

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



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

PROGETTO ESECUTIVO

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

FA05 - AREA DI SOCCORSO AL KM 25+135

Relazione di calcolo Muri di Sostegno in c.a.

APPALTATORE	SCALA:
IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A. DIRETTORE TECNICO Dott. Ing. S. Del Balzo 23/06/2020	-

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

I	F	2	6	1	2	E	Z	Z	C	L	F	A	0	5	0	0	0	0	1	B
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	A. Lo Proto	24/02/2020	A. Fernandez	24/02/2020	P. Grasso	24/0/2020	Ing. Fabio Rizzo
B	Revisione a seguito Istruttoria ITF	A. Lo Proto	23/06/2020	A. Fernandez	23/06/2020	P. Grasso	23/06/2020	23/06/2020

Indice

1	GENERALITA'	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	UNITA' DI MISURA	6
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.1	ELABORATI DI RIFERIMENTO	8
3	MATERIALI	9
3.1	CALCESTRUZZO PER PALI E CORDOLI.....	10
3.2	CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONE	11
3.3	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE	12
3.4	CALCESTRUZZO MAGRO	13
3.5	ACCIAIO IN BARRE A.M.....	13
3.6	CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI	14
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	17
4.1	MODELLO GEOTECNICO DI PROGETTO	17
4.2	CAPACITÀ PORTANTE	18
4.3	COEFFICIENTE A	18
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	19
5.1	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO E CATEGORIA TOPOGRAFICA	22
6	ANALISI DEI CARICHI	23
6.1	PESO PROPRIO (COND. DI CARICO 1)	23
6.2	AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO (COND. DI CARICO 5)	23
6.3	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (COND. DI CARICO 3).....	23
6.3.1	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (MURO SU FONDAZIONE DIRETTA).....	23
6.3.2	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (MURO SU PALI).....	24
6.4	SPINTA IN PRESENZA DI FALDA (COND. DI CARICO 4).....	25
6.5	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (COND. DI CARICO 5)	25
6.5.1	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (MURO SU FONDAZIONE DIRETTA)	25

6.5.2	SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (MURO SU PALI)	25
6.6	FORZA DI INERZIA (COND. DI CARICO 5)	25
6.7	COEFFICIENTI DI ATTRITO STRUTTURA-TERRENO.....	27
7	COMBINAZIONI DI CARICO	28
7.1	COMBINAZIONI DI CARICO PER MURI SU FONDAZIONE DIRETTA.....	31
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO PER MURI SU PALI	34
8	VERIFICHE STRUTTURALI	36
8.1	VERIFICHE SLU.....	36
8.2	VERIFICHE SLE.....	38
9	CRITERI GENERALI DI VERIFICA	41
9.1	VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE	41
9.1.1	VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO	41
9.1.2	VERIFICHE A RIBALTAMENTO.....	41
9.1.3	VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE).....	42
9.2	CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE	44
9.3.1	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI	45
9.3.2	CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI	47
9.3	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE	52
9.3.3	VERIFICHE IN FASE SISMICA	52
10	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI.....	55
10.1	RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI DI TIPO H=6.5.....	55
10.1.1	MODELLO DI CALCOLO	55
10.1.2	VERIFICHE GEOTECNICHE	56
10.1.3	VERIFICHE STRUTTURALI	57
10.1.4	VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE	59

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	6 di 62

1.2 UNITA' DI MISURA

Nel seguito si adotteranno le seguenti unità di misura:

- lunghezze ⇒ m, mm
- carichi ⇒ kN, kN/m², kN/m³
- azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- tensioni ⇒ N/mm²

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>7 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	7 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	7 di 62								

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>8 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	8 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	8 di 62								

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.

