulteriori coefficienti di combinazione ψ delle azioni.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	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 ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_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	(M1)	(M2)
		γ_M		
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

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

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione Ψ delle azioni accidentali è stato posto :

- Sovraccarico ferroviario : $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.80$ e $\Psi_2 = 0$ (0.2 in Combinazioni SIMICHE)
- Vento + Effetti aerodinamici: $\Psi_0 = 0.80$ $\Psi_1 = 0.5$ e $\Psi_2 = 0$

Si può notare che le azioni da vento sono inserite nella stessa condizione di carico degli effetti aerodinamici e pertanto anche per le azioni da vento è stato considerato cautelativamente un coefficiente di combinazione $\Psi_0 = 0.80$ anziché lo 0,60 previsto dalla normativa.

In definitiva, sono state analizzate un totale di 19 combinazioni di carico. Di seguito, si riporta un dettaglio dei coefficienti parziale e di combinazione considerati per le diverse azioni presenti in ciascuna delle combinazioni di Calcolo esaminate.

 Elenco Combinazioni APPROCCIO 2

Combinazioni generate				
Comb n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Peso muro / terrapieno
▶ 1	A1-M1	Assente	--	FAV - FAV
2	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV
3	A1-M1	Assente	--	FAV - FAV
4	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV
5	A1-M1	Assente	--	FAV - FAV
6	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV
7	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
8	A1-M1	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
9	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
10	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
11	A1-M1	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
12	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
13	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
14	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
15	SLEQ	Assente	--	SFAV - SFAV
16	SLEF	Assente	--	SFAV - SFAV
17	SLEF	Assente	--	SFAV - SFAV
18	SLER	Assente	--	SFAV - SFAV
19	SLER	Assente	--	SFAV - SFAV

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

γ Coefficiente parziale dell'azione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	51 di 139

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.30	1.00	1.30	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.30	1.00	1.30	1.30
TRENO	SFAV	1.45	1.00	1.45	
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.45	0.80	1.16	

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.25	1.00	1.25	
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.25	0.80	1.00	

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R120 5002	B	52 di 139

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.30	1.00	1.30	1.30
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.45	1.00	1.45	
TRENO	SFAV	1.45	0.80	1.16	

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.25	1.00	1.25	
TRENO	SFAV	1.25	0.80	1.00	

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	53 di 139

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00 1.00

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00 1.00

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00 1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 12 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00 1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	54 di 139

Combinazione n° 13 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20	
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00	

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20	
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00	

Combinazione n° 15 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.80	0.80	

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	55 di 139

Combinazione n° 17 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.00	0.50	0.50

Combinazione n° 18 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.00	0.80	0.80

Combinazione n° 19 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.80	0.80

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 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 γ_R riportati nella tabella successiva:

	Coefficiente Parziale (γ_R)	Pali trivellati		
		R1	R2	R3
Base	γ_b	1.0	1.7	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.0	1.45	1.15
Laterale in trazione	γ_{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 ξ 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
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tab. 2 - Fattori di correlazione ξ

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

9.1.1 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 ξ .

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:

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	58 di 139

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

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

D = diametro del palo;

L = lunghezza del palo;

q_b = pressione limite alla base del palo;

τ_s = pressione laterale lungo il palo;

R_i e ξ = 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;

σ_{v0} = tensione litostatica totale;

α = coefficiente empirico;

$k_i = 0.5$;

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

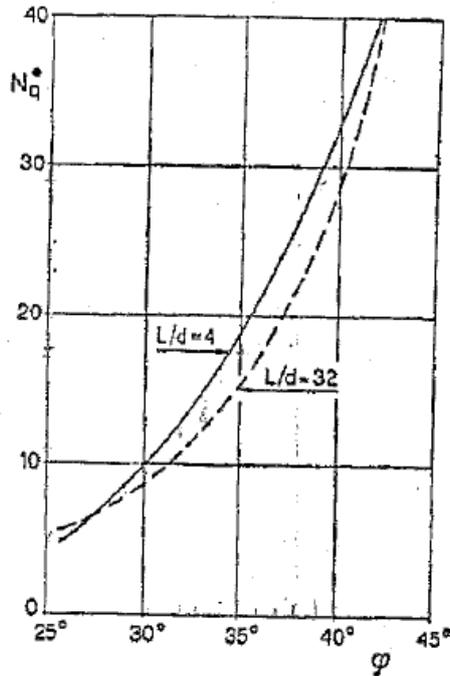


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

Figura 4: Valori del fattore N_q proposti da Berezantzev

Per quanto riguarda il coefficiente empirico α , possono considerarsi i valori della tabella seguente:

c_u (kPa)	α
≤ 25	0.9
Da 25 a 50	0.8
Da 50 a 75	0.6
≥ 75	0.4

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 – Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO R1120 5002	REV. B

9.1.2 Capacità portante dei pali nei confronti dei carichi orizzontali

9.1.2.1 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.

9.1.2.2 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 $1.5 \varnothing$ e costante con valore $9 \cdot c_u \cdot \varnothing$ per profondità maggiori.

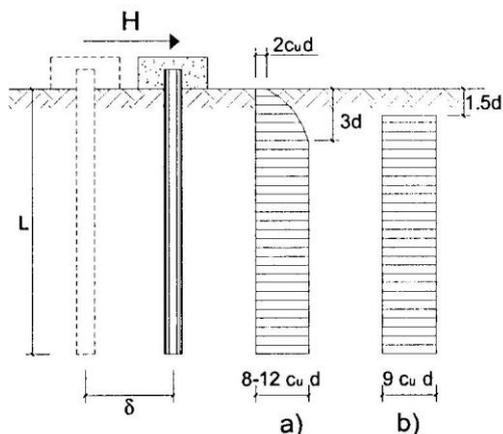


Fig. 1 – distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

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”.

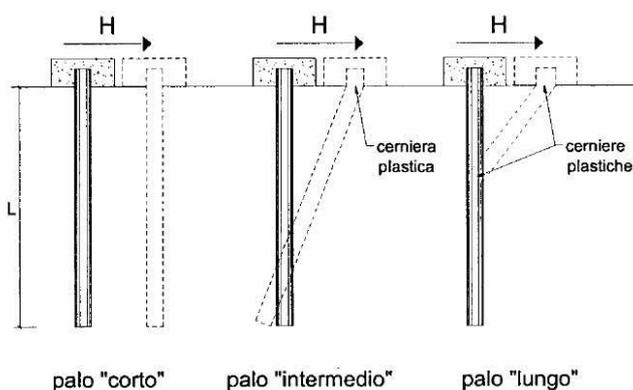


Fig. 2 – meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

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:

$$H_{lim} = 9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right)$$

palo corto

$$H_{lim} = -9c_u D^2 \left(\frac{L}{D} - 1.5 \right) + 9c_u D^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{My}{c_u D^3} + 4.5}$$

palo intermedio

$$H_{lim} = -13.5c_u D^2 + c_u D^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{My}{c_u D^3}}$$

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.

9.1.2.3 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;

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

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

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

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

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

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:

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

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

Essendo:

f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;

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

9.1.2.4 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 γ_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 ξ 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
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tab. 3 - Fattori di correlazione ξ

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

9.2 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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{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 γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	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
γ_R	1,1

Secondo la normativa quindi i parametri di resistenza del terreno devono essere abbattuti a mezzo dei coefficienti parziali M2, risultando pertanto:

$$c'_d = c' / 1.25;$$

$$\phi'_d = \arctan (1 / 1.25 \cdot \tan \phi').$$

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

9.2.1 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:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come da indicazioni Tab 7.11.1 ;

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_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

	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 – Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO R120 5002	REV. B

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

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T : coefficiente di amplificazione topografica

Relativamente alla combinazione degli effetti sismici con le altre azioni e relative verifiche di sicurezza, ancora la circolare 617, per il caso dei **Pendii Naturali**, specificano al punto C 7.11.3.5 “Stabilità dei Pendii” viene specificato che le verifiche di sicurezza devono essere effettuate utilizzando i valori caratteristici delle proprietà meccaniche dei terreni; nei metodi pseudostatici la condizione di stato limite ultimo viene riferita al cinematismo di collasso critico, caratterizzato dal più basso valore del coefficiente di sicurezza, FS, definito come rapporto tra resistenza al taglio disponibile e sforzo di taglio mobilitato lungo la superficie di scorrimento (effettiva o potenziale)

In definitiva, per le verifiche sismiche si è ritenuto accettabile un coefficiente di sicurezza unitario

Per quanto riguarda invece il 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

7.11.1 REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto, definita al Cap. 3, le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

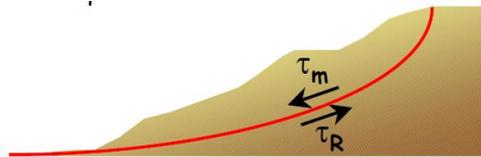
Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

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 $R_2=1.1$ (γ_R).

Per la analisi di stabilità globale presentate nel seguito del presente documento, si è fatto riferimento ai metodi dell'equilibrio limite, messi a punto da diversi autori tra cui, Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price, ecc.

In generale, ciascuno metodo va alla ricerca del potenziali superfici di scivolamento, generalmente di forma circolare, in qualche caso anche di forma diversa, rispetto a cui effettuare un equilibrio alla rotazione (o roto-traslazione) della potenziale massa di terreno coinvolta nel possibile movimento e quindi alla determinazione di un coefficiente di sicurezza coefficiente di sicurezza disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



$$\eta = \frac{\int_S \tau_{rott}}{\int_S \tau_{mob}}$$

Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglienti e normali sulle superfici di delimitazione dello stesso come di seguito rappresentato.

Nel caso in esame, è stata utilizzato in particolare il metodo di **Bishop**, di cui nel seguito si riporta la relativa trattazione teorica:

Il coefficiente di sicurezza si esprime mediante la relazione:

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	69 di 139

$$\eta = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i c_i + W_i \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i}$$

con

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

dove n è il numero delle strisce considerate, bi ed ci sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i-esima rispetto all'orizzontale, Wi è il peso della striscia i-esima e ci e φi sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia. L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η.

Quindi essa va risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fino a quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

10. ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO

A riguardo si precisa che i calcoli sono state effettuati, con riferimento ad un modello di muro di lunghezza unitaria, mediante Ausilio del Software commerciale MAX 10.10 prodotto e distribuito dalla Aztec Informatica, con sede in Corso Umberto 43, Casole Bruzio (CS).

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	ITINERARIO NAPOLI-BARI. RADDOPPIO TRATTA CANCELLO – BENEVENTO. II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO. 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO - TELESE.					
	Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 – Relazione di calcolo	COMMESSA IF0H	LOTTO 12 D 11	CODIFICA CL	DOCUMENTO RI120 5002	REV. B

11. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI

Di seguito si riportano i risultati delle analisi dei muri in oggetto per le tipologie definite al paragrafo 1.

11.1 Risultati analisi e verifiche muri di TIPO BA 9

11.1.1 Modello di calcolo

Le sollecitazioni provenienti dal muro vengono ripartite sui pali restituendo le sollecitazioni nei pali in termini di Taglio, Momento e sforzo normale. Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze. La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incastrati o incernierati a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidezza del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo. Nota la matrice di rigidezza di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3x3) della palificata, K . A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N, T, M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

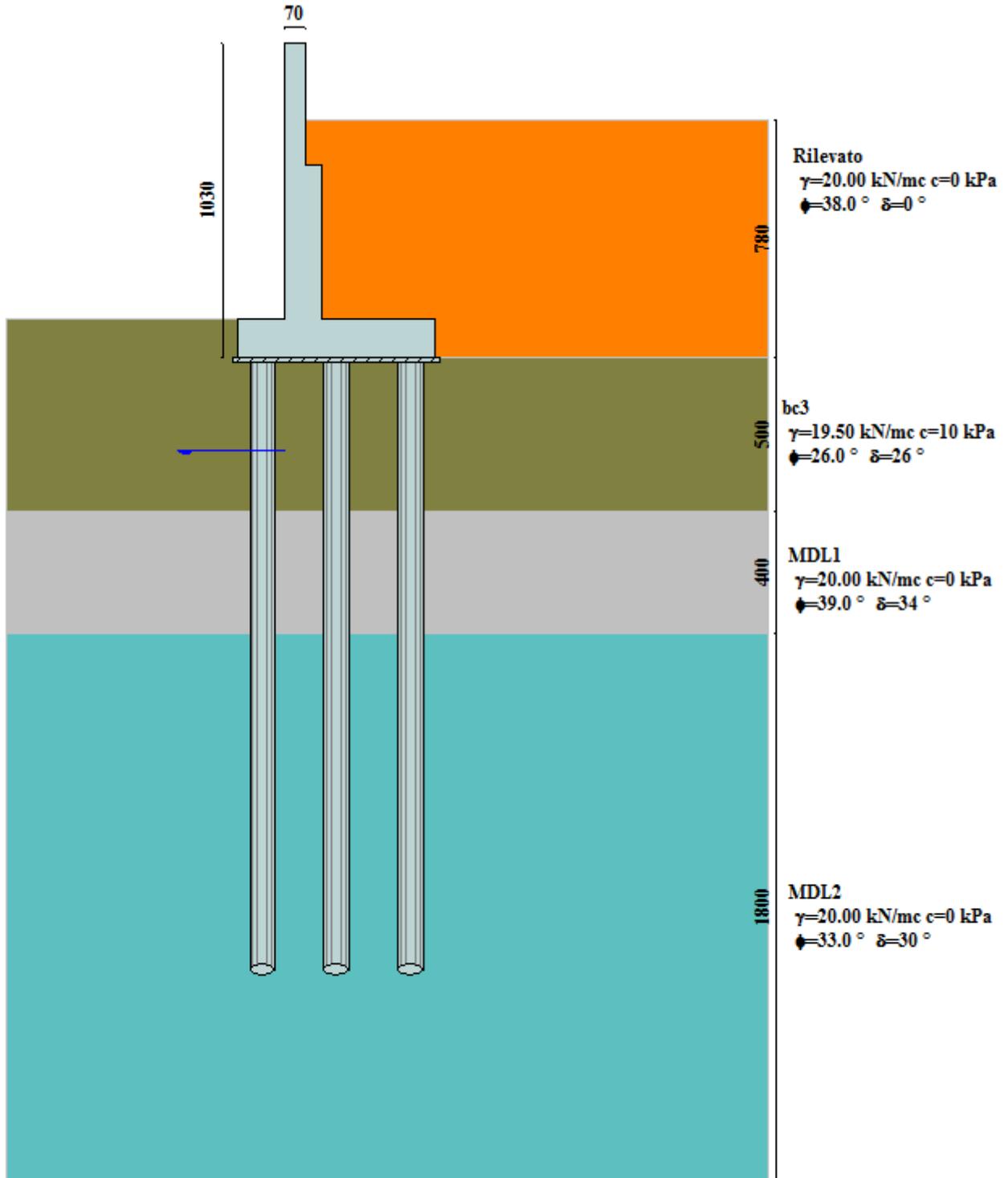
$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo., le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per rottura del terreno. In tale analisi i pali sono considerati incastrati alla fondazione di base. Di seguito si riportano i principali risultati delle analisi svolte sul muro su pali. Per ulteriori dettagli si ribanda ai tabulati in allegato.

Si riportano di seguito in forma tabellare i valori delle spinte di natura statica e sismica per le combinazioni analizzate, gli involuipi delle sollecitazioni nel muro, sulla fondazione e nei pali.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 -
Relazione di calcolo

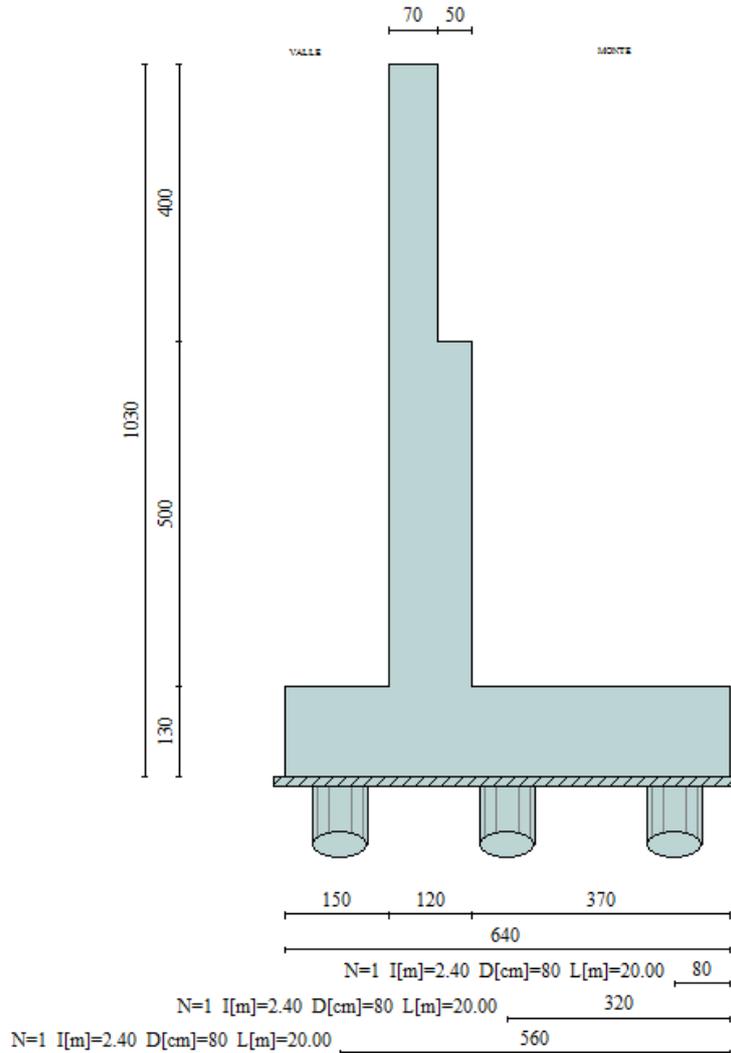
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	72 di 139



Modello di calcolo muro su PALI

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 -
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	73 di 139



Geometria muro

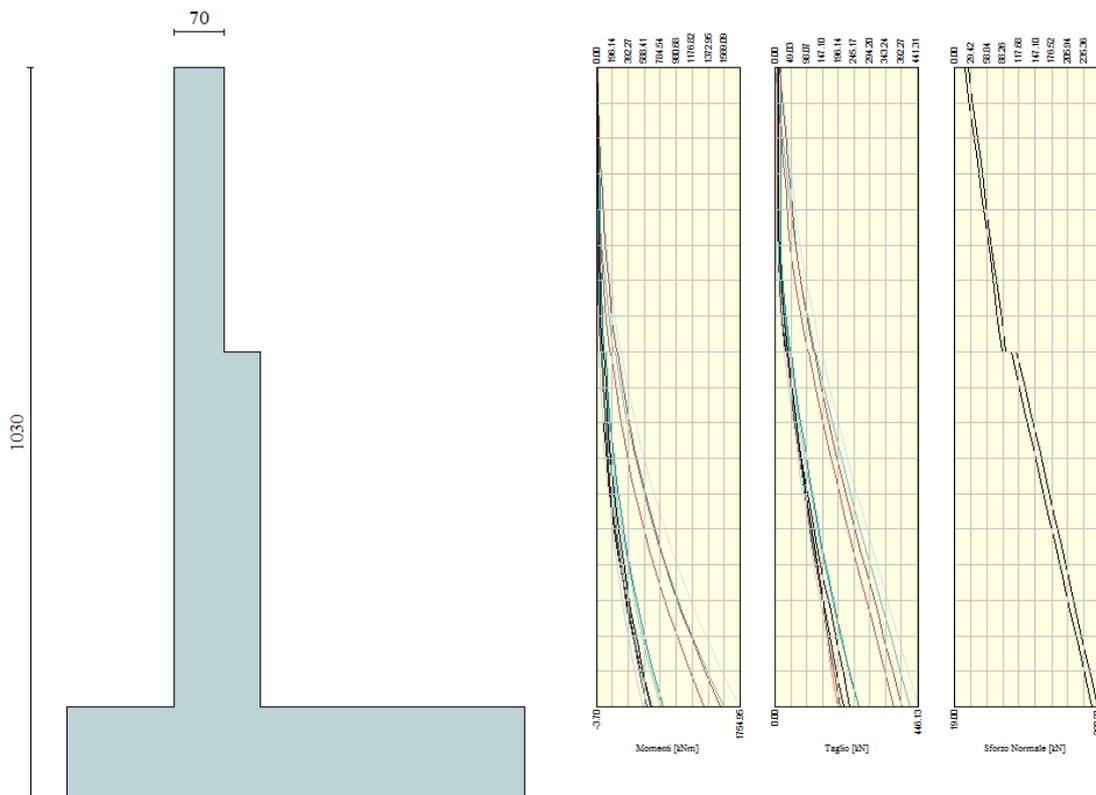
Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	74 di 139

Dettagli coefficienti di sicurezza globali e spinte

Comb.	Tipo comb.	Sisma	FS (ribalt)	FS (scorr)	FS (quilt)	FS (stab)	Spinta[kN]	Incr. sism.[kN]
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--	338.5459	0.0000
2	STAB - [1]	--	--	--	--	3.30	320.2734	0.0000
3	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--	437.1499	0.0000
4	STAB - [2]	--	--	--	--	2.98	419.4535	0.0000
5	A1-M1 - [3]	--	--	--	--	--	415.6748	0.0000
6	STAB - [3]	--	--	--	--	3.04	397.3733	0.0000
7	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	--	260.4200	119.6107
8	A1-M1 - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	260.4200	170.6378
9	STAB - [4]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.03	320.2734	190.5643
10	STAB - [4]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.06	320.2734	127.7779
11	A1-M1 - [5]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	--	272.8460	172.6943
12	A1-M1 - [5]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	--	272.8460	118.8001
13	STAB - [5]	SismaH + SismaV positivo	--	--	--	2.01	334.4143	191.8900
14	STAB - [5]	SismaH + SismaV negativo	--	--	--	2.04	334.4143	125.7923
15	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--	260.4200	0.0000
16	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	313.1249	0.0000
17	SLEF - [1]	--	--	--	--	--	260.4200	0.0000
18	SLER - [1]	--	--	--	--	--	327.6336	0.0000
19	SLER - [1]	--	--	--	--	--	313.1249	0.0000

Azioni risultanti sul muro



Involuppo sollecitazioni sul muro

11.1.2 Verifiche strutturali

Nella tabella seguente si riportano le armature di progetto previste per la sezione di calcolo in questione, come desumibili dagli elaborati grafici di armatura delle opere relative:

Elemento	Armatura a flessione		Elemento	Armatura a flessione	
	Lato monte	Lato valle		Lato inferiore	Lato superiore
PARAMENTO	1 ϕ 22/20	1 ϕ 20/20	FONDAZIONE	1 ϕ 22/10	1 ϕ 22/10

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.

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.

Di seguito si riporta l'involuppo delle sollecitazioni nel paramento e nella fondazione ed i risultati delle verifiche strutturali.

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

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

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	76 di 139

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	19.0000	24.7000	-3.7050	16.6500	0.0000	14.5000
2	0.44	26.6275	32.3275	-3.6831	25.1401	0.1024	24.7084
3	0.89	34.2550	39.9550	-3.6107	38.6156	0.2270	35.9340
4	1.33	41.8825	47.5825	-3.4780	57.0840	0.3737	47.1765
5	1.78	49.5101	55.2101	-3.2753	80.5528	0.5424	58.4359
6	2.22	57.1376	62.8376	-2.9924	109.0297	0.7471	69.7260
7	2.67	64.7651	70.4651	-2.2908	142.8408	3.0447	83.0260
8	3.11	72.3926	78.0926	0.4564	183.5018	10.0458	100.5783
9	3.56	80.0201	85.7201	7.0601	232.5793	19.9635	120.4962
10	4.00	87.6476	93.3476	18.3997	290.7606	31.2812	141.4848
11	4.00	102.8976	113.1726	36.8818	308.8280	33.5734	143.2571
12	4.45	116.2706	126.5456	55.0161	379.2916	46.4315	166.9471
13	4.91	129.6435	139.9185	79.2860	460.7473	60.5692	191.6215
14	5.36	143.0164	153.2914	110.2726	553.6419	75.9848	217.2789
15	5.82	156.3893	166.6643	148.5567	658.4225	92.6782	243.9193
16	6.27	169.7622	180.0372	194.7191	775.5357	110.6496	271.5427
17	6.73	183.1351	193.4101	249.3408	905.4284	129.8988	300.1490
18	7.18	196.5081	206.7831	313.0026	1048.5474	150.4259	329.7384
19	7.64	209.8810	220.1560	386.2826	1205.3362	172.1064	360.1614
20	8.09	223.2539	233.5289	469.2776	1375.7122	192.5996	388.9213
21	8.55	236.6268	246.9018	561.2934	1558.8389	212.3264	416.9600
22	9.00	249.9997	260.2747	662.4037	1754.9475	232.6777	446.1250

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	77 di 139

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	19.0000	19.0000	-2.8500	11.1500	0.0000	10.0000
2	0.44	26.6275	26.6275	-2.8284	15.6160	0.0999	10.0999
3	0.89	34.2550	34.2550	-2.7587	20.1302	0.2168	10.2168
4	1.33	41.8825	41.8825	-2.6332	24.7002	0.3508	10.3508
5	1.78	49.5101	49.5101	-2.4444	29.3334	0.5017	10.5017
6	2.22	57.1376	57.1376	-2.1845	34.0377	0.6831	10.6831
7	2.67	64.7651	64.7651	-1.5277	39.1389	2.8747	12.8747
8	3.11	72.3926	72.3926	1.0419	46.1530	9.3183	19.3183
9	3.56	80.0201	80.0201	7.0909	56.6464	18.1276	28.1276
10	4.00	87.6476	87.6476	17.3064	71.3064	28.0077	38.0077
11	4.00	102.8976	102.8976	35.3739	89.3739	29.7800	39.7800
12	4.45	116.2706	116.2706	51.3931	109.9386	40.8691	50.8691
13	4.91	129.6435	129.6435	72.6767	135.7676	52.9425	62.9425
14	5.36	143.0164	143.0164	99.6716	167.3080	65.9989	75.9989
15	5.82	156.3893	156.3893	132.8247	205.0065	80.0383	90.0383
16	6.27	169.7622	169.7622	172.5827	249.3099	95.0607	105.0607
17	6.73	183.1351	183.1351	219.3924	300.6652	111.0661	121.0661
18	7.18	196.5081	196.5081	273.7008	359.5190	128.0545	138.0545
19	7.64	209.8810	209.8810	335.9523	426.3163	145.9234	155.9379
20	8.09	223.2539	223.2539	406.1963	501.2635	162.7519	173.6980
21	8.55	236.6268	236.6268	483.8347	584.4422	178.8969	192.5729
22	9.00	249.9997	249.9997	568.9091	676.5729	195.5227	213.5715

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	78 di 139

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

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

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
V_{Rd}	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 70	19.01	15.71	781.46	-684.80	41.13	243.63	--	--
2	0.44	100, 70	19.01	15.71	700.83	185.01	26.32	244.70	--	--
3	0.89	100, 70	19.01	15.71	548.11	-617.88	16.00	245.76	--	--
4	1.33	100, 70	19.01	15.71	428.09	-583.46	10.22	246.82	--	--
5	1.78	100, 70	19.01	15.71	343.74	-559.27	6.94	247.88	--	--
6	2.22	100, 70	19.01	15.71	284.13	483.70	4.97	248.95	--	--
7	2.67	100, 70	19.01	15.71	240.10	334.41	3.71	250.01	--	--
8	3.11	100, 70	19.01	15.71	204.93	-61.47	2.83	260.10	--	--
9	3.56	100, 70	19.01	15.71	175.85	-511.12	2.20	261.16	--	--
10	4.00	100, 70	19.01	15.71	152.01	-504.29	1.73	262.22	--	--
11	4.00	100, 120	38.01	15.71	648.23	-1945.55	6.30	434.91	--	--
12	4.45	100, 120	38.01	15.71	587.53	-1916.61	5.05	436.83	--	--
13	4.91	100, 120	38.01	15.71	531.82	-1890.05	4.10	438.76	--	--
14	5.36	100, 120	38.01	15.71	482.12	-1866.36	3.37	440.68	--	--
15	5.82	100, 120	38.01	15.71	438.34	-1845.49	2.80	442.60	--	--

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	79 di 139

16	6.27	100, 120	38.01	15.71	399.97	-1827.19	2.36	444.52	--	--
17	6.73	100, 120	38.01	15.71	366.33	-1811.16	2.00	446.45	--	--
18	7.18	100, 120	38.01	15.71	336.79	-1797.07	1.71	448.37	--	--
19	7.64	100, 120	38.01	15.71	310.76	-1784.66	1.48	450.29	--	--
20	8.09	100, 120	38.01	15.71	287.85	-1773.74	1.29	452.21	--	--
21	8.55	100, 120	38.01	15.71	267.80	-1764.18	1.13	454.14	--	--
22	9.00	100, 120	38.01	15.71	250.11	-1755.75	1.00	456.06	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 70	19.01	15.71	212	18	5444	-2516
2	0.44	100, 70	19.01	15.71	297	18	7622	-3524
3	0.89	100, 70	19.01	15.71	383	18	9839	-4542
4	1.33	100, 70	19.01	15.71	470	19	12104	-5570
5	1.78	100, 70	19.01	15.71	558	19	14421	-6612
6	2.22	100, 70	19.01	15.71	647	19	16798	-7668
7	2.67	100, 70	19.01	15.71	744	23	19510	-8803
8	3.11	100, 70	19.01	15.71	878	35	23838	-10319
9	3.56	100, 70	19.01	15.71	1077	51	31138	-12515
10	4.00	100, 70	19.01	15.71	1353	69	42051	-15505
11	4.00	100, 120	38.01	15.71	555	41	11432	-7472
12	4.45	100, 120	38.01	15.71	682	52	15005	-9133
13	4.91	100, 120	38.01	15.71	840	64	19849	-11188
14	5.36	100, 120	38.01	15.71	1031	78	26093	-13664
15	5.82	100, 120	38.01	15.71	1259	92	33861	-16586
16	6.27	100, 120	38.01	15.71	1524	107	43269	-19982
17	6.73	100, 120	38.01	15.71	1829	124	54432	-23880
18	7.18	100, 120	38.01	15.71	2178	141	67464	-28312
19	7.64	100, 120	38.01	15.71	2571	160	82475	-33305
20	8.09	100, 120	38.01	15.71	3011	178	99517	-38876
21	8.55	100, 120	38.01	15.71	3498	197	118611	-45027
22	9.00	100, 120	38.01	15.71	4035	218	139934	-51811

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	80 di 139

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	394.71	--	--
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	143.57	437.26	--	--
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	52.29	437.26	--	--
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	25.42	437.26	--	--
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	13.94	437.26	--	--
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	8.86	437.26	--	--
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	5.65	437.26	--	--
8	1.50	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	2.48	437.26	--	--

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	81 di 139

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
9	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	10	0	0
10	0.20	100, 130	38.01	38.01	34	24	1711	905
11	0.40	100, 130	38.01	38.01	100	63	4368	5032
12	0.60	100, 130	38.01	38.01	188	112	9445	6757
13	0.80	100, 130	38.01	38.01	344	231	17249	-4257
14	1.00	100, 130	38.01	38.01	541	351	27141	-6698
15	1.20	100, 130	38.01	38.01	851	464	42748	-10550
16	1.50	100, 130	38.01	38.01	1964	454	98630	-24341

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	394.71	--	--
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	311.63	437.26	--	--
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	71.48	437.26	--	--
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	32.61	437.26	--	--
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	20.55	437.26	--	--
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	14.42	437.26	--	--
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	9.87	437.26	--	--
8	1.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	7.21	437.26	--	--
9	1.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	5.51	394.71	--	--
10	1.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	4.38	437.26	--	--
11	2.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	3.57	437.26	--	--
12	2.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	2.98	437.26	--	--
13	2.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	2.53	437.26	--	--
14	2.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	2.18	437.26	--	--
15	2.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.87	437.26	--	--
16	3.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.65	437.26	--	--

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	82 di 139

17	3.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.50	437.26	--	--
18	3.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.39	437.26	--	--
19	3.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.27	437.26	--	--
20	3.70	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.20	437.26	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
21	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	0	0	0
22	0.20	100, 130	38.01	38.01	23	0	-284	1150
23	0.40	100, 130	38.01	38.01	98	0	-1212	4912
24	0.60	100, 130	38.01	38.01	205	0	-2540	10291
25	0.80	100, 130	38.01	38.01	288	7	-3568	14458
26	1.00	100, 130	38.01	38.01	352	26	-4365	17686
27	1.20	100, 130	38.01	38.01	383	65	-4744	19221
28	1.40	100, 130	38.01	38.01	447	38	-5544	22465
29	1.60	100, 130	38.01	38.01	563	8	-6972	28251
30	1.80	100, 130	38.01	38.01	702	0	-8701	35256
31	2.00	100, 130	38.01	38.01	870	0	-10778	43672
32	2.20	100, 130	38.01	38.01	1066	0	-13204	53503
33	2.40	100, 130	38.01	38.01	1289	0	-15969	64706
34	2.60	100, 130	38.01	38.01	1552	0	-19227	77910
35	2.80	100, 130	38.01	38.01	1913	0	-23704	96049
36	3.00	100, 130	38.01	38.01	2254	0	-27927	113162
37	3.20	100, 130	38.01	38.01	2490	0	-30853	125017
38	3.40	100, 130	38.01	38.01	2618	23	-32435	131429
39	3.60	100, 130	38.01	38.01	2973	150	-36843	149287
40	3.70	100, 130	38.01	38.01	3258	147	-40377	163609

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	83 di 139

Verifica fessurazione paramento

Si riportano i risultati ottenuti per le combinazioni Rara

Combinazione n° 18

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

A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
M_{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ϵ_m	deformazione media espressa in [%]
s_m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	19.01	15.71	-142.91	-8.35	0.0000	0.00	0.000
2	0.44	19.01	15.71	-142.91	-11.93	0.0000	0.00	0.000
3	0.89	19.01	15.71	-142.91	-15.55	0.0000	0.00	0.000
4	1.33	19.01	15.71	-142.91	-19.23	0.0000	0.00	0.000
5	1.78	19.01	15.71	-142.91	-22.98	0.0000	0.00	0.000
6	2.22	19.01	15.71	-142.91	-26.79	0.0000	0.00	0.000
7	2.67	19.01	15.71	-142.91	-31.01	0.0000	0.00	0.000
8	3.11	19.01	15.71	-142.91	-37.13	0.0000	0.00	0.000
9	3.56	19.01	15.71	-142.91	-46.74	0.0000	0.00	0.000
10	4.00	19.01	15.71	-142.91	-60.51	0.0000	0.00	0.000
11	4.00	38.01	15.71	-429.19	-78.57	0.0000	0.00	0.000
12	4.45	38.01	15.71	-429.19	-98.23	0.0000	0.00	0.000
13	4.91	38.01	15.71	-429.19	-123.15	0.0000	0.00	0.000
14	5.36	38.01	15.71	-429.19	-153.78	0.0000	0.00	0.000
15	5.82	38.01	15.71	-429.19	-190.57	0.0000	0.00	0.000
16	6.27	38.01	15.71	-429.19	-233.96	0.0000	0.00	0.000
17	6.73	38.01	15.71	-429.19	-284.41	0.0000	0.00	0.000
18	7.18	38.01	15.71	-429.19	-342.36	0.0000	0.00	0.000
19	7.64	38.01	15.71	-429.19	-408.24	0.0000	0.00	0.000

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	84 di 139

20	8.09	38.01	15.71	-429.19	-482.41	0.0276	129.28	0.061
21	8.55	38.01	15.71	-429.19	-565.28	0.0332	129.28	0.073
22	9.00	38.01	15.71	-429.19	-657.52	0.0461	129.28	0.101

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{is}	A _{fi}	M _{pr}	M	ε _m	S _m	w
1	-2.20	0.00	0.00	-440.72	-0.73	0.0000	0.00	0.000
2	-2.00	38.01	38.01	507.06	7.58	0.0000	0.00	0.000
3	-1.80	38.01	38.01	-507.06	-22.29	0.0000	0.00	0.000
4	-1.60	38.01	38.01	507.06	41.84	0.0000	0.00	0.000
5	-1.40	38.01	38.01	507.06	76.42	0.0000	0.00	0.000
6	-1.20	38.01	38.01	507.06	120.24	0.0000	0.00	0.000
7	-1.00	38.01	38.01	507.06	189.39	0.0000	0.00	0.000
8	-0.70	38.01	38.01	507.06	436.96	0.0000	0.00	0.000
9	0.50	38.01	38.01	-507.06	-724.84	0.0606	129.28	0.133
10	0.60	38.01	38.01	-507.06	-661.39	0.0518	129.28	0.114
11	0.80	38.01	38.01	-507.06	-582.28	0.0404	129.28	0.089
12	1.00	38.01	38.01	-507.06	-553.87	0.0364	129.28	0.080
13	1.20	38.01	38.01	-507.06	-501.35	0.0000	0.00	0.000
14	1.40	38.01	38.01	-507.06	-425.53	0.0000	0.00	0.000
15	1.60	38.01	38.01	-507.06	-345.17	0.0000	0.00	0.000
16	1.80	38.01	38.01	-507.06	-286.67	0.0000	0.00	0.000
17	2.00	38.01	38.01	-507.06	-237.04	0.0000	0.00	0.000
18	2.20	38.01	38.01	-507.06	-193.48	0.0000	0.00	0.000
19	2.40	38.01	38.01	-507.06	-156.20	0.0000	0.00	0.000
20	2.60	38.01	38.01	-507.06	-125.16	0.0000	0.00	0.000
21	2.80	38.01	38.01	-507.06	-99.53	0.0000	0.00	0.000
22	3.00	38.01	38.01	-507.06	-85.16	0.0000	0.00	0.000
23	3.20	38.01	38.01	-507.06	-78.35	0.0000	0.00	0.000
24	3.40	38.01	38.01	-507.06	-64.06	0.0000	0.00	0.000
25	3.60	38.01	38.01	-507.06	-45.59	0.0000	0.00	0.000
26	3.80	38.01	38.01	-507.06	-21.76	0.0000	0.00	0.000
27	4.00	38.01	38.01	-507.06	-5.05	0.0000	0.00	0.000

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	85 di 139

28	4.20	0.00	0.00	440.72	0.83	0.0000	0.00	0.000
----	------	------	------	--------	------	--------	------	-------

Combinazione n° 19

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pr}	M	ε _m	S _m	w
1	0.00	19.01	15.71	-142.91	-11.15	0.0000	0.00	0.000
2	0.44	19.01	15.71	-142.91	-15.62	0.0000	0.00	0.000
3	0.89	19.01	15.71	-142.91	-20.13	0.0000	0.00	0.000
4	1.33	19.01	15.71	-142.91	-24.70	0.0000	0.00	0.000
5	1.78	19.01	15.71	-142.91	-29.33	0.0000	0.00	0.000
6	2.22	19.01	15.71	-142.91	-34.04	0.0000	0.00	0.000
7	2.67	19.01	15.71	-142.91	-39.14	0.0000	0.00	0.000
8	3.11	19.01	15.71	-142.91	-46.15	0.0000	0.00	0.000
9	3.56	19.01	15.71	-142.91	-56.65	0.0000	0.00	0.000
10	4.00	19.01	15.71	-142.91	-71.31	0.0000	0.00	0.000
11	4.00	38.01	15.71	-429.19	-89.37	0.0000	0.00	0.000
12	4.45	38.01	15.71	-429.19	-109.94	0.0000	0.00	0.000
13	4.91	38.01	15.71	-429.19	-135.77	0.0000	0.00	0.000
14	5.36	38.01	15.71	-429.19	-167.31	0.0000	0.00	0.000
15	5.82	38.01	15.71	-429.19	-205.01	0.0000	0.00	0.000
16	6.27	38.01	15.71	-429.19	-249.31	0.0000	0.00	0.000
17	6.73	38.01	15.71	-429.19	-300.67	0.0000	0.00	0.000
18	7.18	38.01	15.71	-429.19	-359.52	0.0000	0.00	0.000
19	7.64	38.01	15.71	-429.19	-426.32	0.0000	0.00	0.000
20	8.09	38.01	15.71	-429.19	-501.26	0.0290	129.28	0.064
21	8.55	38.01	15.71	-429.19	-584.44	0.0353	129.28	0.078
22	9.00	38.01	15.71	-429.19	-676.57	0.0491	129.28	0.108

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	86 di 139

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pr}	M	ε _m	S _m	w
1	-2.20	0.00	0.00	-440.72	-0.71	0.0000	0.00	0.000
2	-2.00	38.01	38.01	507.06	7.42	0.0000	0.00	0.000
3	-1.80	38.01	38.01	-507.06	-21.90	0.0000	0.00	0.000
4	-1.60	38.01	38.01	507.06	40.90	0.0000	0.00	0.000
5	-1.40	38.01	38.01	507.06	74.71	0.0000	0.00	0.000
6	-1.20	38.01	38.01	507.06	117.55	0.0000	0.00	0.000
7	-1.00	38.01	38.01	507.06	185.19	0.0000	0.00	0.000
8	-0.70	38.01	38.01	507.06	427.61	0.0000	0.00	0.000
9	0.50	38.01	38.01	-507.06	-685.19	0.0552	129.28	0.121
10	0.60	38.01	38.01	-507.06	-622.93	0.0464	129.28	0.102
11	0.80	38.01	38.01	-507.06	-545.99	0.0359	129.28	0.079
12	1.00	38.01	38.01	-507.06	-519.79	0.0342	129.28	0.075
13	1.20	38.01	38.01	-507.06	-469.67	0.0000	0.00	0.000
14	1.40	38.01	38.01	-507.06	-396.44	0.0000	0.00	0.000
15	1.60	38.01	38.01	-507.06	-318.80	0.0000	0.00	0.000
16	1.80	38.01	38.01	-507.06	-262.93	0.0000	0.00	0.000
17	2.00	38.01	38.01	-507.06	-215.93	0.0000	0.00	0.000
18	2.20	38.01	38.01	-507.06	-174.96	0.0000	0.00	0.000
19	2.40	38.01	38.01	-507.06	-140.27	0.0000	0.00	0.000
20	2.60	38.01	38.01	-507.06	-111.80	0.0000	0.00	0.000
21	2.80	38.01	38.01	-507.06	-88.68	0.0000	0.00	0.000
22	3.00	38.01	38.01	-507.06	-77.04	0.0000	0.00	0.000
23	3.20	38.01	38.01	-507.06	-72.85	0.0000	0.00	0.000
24	3.40	38.01	38.01	-507.06	-60.76	0.0000	0.00	0.000
25	3.60	38.01	38.01	-507.06	-44.02	0.0000	0.00	0.000
26	3.80	38.01	38.01	-507.06	-21.13	0.0000	0.00	0.000
27	4.00	38.01	38.01	-507.06	-4.93	0.0000	0.00	0.000
28	4.20	0.00	0.00	440.72	0.80	0.0000	0.00	0.000

VERIFICHE A TAGLIO

I risultati ottenuti dalle verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate per la struttura in esame sono riepilogati nella seguente tabella.

Verifica a taglio (per metro lineare di sviluppo longitudinale)						
Sezione	V_{Ed}	b	h	V_{Rd}	ESITO	Armatura a taglio
[-]	[kN]	[cm]	[cm]	[kN]	[-]	[-]
Paramento	410	100	120	722	verificato	Spilli $\Phi 12/40 \times 40$
Fondazione	680	100	130	784	verificato	Spilli $\Phi 12/40 \times 40$

11.1.3 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

Per i pali di fondazione si prevedono le seguenti armature:

- Gabbia superiore $2 \times 20 \phi 24$ e staffa a spirale $\phi 14/10$

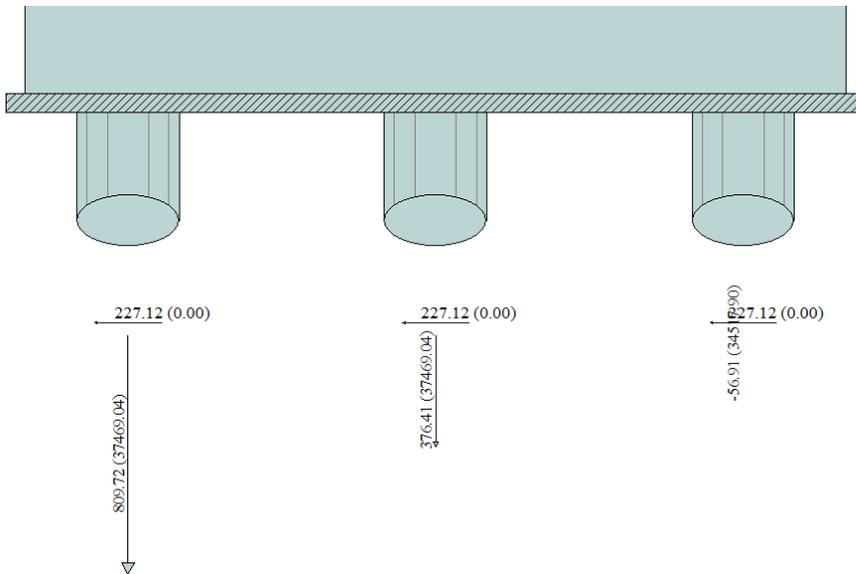
Nota: Ai fini del dimensionamento delle armature è risultata significativa la verifica a carico limite orizzontale riportata nel seguito. Per le verifiche strutturali sarebbe stata sufficiente una armatura inferiore.

VERIFICHE STRUTTURALI PALI

Si riportano i risultati in termini di sollecitazione a metro lineare e verifiche a flessione e taglio. Nota per ottenere le sollecitazioni sul singolo palo bisogna moltiplicare tali azioni per l'interasse longitudinale dei pali che nel caso in esame è di 2,40m.

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R120 5002	B	88 di 139



Risultante X = 681.36 [kN]

Risultante Y = 1129.22 [kN]

Risultante M = 2079.91 [kNm]

Sollecitazioni massime testa palo (a metro lineare) – SLU

SOLLECITAZIONI MAX PALI SLU				ARMATURA STR		RESISTENZE	
N	V	α	M	Longitudinale	Trasversale (spirale)	Vrd	Mrd
[kN]	[kN]		[kNm]			[kNm]	[kNm]
1945	545	1.8	981	2x18 ϕ 24	ϕ 14/10	1146	1851

VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE

Verifiche capacità portante

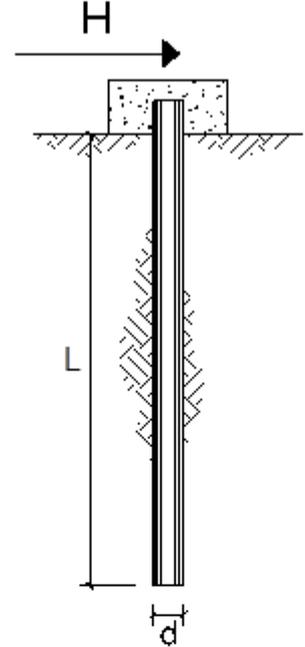
Nel seguito si riportano i risultati riguardanti la valutazione della lunghezza minima dei pali necessaria al soddisfacimento delle verifiche di capacità portante. In particolare da un confronto tra i valori massimi degli sforzi normali massimi attesi e le curve di capacità portante presentate al paragrafo 4.2, con riferimento ai pali di diametro D800 si è ottenuto

$$N_{Ed,Max} = 1945 \text{ kN}; N_{Ed,Min} = -137 \text{ kN}.$$

In definitiva si è assunto $L_{pali} = 20.00\text{m}$.

Verifiche a carico limite orizzontale

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



OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

coefficienti parziali			A		M	R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_ψ	γ_T
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.00	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.30
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.30
DM88		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.60

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	T.A.	prog.
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.45
ξ_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:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	90 di 139

DATI DI INPUT:

Lunghezza reagente del palo	L =	20.00	(m)		
Diametro del palo	d =	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	My =	1851.40	(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 ³)		
Carico Orizzontale di progetto (V):	V =	545	(kN)		

Palo corto:

$$H1_{med} = 14400.00 \quad (kN) \qquad H1_{min} = 14400.00 \quad (kN)$$

Palo intermedio:

$$H2_{med} = 4892.57 \quad (kN) \qquad H2_{min} = 4892.57 \quad (kN)$$

Palo lungo:

$$H3_{med} = 1035.91 \quad (kN) \qquad H3_{min} = 1035.91 \quad (kN)$$

$$H_{med} = 1035.91 \quad (kN) \quad \text{palo lungo} \qquad H_{min} = 1035.91 \quad (kN) \quad \text{palo lungo}$$

$$H_k = \text{Min}(H_{med}/\xi_3 ; R_{min}/\xi_4) = 739.93 \quad (kN)$$

$$H_d = H_k/\gamma_T = 569.18 \quad (kN)$$

$$F_d = 545.00 \quad (kN)$$

$$FS = H_d / F_d = 1.04$$

ALLEGATO 1

TABULATI DI CALCOLO MURO TIPO BA 9

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	92 di 139

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in c.a.

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

Nr.	numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)
Bs	base superiore del gradone espressa in [m]
Bi	base inferiore del gradone espressa in [m]
Hg	altezza del gradone espressa in [m]
α_e	inclinazione esterna del gradone espressa in [°]
α_i	inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	0.70	0.70	4.00	0.00	0.00
2	1.20	1.20	5.00	0.00	0.00

Altezza del paramento 9.00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	1.50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3.70 [m]
Lunghezza totale fondazione	6.40 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	1.30 [m]
Spessore magrone	0.15 [m]

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	93 di 139

Descrizione pali di fondazione

Pali in c.a.

Numero di file di pali	3
Vincolo pali/fondazione	Cerniera
Tipo di portanza	Portanza laterale e portanza di punta

Simbologia adottata

N	numero d'ordine della fila
X	ascissa della fila misurata dallo spigolo di monte della fondazione espressa in [m]
nr.	Numero di pali della fila
D	diametro dei pali della fila espresso in [cm]
L	lunghezza dei pali della fila espressa in [m]
alfa	inclinazione dei pali della fila rispetto alla verticale espressa in [°]
ALL	allineamento dei pali della fila rispetto al baricentro della fondazione (CENTRATI o SFALSATI)

N	X	Nr.	D	L	alfa	ALL
1	0.80	1	80.00	20.00	0.00	Centrati
2	3.20	1	80.00	20.00	0.00	Centrati
3	5.60	1	80.00	20.00	0.00	Centrati

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	94 di 139

Materiali utilizzati per la struttura

Calcestruzzo

Peso specifico	24.517 [kN/mc]
Classe di Resistenza	C28/35
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	35000 [kPa]
Modulo elastico E	32587986 [kPa]

Acciaio

Tipo	B450C
Tensione di snervamento σ_{fa}	449936 [kPa]

Calcestruzzo utilizzato per i pali

Classe di Resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	30000 [kPa]
Modulo elastico E	31447048 [kPa]

Acciaio utilizzato per i pali

Tipo	B450C
Tensione ammissibile σ_{fa}	449936 [kPa]
Tensione di snervamento σ_{fa}	449936 [kPa]

Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

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

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	95 di 139

N	X	Y	A
1	0.01	-2.50	-89.77
2	5.00	-2.50	0.00
3	15.00	-2.50	0.00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0.00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0.00 [m]

Falda

Quota della falda a valle del muro rispetto al piano di posa della fondazione -3.00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

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

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	38.00	0.00	0.0	0.0
bc3	19.50	19.50	26.00	26.00	10.0	5.0
MDL3	20.00	20.00	26.00	26.00	10.0	5.0
MDL1	20.00	20.00	39.00	34.00	0.0	0.0
MDL2	20.00	20.00	33.00	29.50	0.0	0.0

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	96 di 139

Parametri medi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	40.00	25.00	0.0	0.0
bc3	19.50	19.50	26.00	26.00	10.0	5.0
MDL3	20.00	20.00	28.00	28.00	20.0	10.0
MDL1	20.00	20.00	41.00	35.00	0.0	0.0
MDL2	20.00	20.00	35.00	30.00	0.0	0.0

Parametri minimi

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	20.00	20.00	40.00	10.00	0.0	0.0
bc3	19.50	19.50	26.00	26.00	10.0	5.0
MDL3	20.00	20.00	23.00	23.00	10.0	5.0
MDL1	20.00	20.00	38.00	32.00	0.0	0.0
MDL2	20.00	20.00	30.00	28.00	0.0	0.0

Stratigrafia

Simbologia adottata

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

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	10.30	0.00	0.20	50.00	Rilevato
2	5.00	0.00	10.00	50.00	bc3
3	4.00	0.00	8.00	50.00	MDL1
4	18.00	0.00	20.00	50.00	MDL2

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	97 di 139

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X	Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]
F_x	Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]
F_y	Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]
M	Momento espresso in [kNm]
X_i	Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]
X_f	Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]
Q_i	Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]
Q_f	Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]
D/C	Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA)

C	Paramento	$X=-0.20$	$Y=0.00$	$F_x=0.0000$	$F_y=19.0000$	$M=0.0000$
D	Profilo	$X_i=0.20$	$X_f=15.00$	$Q_i=14.4000$	$Q_f=14.4000$	
D	Profilo	$X_i=0.20$	$X_f=3.50$	$Q_i=5.6000$	$Q_f=5.6000$	

Condizione n° 2 (TRENO)

D	Profilo	$X_i=3.50$	$X_f=6.70$	$Q_i=50.0000$	$Q_f=50.0000$	
---	---------	------------	------------	---------------	---------------	--

Condizione n° 3 (Vento+Effetti aerodinamici)

C	Paramento	$X=-0.20$	$Y=0.00$	$F_x=10.0000$	$F_y=0.0000$	$M=14.0000$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Condizione n° 4 (Forze di inerzia barriera)

C	Paramento	$X=-0.20$	$Y=0.00$	$F_x=13.5000$	$F_y=0.0000$	$M=19.5000$
---	-----------	-----------	----------	---------------	--------------	-------------

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	98 di 139

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S	Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
γ	Coefficiente di partecipazione della condizione
Ψ	Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.30	1.00	1.00 1.30

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00 1.00

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.30	1.00	1.00 1.30
TRENO	SFAV	1.45	1.00	1.45
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.45	0.80	1.16

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

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

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	99 di 139

Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.25	1.00	1.25	
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.25	0.80	1.00	

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.30	1.00	1.30	1.30
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.45	1.00	1.45	
TRENO	SFAV	1.45	0.80	1.16	

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.25	1.00	1.25	
TRENO	SFAV	1.25	0.80	1.00	

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

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

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

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	100 di 139

Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 9 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20	
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00	

Combinazione n° 12 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

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

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	101 di 139

BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 13 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.20	0.20
Forze di inerzia barriera	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 15 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	102 di 139

Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV		1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	0.80	0.80	

Combinazione n° 17 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV		1.00	1.00	1.00
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.00	0.50	0.50	

Combinazione n° 18 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV		1.00	1.00	1.00
TRENO	SFAV	1.00	1.00	1.00	
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.00	0.80	0.80	

Combinazione n° 19 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$	
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00	
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00	
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00	
BALL+ARMAM+MARCIAPIEDE+PESO BARRIERA	SFAV		1.00	1.00	1.00
Vento+Effetti aerodinamici	SFAV	1.00	1.00	1.00	
TRENO	SFAV	1.00	0.80	0.80	

Impostazioni analisi pali

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	103 di 139

Numero elementi palo 1
Tipo carico palo Distribuito
Calcolo della portanza metodo di Berezantzev
Costante di Winkler da Strato

Criterio di rottura del sistema terreno-palo
Pressione limite passiva con moltiplicatore pari a 1.00

Andamento pressione verticale
Geostatica

Impostazioni di analisi

Metodo verifica sezioni

Stato limite

Impostazioni verifiche SLU

Coefficienti parziali per resistenze di calcolo dei materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a compressione	1.50
Coefficiente di sicurezza calcestruzzo a trazione	1.50
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza per la sezione	1.00

Impostazioni verifiche SLE

Condizioni ambientali Aggressive

Armatura ad aderenza migliorata

Verifica fessurazione

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	104 di 139

Sensibilità delle armature

Poco sensibile

Valori limite delle aperture delle fessure

$w_1 = 0.10$

$w_2 = 0.15$

$w_3 = 0.20$

Metodo di calcolo aperture delle fessure

Circ. Min. 252 (15/10/1996)

Verifica delle tensioni

Combinazione di carico

Rara $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ - $\sigma_f < 0.75 f_{yk}$

Quasi permanente $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$

Impostazioni avanzate

Terreno a monte a elevata permeabilità

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	105 di 139

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
CS_{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
CS_{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
CS_{QLM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
CS_{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	--	--	--	--
2	STAB - [1]	--	--	--	--	3.30
3	A1-M1 - [2]	--	--	--	--	--
4	STAB - [2]	--	--	--	--	2.98
5	A1-M1 - [3]	--	--	--	--	--
6	STAB - [3]	--	--	--	--	3.04
7	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
8	A1-M1 - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
9	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.03
10	STAB - [4]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.06
11	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	--
12	A1-M1 - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	--
13	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.01
14	STAB - [5]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.04
15	SLEQ - [1]	--	--	--	--	--
16	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
17	SLEF - [1]	--	--	--	--	--
18	SLER - [1]	--	--	--	--	--
19	SLER - [1]	--	--	--	--	--

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	106 di 139

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

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

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

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

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

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta a riposo

Sisma

Identificazione del sito

Latitudine	41.204241
Longitudine	14.464870
Comune	Amorosi
Provincia	Benevento
Regione	Campania
Punti di interpolazione del reticolo	31650 - 31428 - 31427 - 31649

Tipo di opera

Tipo di costruzione	Opera ordinaria
---------------------	-----------------

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	107 di 139

Vita nominale	75 anni
Classe d'uso	III - Affollamenti significativi e industrie non pericolose
Vita di riferimento	113 anni

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	2.68 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.31
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.00
Coefficiente riduzione (β_m)	0.62
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 22.25$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 11.13$

Combinazioni SLE

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

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
------------------------------------	--------------

Partecipazione spinta passiva (percento)	0.0
Lunghezza del muro	2.40 [m]

Peso muro	419.7313 [kN]
Baricentro del muro	X=0.39 Y=-7.29

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 4.20 Y = -10.30
--------------------------------------	---------------------

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	108 di 139

Punto superiore superficie di spinta	X = 4.20	Y = -2.50
Altezza della superficie di spinta	7.80	[m]
Inclinazione superficie di spinta (rispetto alla verticale)	0.00	[°]

Stabilità globale muro + terreno

Combinazione n° 13

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]
 α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)
 ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia
 c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]
 b larghezza della striscia espressa in [m]
 u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico

Coordinate del centro X[m]= -7.70 Y[m]= 7.70

Raggio del cerchio R[m]= 21.58

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -21.38

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 11.32

Larghezza della striscia dx[m]= 1.31

Coefficiente di sicurezza C= 2.01

Le strisce sono numerate da monte verso valle

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	109 di 139

Caratteristiche delle strisce

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	46.5716	58.34	39.6387	0.0244	32.01	0	0
2	96.4735	52.34	76.3717	0.0210	32.01	0	0
3	136.9517	46.95	100.0790	0.0188	32.01	0	0
4	176.7950	42.07	118.4493	0.0173	32.01	0	0
5	212.3658	37.54	129.3838	0.0162	32.01	0	0
6	240.8072	33.27	132.0940	0.0153	26.29	4	0
7	258.9847	29.20	126.3489	0.0147	21.32	8	0
8	276.2430	25.29	118.0083	0.0142	21.32	8	0
9	370.7764	21.50	135.8994	0.0138	21.32	8	0
10	162.6170	17.81	49.7395	0.0135	21.32	8	0
11	110.9937	14.19	27.2174	0.0132	21.32	8	0
12	115.5432	10.64	21.3253	0.0131	21.32	8	2
13	120.7584	7.12	14.9641	0.0129	21.32	8	4
14	123.8988	3.63	7.8392	0.0129	21.32	8	5
15	125.0000	0.15	0.3281	0.0128	21.32	8	6
16	124.0744	-3.33	-7.1989	0.0128	21.32	8	5
17	121.1116	-6.82	-14.3720	0.0129	21.32	8	4
18	116.0780	-10.33	-20.8146	0.0130	21.32	8	2
19	108.9148	-13.88	-26.1358	0.0132	21.32	8	0
20	99.5345	-17.49	-29.9219	0.0134	21.32	8	0
21	87.8148	-21.18	-31.7253	0.0138	21.32	8	0
22	73.5898	-24.96	-31.0504	0.0141	21.32	8	0
23	56.6364	-28.86	-27.3333	0.0146	21.32	8	0
24	36.6122	-32.91	-19.8912	0.0153	25.35	5	0
25	12.6843	-37.16	-7.6612	0.0161	32.01	0	0

$$\Sigma W_i = 3411.8306 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \sin \alpha_i = 881.5821 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma W_i \tan \phi_i = 1519.4348 \text{ [kN]}$$

$$\Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i = 3.10$$

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	110 di 139

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 18

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	19.0000	8.3500	8.0000
2	0.44	26.6275	11.9271	8.0999
3	0.89	34.2550	15.5524	8.2168
4	1.33	41.8825	19.2335	8.3508
5	1.78	49.5101	22.9779	8.5017
6	2.22	57.1376	26.7932	8.6831
7	2.67	64.7651	31.0056	10.8747
8	3.11	72.3926	37.1307	17.3183
9	3.56	80.0201	46.7353	26.1276
10	4.00	87.6476	60.5064	36.0077
11	4.00	102.8976	78.5739	37.7800
12	4.45	116.2706	98.2295	48.8691
13	4.91	129.6435	123.1494	60.9425
14	5.36	143.0164	153.7807	73.9989
15	5.82	156.3893	190.5701	88.0383
16	6.27	169.7622	233.9645	103.0607
17	6.73	183.1351	284.4106	119.0661
18	7.18	196.5081	342.3553	136.0545
19	7.64	209.8810	408.2438	153.9504
20	8.09	223.2539	482.4121	172.4209
21	8.55	236.6268	565.2802	192.4513
22	9.00	249.9997	657.5218	213.5715

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	111 di 139

Involuppo sollecitazioni piastra di fondazione

Combinazione n° 18

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 2.40 Altezza(m) = 6.40

Origine all'attacco con il muro all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero

I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{ymin}	M _{ymax}	T _{ymin}	T _{ymax}
1	0.00	-0.7259	0.3904	-17.3710	28.1351
2	0.20	-4.0108	7.5784	-104.6413	66.1845
3	0.40	-22.2933	19.3501	-109.0311	118.7571
4	0.60	-29.9341	41.8432	-0.0058	195.1845
5	0.80	0.0000	76.4188	0.0000	335.3530
6	1.00	0.0000	120.2417	0.0000	593.9897
7	1.20	0.0000	189.3860	0.0000	885.2834
8	1.50	0.0000	436.9645	0.0000	876.2585
9	2.70	-724.8427	0.0000	-516.0084	264.3584
10	2.80	-661.3933	0.0000	-499.1397	280.9720
11	3.00	-582.2752	0.0000	-373.0651	20.3437
12	3.20	-553.8687	0.0000	-312.9801	0.0000
13	3.40	-501.3461	0.0000	-327.0044	0.0000
14	3.60	-425.5272	0.0000	-477.8689	0.0000
15	3.80	-345.1681	0.0000	-389.7091	0.0000
16	4.00	-286.6683	0.0000	-315.5282	0.0000
17	4.20	-237.0369	0.0000	-258.3449	0.0000
18	4.40	-193.4796	0.0000	-209.0113	0.0000
19	4.60	-156.1963	0.0000	-172.8795	0.0000
20	4.80	-125.1619	0.0000	-146.0349	0.0000
21	5.00	-99.5258	0.0000	-125.1733	0.0000

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	112 di 139

22	5.20	-85.1574	0.0000	-111.0901	4.7804
23	5.40	-78.3536	0.0000	-102.8943	0.0000
24	5.60	-64.0556	0.0000	-97.0174	0.0000
25	5.80	-45.5911	0.0000	-129.8442	0.0000
26	6.00	-21.7600	0.0000	-171.1329	0.0000
27	6.20	-5.0524	0.0000	-89.2354	0.0000
28	6.40	0.0000	0.8344	-16.7061	0.0000

Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M_{xmin}	M_{xmax}	T_{xmin}	T_{xmax}
1	0.00	-0.3044	1.8201	-9.4485	119.7913
2	0.27	-4.0024	12.9023	-86.8781	153.1674
3	0.53	-15.0165	9.8005	-223.9358	171.9691
4	0.80	-42.6362	1.1497	-389.4988	157.6627
5	1.00	-70.9859	0.0000	-183.1471	137.8763
6	1.20	-79.8246	0.0000	-56.9145	56.9145
7	1.40	-70.9859	0.0000	-137.8763	183.1471
8	1.60	-42.6362	1.1497	-157.6627	389.4988
9	1.87	-15.0165	9.8005	-171.9691	223.9358
10	2.13	-4.0024	12.9023	-153.1674	86.8781
11	2.40	-0.3044	1.8201	-119.7913	9.4485

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 18

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

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	113 di 139

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]

σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kPa]

σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kPa]

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 70	19.01	15.71	157	14	3149	-1938
2	0.44	100, 70	19.01	15.71	225	15	4591	-2764
3	0.89	100, 70	19.01	15.71	294	15	6073	-3600
4	1.33	100, 70	19.01	15.71	363	15	7600	-4448
5	1.78	100, 70	19.01	15.71	434	15	9178	-5309
6	2.22	100, 70	19.01	15.71	507	16	10814	-6184
7	2.67	100, 70	19.01	15.71	587	20	12772	-7143
8	3.11	100, 70	19.01	15.71	704	31	16295	-8497
9	3.56	100, 70	19.01	15.71	888	47	22742	-10551
10	4.00	100, 70	19.01	15.71	1150	65	32793	-13407
11	4.00	100, 120	38.01	15.71	489	39	8965	-6628
12	4.45	100, 120	38.01	15.71	611	50	12280	-8228
13	4.91	100, 120	38.01	15.71	764	62	16864	-10226
14	5.36	100, 120	38.01	15.71	951	76	22852	-12646
15	5.82	100, 120	38.01	15.71	1173	90	30368	-15511
16	6.27	100, 120	38.01	15.71	1434	105	39531	-18850
17	6.73	100, 120	38.01	15.71	1734	122	50454	-22691
18	7.18	100, 120	38.01	15.71	2078	139	63248	-27063
19	7.64	100, 120	38.01	15.71	2467	157	78023	-31998
20	8.09	100, 120	38.01	15.71	2902	176	94865	-37517
21	8.55	100, 120	38.01	15.71	3387	197	113874	-43650
22	9.00	100, 120	38.01	15.71	3926	218	135220	-50446

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	114 di 139

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 18

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kPa]

Fondazione di valle

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

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	-11	0	0
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	34	-27	1711	905
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	100	63	4368	5032
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	188	112	9445	6757
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	344	231	17249	-4257
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	541	351	27141	-6698
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	851	464	42748	-10550
8	1.50	100, 130	38.01	38.01	1964	454	98630	-24341

Fondazione di monte

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

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
-----	---	------	----------	----------	------------	----------	---------------	---------------

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	115 di 139

1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	-12	0	0
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	23	-41	-281	1140
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	98	-82	-1212	4912
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	205	-80	-2540	10291
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	288	-74	-3568	14458
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	352	-60	-4365	17686
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	383	-59	-4744	19221
8	1.40	100, 130	38.01	38.01	447	-83	-5544	22465
9	1.60	100, 130	38.01	38.01	563	-119	-6972	28251
10	1.80	100, 130	38.01	38.01	702	-154	-8701	35256
11	2.00	100, 130	38.01	38.01	870	-190	-10778	43672
12	2.20	100, 130	38.01	38.01	1066	-225	-13204	53503
13	2.40	100, 130	38.01	38.01	1289	-259	-15969	64706
14	2.60	100, 130	38.01	38.01	1552	-293	-19227	77910
15	2.80	100, 130	38.01	38.01	1913	-322	-23704	96049
16	3.00	100, 130	38.01	38.01	2254	-272	-27927	113162
17	3.20	100, 130	38.01	38.01	2490	-220	-30853	125017
18	3.40	100, 130	38.01	38.01	2618	-201	-32435	131429
19	3.60	100, 130	38.01	38.01	2973	-274	-36843	149287
20	3.70	100, 130	38.01	38.01	3258	-298	-40377	163609

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 18

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

A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]

A_{fv} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]

M_{pf} Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]

M Momento agente nella sezione espressa in [kNm]

ϵ_m deformazione media espressa in [%]

s_m Distanza media tra le fessure espressa in [mm]

w Apertura media della fessura espressa in [mm]

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R120 5002	B	116 di 139

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pr}	M	ε _m	s _m	w
1	0.00	19.01	15.71	-142.91	-8.35	0.0000	0.00	0.000
2	0.44	19.01	15.71	-142.91	-11.93	0.0000	0.00	0.000
3	0.89	19.01	15.71	-142.91	-15.55	0.0000	0.00	0.000
4	1.33	19.01	15.71	-142.91	-19.23	0.0000	0.00	0.000
5	1.78	19.01	15.71	-142.91	-22.98	0.0000	0.00	0.000
6	2.22	19.01	15.71	-142.91	-26.79	0.0000	0.00	0.000
7	2.67	19.01	15.71	-142.91	-31.01	0.0000	0.00	0.000
8	3.11	19.01	15.71	-142.91	-37.13	0.0000	0.00	0.000
9	3.56	19.01	15.71	-142.91	-46.74	0.0000	0.00	0.000
10	4.00	19.01	15.71	-142.91	-60.51	0.0000	0.00	0.000
11	4.00	38.01	15.71	-429.19	-78.57	0.0000	0.00	0.000
12	4.45	38.01	15.71	-429.19	-98.23	0.0000	0.00	0.000
13	4.91	38.01	15.71	-429.19	-123.15	0.0000	0.00	0.000
14	5.36	38.01	15.71	-429.19	-153.78	0.0000	0.00	0.000
15	5.82	38.01	15.71	-429.19	-190.57	0.0000	0.00	0.000
16	6.27	38.01	15.71	-429.19	-233.96	0.0000	0.00	0.000
17	6.73	38.01	15.71	-429.19	-284.41	0.0000	0.00	0.000
18	7.18	38.01	15.71	-429.19	-342.36	0.0000	0.00	0.000
19	7.64	38.01	15.71	-429.19	-408.24	0.0000	0.00	0.000
20	8.09	38.01	15.71	-429.19	-482.41	0.0276	129.28	0.061
21	8.55	38.01	15.71	-429.19	-565.28	0.0332	129.28	0.073
22	9.00	38.01	15.71	-429.19	-657.52	0.0461	129.28	0.101

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pr}	M	ε _m	s _m	w
1	-2.20	0.00	0.00	-440.72	-0.73	0.0000	0.00	0.000
2	-2.00	38.01	38.01	507.06	7.58	0.0000	0.00	0.000
3	-1.80	38.01	38.01	-507.06	-22.29	0.0000	0.00	0.000

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	117 di 139

4	-1.60	38.01	38.01	507.06	41.84	0.0000	0.00	0.000
5	-1.40	38.01	38.01	507.06	76.42	0.0000	0.00	0.000
6	-1.20	38.01	38.01	507.06	120.24	0.0000	0.00	0.000
7	-1.00	38.01	38.01	507.06	189.39	0.0000	0.00	0.000
8	-0.70	38.01	38.01	507.06	436.96	0.0000	0.00	0.000
9	0.50	38.01	38.01	-507.06	-724.84	0.0606	129.28	0.133
10	0.60	38.01	38.01	-507.06	-661.39	0.0518	129.28	0.114
11	0.80	38.01	38.01	-507.06	-582.28	0.0404	129.28	0.089
12	1.00	38.01	38.01	-507.06	-553.87	0.0364	129.28	0.080
13	1.20	38.01	38.01	-507.06	-501.35	0.0000	0.00	0.000
14	1.40	38.01	38.01	-507.06	-425.53	0.0000	0.00	0.000
15	1.60	38.01	38.01	-507.06	-345.17	0.0000	0.00	0.000
16	1.80	38.01	38.01	-507.06	-286.67	0.0000	0.00	0.000
17	2.00	38.01	38.01	-507.06	-237.04	0.0000	0.00	0.000
18	2.20	38.01	38.01	-507.06	-193.48	0.0000	0.00	0.000
19	2.40	38.01	38.01	-507.06	-156.20	0.0000	0.00	0.000
20	2.60	38.01	38.01	-507.06	-125.16	0.0000	0.00	0.000
21	2.80	38.01	38.01	-507.06	-99.53	0.0000	0.00	0.000
22	3.00	38.01	38.01	-507.06	-85.16	0.0000	0.00	0.000
23	3.20	38.01	38.01	-507.06	-78.35	0.0000	0.00	0.000
24	3.40	38.01	38.01	-507.06	-64.06	0.0000	0.00	0.000
25	3.60	38.01	38.01	-507.06	-45.59	0.0000	0.00	0.000
26	3.80	38.01	38.01	-507.06	-21.76	0.0000	0.00	0.000
27	4.00	38.01	38.01	-507.06	-5.05	0.0000	0.00	0.000
28	4.20	0.00	0.00	440.72	0.83	0.0000	0.00	0.000

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	118 di 139

Analisi dei pali

Combinazione n° 18

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale [kN] 335.634
 Verticale [kN] 1046.061
 Momento [kNm] -753.818

Spostamenti della piastra di fondazione

Orizzontale [cm] 0.03422
 Verticale [cm] 0.10588
 Rotazione [°] -0.01138

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	1	459.94	268.51	0.00
2	1	836.85	268.51	0.00
3	1	1213.76	268.51	0.00

Sollecitazioni nei pali e verifiche delle sezioni

Combinazione n° 18

Nr. numero d'ordine della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione
 Y ordinata della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione positiva verso il basso (in [m])
 M momento flettente espresso in [kNm]

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	119 di 139

N sforzo normale espresso in [kN]
T taglio espresso in [kN]
 A_f area di armatura espressa in [cmq]
 σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
 σ_f tensione nell'acciaio espressa in [kPa]
 τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
 σ_{af} tensione nelle staffe espressa in [kPa]

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 1

Nr.	Y	M	N	T	A_f	σ_c	σ_f
1	0.00	0.00	459.94	268.51	273.44	504	7558
2	20.00	0.00	15.02	0.00	273.44	16	247

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 2

Nr.	Y	M	N	T	A_f	σ_c	σ_f
1	0.00	0.00	836.85	268.51	273.44	917	13752
2	20.00	0.00	23.03	0.00	273.44	25	378

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 3

Nr.	Y	M	N	T	A_f	σ_c	σ_f
1	0.00	0.00	1213.76	268.51	273.44	1330	19945
2	20.00	0.00	31.04	0.00	273.44	34	510

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	120 di 139

Sollecitazioni paramento

Combinazione n° 19

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

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

Nr.	Y	N	M	T
1	0.00	19.0000	11.1500	10.0000
2	0.44	26.6275	15.6160	10.0999
3	0.89	34.2550	20.1302	10.2168
4	1.33	41.8825	24.7002	10.3508
5	1.78	49.5101	29.3334	10.5017
6	2.22	57.1376	34.0377	10.6831
7	2.67	64.7651	39.1389	12.8747
8	3.11	72.3926	46.1530	19.3183
9	3.56	80.0201	56.6464	28.1276
10	4.00	87.6476	71.3064	38.0077
11	4.00	102.8976	89.3739	39.7800
12	4.45	116.2706	109.9386	50.8691
13	4.91	129.6435	135.7676	62.9425
14	5.36	143.0164	167.3080	75.9989
15	5.82	156.3893	205.0065	90.0383
16	6.27	169.7622	249.3099	105.0607
17	6.73	183.1351	300.6652	121.0661
18	7.18	196.5081	359.5190	138.0545
19	7.64	209.8810	426.3163	155.9379
20	8.09	223.2539	501.2635	173.6980
21	8.55	236.6268	584.4422	192.5729
22	9.00	249.9997	676.5729	213.0682

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	121 di 139

Involuppo sollecitazioni piastra di fondazione

Combinazione n° 19

Dimensioni della piastra

Larghezza(m) = 2.40 Altezza(m) = 6.40

Origine all'attacco con il muro all'estremità sinistra del muro

Ascissa X positiva verso destra

Ordinata Y positiva dall'attacco con il muro verso l'estremo libero

I momenti negativi tendono le fibre superiori

Sollecitazioni in direzione Y

Nr.	Y	M _{ymin}	M _{ymax}	T _{ymin}	T _{ymax}
1	0.00	-0.7094	0.3847	-17.0670	27.5703
2	0.20	-3.9418	7.4174	-102.7141	64.7454
3	0.40	-21.9000	18.9180	-107.1064	116.1524
4	0.60	-29.4527	40.9025	-0.0324	190.9083
5	0.80	0.0000	74.7051	0.0000	328.1420
6	1.00	0.0000	117.5467	0.0000	581.5764
7	1.20	0.0000	185.1857	0.0000	866.9907
8	1.50	0.0000	427.6061	0.0000	857.9663
9	2.70	-685.1935	0.0000	-504.0472	272.5096
10	2.80	-622.9261	0.0000	-487.2082	289.1730
11	3.00	-545.9887	0.0000	-361.1632	29.7902
12	3.20	-519.7897	0.0000	-300.8060	0.0000
13	3.40	-469.6652	0.0000	-313.5912	0.0000
14	3.60	-396.4378	0.0000	-463.5937	0.0000
15	3.80	-318.7973	0.0000	-376.0578	0.0000
16	4.00	-262.9261	0.0000	-302.0924	0.0000
17	4.20	-215.9294	0.0000	-244.9850	0.0000
18	4.40	-174.9630	0.0000	-195.6439	0.0000
19	4.60	-140.2687	0.0000	-159.9678	0.0000

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	122 di 139

20	4.80	-111.8002	0.0000	-133.3325	0.0000
21	5.00	-88.6812	0.0000	-112.8607	0.0000
22	5.20	-77.0363	0.0000	-99.3650	13.3182
23	5.40	-72.8529	0.0000	-91.8989	0.0000
24	5.60	-60.7646	0.0000	-86.9259	0.0000
25	5.80	-44.0239	0.0000	-122.2115	0.0000
26	6.00	-21.1295	0.0000	-168.6089	0.0000
27	6.20	-4.9251	0.0000	-88.3219	0.0000
28	6.40	0.0000	0.8034	-16.4385	0.0000

Sollecitazioni in direzione X

Nr.	X	M _{xmin}	M _{xmax}	T _{xmin}	T _{xmax}
1	0.00	-0.2947	1.7736	-9.5146	117.4623
2	0.27	-4.1535	12.6496	-85.1246	150.1614
3	0.53	-15.4408	9.6081	-219.4609	171.5507
4	0.80	-41.7915	1.1390	-381.4341	156.5131
5	1.00	-69.5803	0.0000	-179.0945	137.3963
6	1.20	-78.2441	0.0000	-55.3611	55.3611
7	1.40	-69.5803	0.0000	-137.3963	179.0945
8	1.60	-41.7915	1.1390	-156.5131	381.4341
9	1.87	-15.4408	9.6081	-171.5507	219.4609
10	2.13	-4.1535	12.6496	-150.1614	85.1246
11	2.40	-0.2947	1.7736	-117.4623	9.5146

Armature e tensioni nei materiali del muro

Combinazione n° 19

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

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	123 di 139

B base della sezione espressa in [cm]
H altezza della sezione espressa in [cm]
 A_{fs} area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
 A_{fi} area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
 σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
 τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
 σ_{fs} tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kPa]
 σ_{fi} tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kPa]

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fs}	σ_{fi}
1	0.00	100, 70	19.01	15.71	212	18	5444	-2516
2	0.44	100, 70	19.01	15.71	297	18	7622	-3524
3	0.89	100, 70	19.01	15.71	383	18	9839	-4542
4	1.33	100, 70	19.01	15.71	470	19	12104	-5570
5	1.78	100, 70	19.01	15.71	558	19	14421	-6612
6	2.22	100, 70	19.01	15.71	647	19	16798	-7668
7	2.67	100, 70	19.01	15.71	744	23	19510	-8803
8	3.11	100, 70	19.01	15.71	878	35	23838	-10319
9	3.56	100, 70	19.01	15.71	1077	51	31138	-12515
10	4.00	100, 70	19.01	15.71	1353	69	42051	-15505
11	4.00	100, 120	38.01	15.71	555	41	11432	-7472
12	4.45	100, 120	38.01	15.71	682	52	15005	-9133
13	4.91	100, 120	38.01	15.71	840	64	19849	-11188
14	5.36	100, 120	38.01	15.71	1031	78	26093	-13664
15	5.82	100, 120	38.01	15.71	1259	92	33861	-16586
16	6.27	100, 120	38.01	15.71	1524	107	43269	-19982
17	6.73	100, 120	38.01	15.71	1829	124	54432	-23880
18	7.18	100, 120	38.01	15.71	2178	141	67464	-28312
19	7.64	100, 120	38.01	15.71	2571	160	82475	-33305
20	8.09	100, 120	38.01	15.71	3011	178	99517	-38876
21	8.55	100, 120	38.01	15.71	3498	197	118611	-45027
22	9.00	100, 120	38.01	15.71	4035	218	139934	-51811

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	124 di 139

Armature e tensioni nei materiali della fondazione

Combinazione n° 19

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kPa]

Fondazione di valle

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

Nr.	X	B, H	A_{fs}	A_{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	-10	0	0
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	33	-26	1674	890
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	98	61	4270	4943
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	184	109	9232	6648
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	336	226	16862	-4161
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	528	343	26532	-6548
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	832	454	41799	-10316
8	1.50	100, 130	38.01	38.01	1922	445	96518	-23820

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	125 di 139

Fondazione di monte

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

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	-12	0	0
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	22	-39	-274	1112
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	95	-78	-1177	4769
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	198	-73	-2452	9937
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	273	-64	-3385	13716
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	328	-49	-4058	16444
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	346	-49	-4291	17388
8	1.40	100, 130	38.01	38.01	399	-70	-4940	20017
9	1.60	100, 130	38.01	38.01	503	-106	-6228	25235
10	1.80	100, 130	38.01	38.01	631	-142	-7814	31661
11	2.00	100, 130	38.01	38.01	787	-177	-9746	39492
12	2.20	100, 130	38.01	38.01	971	-212	-12028	48739
13	2.40	100, 130	38.01	38.01	1182	-247	-14646	59347
14	2.60	100, 130	38.01	38.01	1433	-280	-17758	71958
15	2.80	100, 130	38.01	38.01	1782	-309	-22083	89483
16	3.00	100, 130	38.01	38.01	2111	-260	-26162	106011
17	3.20	100, 130	38.01	38.01	2337	-209	-28955	117325
18	3.40	100, 130	38.01	38.01	2454	-191	-30414	123239
19	3.60	100, 130	38.01	38.01	2800	-263	-34700	140605
20	3.70	100, 130	38.01	38.01	3080	-287	-38168	154659

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	126 di 139

Verifiche a fessurazione

Combinazione n° 19

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

A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
M_{pf}	Momento di prima fessurazione espressa in [kNm]
M	Momento agente nella sezione espressa in [kNm]
ϵ_m	deformazione media espressa in [%]
s_m	Distanza media tra le fessure espressa in [mm]
w	Apertura media della fessura espressa in [mm]

Verifica fessurazione paramento

N°	Y	A_{fs}	A_{fi}	M_{pf}	M	ϵ_m	s_m	w
1	0.00	19.01	15.71	-142.91	-11.15	0.0000	0.00	0.000
2	0.44	19.01	15.71	-142.91	-15.62	0.0000	0.00	0.000
3	0.89	19.01	15.71	-142.91	-20.13	0.0000	0.00	0.000
4	1.33	19.01	15.71	-142.91	-24.70	0.0000	0.00	0.000
5	1.78	19.01	15.71	-142.91	-29.33	0.0000	0.00	0.000
6	2.22	19.01	15.71	-142.91	-34.04	0.0000	0.00	0.000
7	2.67	19.01	15.71	-142.91	-39.14	0.0000	0.00	0.000
8	3.11	19.01	15.71	-142.91	-46.15	0.0000	0.00	0.000
9	3.56	19.01	15.71	-142.91	-56.65	0.0000	0.00	0.000
10	4.00	19.01	15.71	-142.91	-71.31	0.0000	0.00	0.000
11	4.00	38.01	15.71	-429.19	-89.37	0.0000	0.00	0.000
12	4.45	38.01	15.71	-429.19	-109.94	0.0000	0.00	0.000
13	4.91	38.01	15.71	-429.19	-135.77	0.0000	0.00	0.000
14	5.36	38.01	15.71	-429.19	-167.31	0.0000	0.00	0.000
15	5.82	38.01	15.71	-429.19	-205.01	0.0000	0.00	0.000
16	6.27	38.01	15.71	-429.19	-249.31	0.0000	0.00	0.000
17	6.73	38.01	15.71	-429.19	-300.67	0.0000	0.00	0.000
18	7.18	38.01	15.71	-429.19	-359.52	0.0000	0.00	0.000
19	7.64	38.01	15.71	-429.19	-426.32	0.0000	0.00	0.000
20	8.09	38.01	15.71	-429.19	-501.26	0.0290	129.28	0.064
21	8.55	38.01	15.71	-429.19	-584.44	0.0353	129.28	0.078

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	RI120 5002	B	127 di 139

22	9.00	38.01	15.71	-429.19	-676.57	0.0491	129.28	0.108
----	------	-------	-------	---------	---------	--------	--------	-------

Verifica fessurazione fondazione

N°	Y	A _{fs}	A _{fi}	M _{pr}	M	ε _m	S _m	w
1	-2.20	0.00	0.00	-440.72	-0.71	0.0000	0.00	0.000
2	-2.00	38.01	38.01	507.06	7.42	0.0000	0.00	0.000
3	-1.80	38.01	38.01	-507.06	-21.90	0.0000	0.00	0.000
4	-1.60	38.01	38.01	507.06	40.90	0.0000	0.00	0.000
5	-1.40	38.01	38.01	507.06	74.71	0.0000	0.00	0.000
6	-1.20	38.01	38.01	507.06	117.55	0.0000	0.00	0.000
7	-1.00	38.01	38.01	507.06	185.19	0.0000	0.00	0.000
8	-0.70	38.01	38.01	507.06	427.61	0.0000	0.00	0.000
9	0.50	38.01	38.01	-507.06	-685.19	0.0552	129.28	0.121
10	0.60	38.01	38.01	-507.06	-622.93	0.0464	129.28	0.102
11	0.80	38.01	38.01	-507.06	-545.99	0.0359	129.28	0.079
12	1.00	38.01	38.01	-507.06	-519.79	0.0342	129.28	0.075
13	1.20	38.01	38.01	-507.06	-469.67	0.0000	0.00	0.000
14	1.40	38.01	38.01	-507.06	-396.44	0.0000	0.00	0.000
15	1.60	38.01	38.01	-507.06	-318.80	0.0000	0.00	0.000
16	1.80	38.01	38.01	-507.06	-262.93	0.0000	0.00	0.000
17	2.00	38.01	38.01	-507.06	-215.93	0.0000	0.00	0.000
18	2.20	38.01	38.01	-507.06	-174.96	0.0000	0.00	0.000
19	2.40	38.01	38.01	-507.06	-140.27	0.0000	0.00	0.000
20	2.60	38.01	38.01	-507.06	-111.80	0.0000	0.00	0.000
21	2.80	38.01	38.01	-507.06	-88.68	0.0000	0.00	0.000
22	3.00	38.01	38.01	-507.06	-77.04	0.0000	0.00	0.000
23	3.20	38.01	38.01	-507.06	-72.85	0.0000	0.00	0.000
24	3.40	38.01	38.01	-507.06	-60.76	0.0000	0.00	0.000
25	3.60	38.01	38.01	-507.06	-44.02	0.0000	0.00	0.000
26	3.80	38.01	38.01	-507.06	-21.13	0.0000	0.00	0.000
27	4.00	38.01	38.01	-507.06	-4.93	0.0000	0.00	0.000
28	4.20	0.00	0.00	440.72	0.80	0.0000	0.00	0.000

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	128 di 139

Analisi dei pali

Combinazione n° 19

Risultanti sulla base della fondazione (per metro lineare di muro)

Orizzontale [kN] 323.125
 Verticale [kN] 1039.061
 Momento [kNm] -716.949

Spostamenti della piastra di fondazione

Orizzontale [cm] 0.03295
 Verticale [cm] 0.10517
 Rotazione [°] -0.01083

Scarichi in testa ai pali

Fila nr.	N.pali	N [kN]	T [kN]	M [kNm]
1	1	472.77	258.50	0.00
2	1	831.25	258.50	0.00
3	1	1189.72	258.50	0.00

Sollecitazioni nei pali e verifiche delle sezioni

Combinazione n° 19

Nr. numero d'ordine della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione
 Y ordinata della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione positiva verso il basso (in [m])
 M momento flettente espresso in [kNm]
 N sforzo normale espresso in [kN]
 T taglio espresso in [kN]
 A_r area di armatura espressa in [cm²]
 σ_c tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	129 di 139

σ_f tensione nell'acciaio espressa in [kPa]

τ_c tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]

σ_{sf} tensione nelle staffe espressa in [kPa]

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 1

Nr.	Y	M	N	T	A_f	σ_c	σ_f
1	0.00	0.00	472.77	258.50	273.44	518	7769
2	20.00	0.00	15.29	0.00	273.44	17	251

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 2

Nr.	Y	M	N	T	A_f	σ_c	σ_f
1	0.00	0.00	831.25	258.50	273.44	911	13660
2	20.00	0.00	22.91	0.00	273.44	25	376

Sollecitazioni e tensioni per la fila di pali nr. 3

Nr.	Y	M	N	T	A_f	σ_c	σ_f
1	0.00	0.00	1189.72	258.50	273.44	1303	19550
2	20.00	0.00	30.53	0.00	273.44	33	502

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R120 5002	B	130 di 139

Inviluppo Sollecitazioni paramento

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

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

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]

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

Inviluppo combinazioni SLU

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	19.0000	24.7000	-3.7050	16.6500	0.0000	14.5000
2	0.44	26.6275	32.3275	-3.6831	25.1401	0.1024	24.7084
3	0.89	34.2550	39.9550	-3.6107	38.6156	0.2270	35.9340
4	1.33	41.8825	47.5825	-3.4780	57.0840	0.3737	47.1765
5	1.78	49.5101	55.2101	-3.2753	80.5528	0.5424	58.4359
6	2.22	57.1376	62.8376	-2.9924	109.0297	0.7471	69.7260
7	2.67	64.7651	70.4651	-2.2908	142.8408	3.0447	83.0260
8	3.11	72.3926	78.0926	0.4564	183.5018	10.0458	100.5783
9	3.56	80.0201	85.7201	7.0601	232.5793	19.9635	120.4962
10	4.00	87.6476	93.3476	18.3997	290.7606	31.2812	141.4848
11	4.00	102.8976	113.1726	36.8818	308.8280	33.5734	143.2571
12	4.45	116.2706	126.5456	55.0161	379.2916	46.4315	166.9471
13	4.91	129.6435	139.9185	79.2860	460.7473	60.5692	191.6215
14	5.36	143.0164	153.2914	110.2726	553.6419	75.9848	217.2789
15	5.82	156.3893	166.6643	148.5567	658.4225	92.6782	243.9193
16	6.27	169.7622	180.0372	194.7191	775.5357	110.6496	271.5427
17	6.73	183.1351	193.4101	249.3408	905.4284	129.8988	300.1490
18	7.18	196.5081	206.7831	313.0026	1048.5474	150.4259	329.7384
19	7.64	209.8810	220.1560	386.2826	1205.3362	172.1064	360.1614
20	8.09	223.2539	233.5289	469.2776	1375.7122	192.5996	388.9213
21	8.55	236.6268	246.9018	561.2934	1558.8389	212.3264	416.9600

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	131 di 139

22	9.00	249.9997	260.2747	662.4037	1754.9475	232.6777	446.1250
----	------	----------	----------	----------	-----------	----------	----------

Inviluppo combinazioni SLE

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
1	0.00	19.0000	19.0000	-2.8500	11.1500	0.0000	10.0000
2	0.44	26.6275	26.6275	-2.8284	15.6160	0.0999	10.0999
3	0.89	34.2550	34.2550	-2.7587	20.1302	0.2168	10.2168
4	1.33	41.8825	41.8825	-2.6332	24.7002	0.3508	10.3508
5	1.78	49.5101	49.5101	-2.4444	29.3334	0.5017	10.5017
6	2.22	57.1376	57.1376	-2.1845	34.0377	0.6831	10.6831
7	2.67	64.7651	64.7651	-1.5277	39.1389	2.8747	12.8747
8	3.11	72.3926	72.3926	1.0419	46.1530	9.3183	19.3183
9	3.56	80.0201	80.0201	7.0909	56.6464	18.1276	28.1276
10	4.00	87.6476	87.6476	17.3064	71.3064	28.0077	38.0077
11	4.00	102.8976	102.8976	35.3739	89.3739	29.7800	39.7800
12	4.45	116.2706	116.2706	51.3931	109.9386	40.8691	50.8691
13	4.91	129.6435	129.6435	72.6767	135.7676	52.9425	62.9425
14	5.36	143.0164	143.0164	99.6716	167.3080	65.9989	75.9989
15	5.82	156.3893	156.3893	132.8247	205.0065	80.0383	90.0383
16	6.27	169.7622	169.7622	172.5827	249.3099	95.0607	105.0607
17	6.73	183.1351	183.1351	219.3924	300.6652	111.0661	121.0661
18	7.18	196.5081	196.5081	273.7008	359.5190	128.0545	138.0545
19	7.64	209.8810	209.8810	335.9523	426.3163	145.9234	155.9379
20	8.09	223.2539	223.2539	406.1963	501.2635	162.7519	173.6980
21	8.55	236.6268	236.6268	483.8347	584.4422	178.8969	192.5729
22	9.00	249.9997	249.9997	568.9091	676.5729	195.5227	213.5715

Inviluppo armature e tensioni nei materiali del muro

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	132 di 139

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

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di monte in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta sul lembo di valle in [kPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 70	19.01	15.71	781.46	-684.80	41.13	243.63	--	--
2	0.44	100, 70	19.01	15.71	700.83	185.01	26.32	244.70	--	--
3	0.89	100, 70	19.01	15.71	548.11	-617.88	16.00	245.76	--	--
4	1.33	100, 70	19.01	15.71	428.09	-583.46	10.22	246.82	--	--
5	1.78	100, 70	19.01	15.71	343.74	-559.27	6.94	247.88	--	--
6	2.22	100, 70	19.01	15.71	284.13	483.70	4.97	248.95	--	--
7	2.67	100, 70	19.01	15.71	240.10	334.41	3.71	250.01	--	--
8	3.11	100, 70	19.01	15.71	204.93	-61.47	2.83	260.10	--	--
9	3.56	100, 70	19.01	15.71	175.85	-511.12	2.20	261.16	--	--
10	4.00	100, 70	19.01	15.71	152.01	-504.29	1.73	262.22	--	--
11	4.00	100, 120	38.01	15.71	648.23	-1945.55	6.30	434.91	--	--
12	4.45	100, 120	38.01	15.71	587.53	-1916.61	5.05	436.83	--	--
13	4.91	100, 120	38.01	15.71	531.82	-1890.05	4.10	438.76	--	--
14	5.36	100, 120	38.01	15.71	482.12	-1866.36	3.37	440.68	--	--

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 – Relazione di calcolo	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	133 di 139

15	5.82	100, 120	38.01	15.71	438.34	-1845.49	2.80	442.60	--	--
16	6.27	100, 120	38.01	15.71	399.97	-1827.19	2.36	444.52	--	--
17	6.73	100, 120	38.01	15.71	366.33	-1811.16	2.00	446.45	--	--
18	7.18	100, 120	38.01	15.71	336.79	-1797.07	1.71	448.37	--	--
19	7.64	100, 120	38.01	15.71	310.76	-1784.66	1.48	450.29	--	--
20	8.09	100, 120	38.01	15.71	287.85	-1773.74	1.29	452.21	--	--
21	8.55	100, 120	38.01	15.71	267.80	-1764.18	1.13	454.14	--	--
22	9.00	100, 120	38.01	15.71	250.11	-1755.75	1.00	456.06	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fs}	σ _{fi}
1	0.00	100, 70	19.01	15.71	212	18	5444	-2516
2	0.44	100, 70	19.01	15.71	297	18	7622	-3524
3	0.89	100, 70	19.01	15.71	383	18	9839	-4542
4	1.33	100, 70	19.01	15.71	470	19	12104	-5570
5	1.78	100, 70	19.01	15.71	558	19	14421	-6612
6	2.22	100, 70	19.01	15.71	647	19	16798	-7668
7	2.67	100, 70	19.01	15.71	744	23	19510	-8803
8	3.11	100, 70	19.01	15.71	878	35	23838	-10319
9	3.56	100, 70	19.01	15.71	1077	51	31138	-12515
10	4.00	100, 70	19.01	15.71	1353	69	42051	-15505
11	4.00	100, 120	38.01	15.71	555	41	11432	-7472
12	4.45	100, 120	38.01	15.71	682	52	15005	-9133
13	4.91	100, 120	38.01	15.71	840	64	19849	-11188
14	5.36	100, 120	38.01	15.71	1031	78	26093	-13664
15	5.82	100, 120	38.01	15.71	1259	92	33861	-16586
16	6.27	100, 120	38.01	15.71	1524	107	43269	-19982
17	6.73	100, 120	38.01	15.71	1829	124	54432	-23880
18	7.18	100, 120	38.01	15.71	2178	141	67464	-28312
19	7.64	100, 120	38.01	15.71	2571	160	82475	-33305
20	8.09	100, 120	38.01	15.71	3011	178	99517	-38876
21	8.55	100, 120	38.01	15.71	3498	197	118611	-45027
22	9.00	100, 120	38.01	15.71	4035	218	139934	-51811

Inviluppo armature e tensioni nei materiali della fondazione

Simbologia adottata

B	base della sezione espressa in [cm]
H	altezza della sezione espressa in [cm]
A_{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo inferiore in [cmq]
A_{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo superiore in [cmq]
σ_c	tensione nel calcestruzzo espressa in [kPa]
τ_c	tensione tangenziale nel calcestruzzo espressa in [kPa]
σ_{fi}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo inferiore in [kPa]
σ_{fs}	tensione nell'armatura disposta in corrispondenza del lembo superiore in [kPa]
N_u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M_u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione
V_{Rcd}	Aliquota di taglio assorbito dal cls, espresso in [kN]
V_{Rsd}	Aliquota di taglio assorbito dall'armatura, espresso in [kN]
VRd	Resistenza al taglio, espresso in [kN]

Fondazione di valle

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A_{fs}	A_{fi}	N_u	M_u	CS	V_{Rd}	V_{Rcd}	V_{Rsd}
1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	394.71	--	--
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	143.57	437.26	--	--
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	52.29	437.26	--	--
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	25.42	437.26	--	--
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	13.94	437.26	--	--
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	8.86	437.26	--	--
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	5.65	437.26	--	--

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	135 di 139

8	1.50	100, 130	38.01	38.01	0.00	1789.83	2.48	437.26	--	--
---	------	----------	-------	-------	------	---------	------	--------	----	----

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ _c	τ _c	σ _{fi}	σ _{fs}
9	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	10	0	0
10	0.20	100, 130	38.01	38.01	34	24	1711	905
11	0.40	100, 130	38.01	38.01	100	63	4368	5032
12	0.60	100, 130	38.01	38.01	188	112	9445	6757
13	0.80	100, 130	38.01	38.01	344	231	17249	-4257
14	1.00	100, 130	38.01	38.01	541	351	27141	-6698
15	1.20	100, 130	38.01	38.01	851	464	42748	-10550
16	1.50	100, 130	38.01	38.01	1964	454	98630	-24341

Fondazione di monte

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

Inviluppo SLU

Nr.	Y	B, H	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS	V _{Rd}	V _{Rcd}	V _{Rsd}
1	0.00	100, 130	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	394.71	--	--
2	0.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	311.63	437.26	--	--
3	0.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	71.48	437.26	--	--
4	0.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	32.61	437.26	--	--
5	0.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	20.55	437.26	--	--
6	1.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	14.42	437.26	--	--
7	1.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	9.87	437.26	--	--
8	1.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	7.21	437.26	--	--
9	1.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	5.51	394.71	--	--
10	1.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	4.38	437.26	--	--
11	2.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	3.57	437.26	--	--
12	2.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	2.98	437.26	--	--

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	136 di 139

13	2.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	2.53	437.26	--	--
14	2.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	2.18	437.26	--	--
15	2.80	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.87	437.26	--	--
16	3.00	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.65	437.26	--	--
17	3.20	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.50	437.26	--	--
18	3.40	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.39	437.26	--	--
19	3.60	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.27	437.26	--	--
20	3.70	100, 130	38.01	38.01	0.00	-1789.83	1.20	437.26	--	--

Inviluppo SLE

Nr.	X	B, H	A _{fs}	A _{fi}	σ_c	τ_c	σ_{fi}	σ_{fs}
21	0.00	100, 130	0.00	0.00	0	0	0	0
22	0.20	100, 130	38.01	38.01	23	0	-284	1150
23	0.40	100, 130	38.01	38.01	98	0	-1212	4912
24	0.60	100, 130	38.01	38.01	205	0	-2540	10291
25	0.80	100, 130	38.01	38.01	288	7	-3568	14458
26	1.00	100, 130	38.01	38.01	352	26	-4365	17686
27	1.20	100, 130	38.01	38.01	383	65	-4744	19221
28	1.40	100, 130	38.01	38.01	447	38	-5544	22465
29	1.60	100, 130	38.01	38.01	563	8	-6972	28251
30	1.80	100, 130	38.01	38.01	702	0	-8701	35256
31	2.00	100, 130	38.01	38.01	870	0	-10778	43672
32	2.20	100, 130	38.01	38.01	1066	0	-13204	53503
33	2.40	100, 130	38.01	38.01	1289	0	-15969	64706
34	2.60	100, 130	38.01	38.01	1552	0	-19227	77910
35	2.80	100, 130	38.01	38.01	1913	0	-23704	96049
36	3.00	100, 130	38.01	38.01	2254	0	-27927	113162
37	3.20	100, 130	38.01	38.01	2490	0	-30853	125017
38	3.40	100, 130	38.01	38.01	2618	23	-32435	131429
39	3.60	100, 130	38.01	38.01	2973	150	-36843	149287
40	3.70	100, 130	38.01	38.01	3258	147	-40377	163609

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	137 di 139

Inviluppo armature e tensioni piastre

X	ascissa sezione espressa in [m]
A _{fs}	area di armatura in corrispondenza del lembo di monte in [cmq]
A _{fi}	area di armatura in corrispondenza del lembo di valle in [cmq]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
CS	coefficiente sicurezza sezione

Piastra fondazione monte

Nr.	X	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	-1.20	3.85	3.85	0.00	185.76	90.74
2	-0.93	3.85	3.85	0.00	-185.76	17.81
3	-0.67	3.85	3.85	0.00	185.76	10.77
4	-0.40	3.85	3.85	0.00	185.76	4.94
5	-0.20	3.85	3.85	0.00	-185.76	3.30
6	0.00	3.85	3.85	0.00	-185.76	3.01
7	0.20	3.85	3.85	0.00	-185.76	3.30
8	0.40	3.85	3.85	0.00	185.76	4.94
9	0.67	3.85	3.85	0.00	185.76	10.77
10	0.93	3.85	3.85	0.00	-185.76	17.81
11	1.20	3.85	3.85	0.00	185.76	90.74

Piastra fondazione valle

Nr.	X	A _{fs}	A _{fi}	N _u	M _u	CS
1	-1.20	3.85	3.85	0.00	185.76	137.63
2	-0.93	3.85	3.85	0.00	185.76	9.03
3	-0.67	3.85	3.85	0.00	-185.76	9.09
4	-0.40	3.85	3.85	0.00	-185.76	2.72
5	-0.20	3.85	3.85	0.00	-185.76	1.63

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	138 di 139

6	0.00	3.85	3.85	0.00	-185.76	1.45
7	0.20	3.85	3.85	0.00	-185.76	1.63
8	0.40	3.85	3.85	0.00	-185.76	2.72
9	0.67	3.85	3.85	0.00	-185.76	9.09
10	0.93	3.85	3.85	0.00	185.76	9.03
11	1.20	3.85	3.85	0.00	185.76	137.63

Inviluppo sollecitazioni nei pali e verifiche delle sezioni

Nr.	numero d'ordine della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione
Y	ordinata della sezione a partire dall'attacco palo-fondazione positiva verso il basso (in [m])
M	momento flettente espresso in [kNm]
N	sforzo normale espresso in [kN]
T	taglio espresso in [kN]
M _u	momento ultimo espresso in [kNm]
N _u	sforzo normale ultimo espresso in [kN]
T _u	taglio ultimo espresso in [kN]
CS	coefficiente di sicurezza

Inviluppo sollecitazioni fila di pali nr. 1

Nr.	Y	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax	Nmin	Nmax
1	0.00	0.0000	0.0000	208.3360	545.0887	-263.8763	624.0875
2	20.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-518.1101	588.2142

Inviluppo verifiche fila di pali nr. 1

Nr.	Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
1	0.00	273.44	0.00	-10698.48	627.44	1.15
2	20.00	273.44	0.00	-10698.48	627.44	20.65

Muro dx e sx da pk 21+982 a pk 22+082 –
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF0H	12 D 11	CL	R1120 5002	B	139 di 139

Inviluppo sollecitazioni fila di pali nr. 2

Nr.	Y	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax	Nmin	Nmax
1	0.00	0.0000	0.0000	208.3360	545.0887	720.5439	903.3772
2	20.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-763.3441	23.0272

Inviluppo verifiche fila di pali nr. 2

Nr.	Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
1	0.00	273.44	0.00	16372.44	627.44	1.15
2	20.00	273.44	0.00	-10698.48	627.44	14.02

Inviluppo sollecitazioni fila di pali nr. 3

Nr.	Y	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax	Nmin	Nmax
1	0.00	0.0000	0.0000	208.3360	545.0887	993.6105	1943.3317
2	20.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-1453.7330	31.0389

Inviluppo verifiche fila di pali nr. 3

Nr.	Y	A _r	M _u	N _u	T _u	CS
1	0.00	273.44	0.00	16372.44	627.44	1.15
2	20.00	273.44	0.00	-10698.48	627.44	7.36