IF26	12EZZPA	FA05	00001	Planimetria generale
IF26	12EZZBA	FA05	00001	Pianta e sviluppata muro e paratia micropali
IF26	12EZZBZ	FA05	00001	Sviluppata paratia pali, sezione piazzale e particolari
IF26	12EZZWA	FA05	00001	Sezioni trasversali
IF26	12EZZBB	FA05	00001	Muro di sostegno - Carpenteria

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>9 di 62</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	9 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	9 di 62								

3 MATERIALI

Nella Tabella che segue si riportano in sintesi le Classi dei materiali impiegati per l'analisi strutturale:

Tabella 2 – Lista Materiali

ELEMENTO	CALCESTRUZZO
Elevazioni	C32/40
Pali di Fondazione	C25/30
Fondazione	C25/30
Magroni di pulizia	C12/15
ELEMENTO	ACCIAIO IN BARRE A.M.
Tutti	B450C

Le specifiche tecniche dei materiali sopra descritti sono ricavate nei seguenti paragrafi, dove il riferimento principale per le verifiche SLE è stato assunto nelle Prescrizioni del Manuale RFI Parte 2 – Sezione 2 – 2.5.1.8.3.2.1.

3.1 CALCESTRUZZO PER PALI E CORDOLI

Valore Caratteristico Resistenza Cubica a 28gg: $R_{ck} = 30$ N/mm²

Valore Caratteristico Resistenza Cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 25$ N/mm²

Resistenza a compressione cilindrica media: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ N/mm²

Resistenza a trazione assiale: $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,56$ N/mm²

$f_{ctk,0,05} = 0,70 * f_{ctm} = 1,79$ N/mm²

Resistenza a trazione per flessione $f_{cfm} = 1,20 * f_{ctm} = 3,07$ N/mm²

$f_{cfk,0,05} = 0,70 * f_{cfm} = 2,15$ N/mm²

Verifiche agli SLU: $\gamma_c = 1,50$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / \gamma_c = 14,11$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione diretta $f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,19$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione per flessione $f_{ctd,f} = 1,20 * f_{ctd} = 1,43$ N/mm²

Modulo di Young secante: $E_{cm} = 22 * [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447$ N/mm²

Modulo di elasticità tangenziale: $G_{cm} = E / [2(1+\nu)] = 13103$ N/mm²

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,20$

Coefficiente di dilatazione lineare: $\alpha = 0,000010$ °C⁻¹

Tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo: $\eta = 1,00$

$f_{bd} = 2,25 * f_{ctk} * \eta / \gamma_c = 2,69$ N/mm²

Verifiche agli SLE:

Combinazioni Quasi Permanenti $\sigma_{cmax,QP} = 0,40 * f_{ck} = 9,96$ N/mm²

Combinazioni Caratteristiche $\sigma_{cmax,R} = 0,55 * f_{ck} = 13,70$ N/mm²

Verifiche a Fessurazione $\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2,13$ N/mm²

3.2 CALCESTRUZZO PER ELEVAZIONE

Valore Caratteristico Resistenza Cubica a 28gg: $R_{ck} = 40$ N/mm²

Valore Caratteristico Resistenza Cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 32$ N/mm²

Resistenza a compressione cilindrica media: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ N/mm²

Resistenza a trazione assiale: $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 3,02$ N/mm²

$f_{ctk,0,05} = 0,70 * f_{ctm} = 2,12$ N/mm²

Resistenza a trazione per flessione $f_{cfm} = 1,20 * f_{ctm} = 3,63$ N/mm²

$f_{cfk,0,05} = 0,70 * f_{cfm} = 2,54$ N/mm²

Verifiche agli SLU: $\gamma_c = 1,50$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / \gamma_c = 18,13$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione diretta $f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,41$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione per flessione $f_{ctd,f} = 1,20 * f_{ctd} = 1,69$ N/mm²

Modulo di Young secante: $E_{cm} = 22 * [f_{cm}/10]^{0,3} = 33346$ N/mm²

Modulo di elasticità tangenziale: $G_{cm} = E / [2(1+\nu)] = 13894$ N/mm²

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,20$

Coefficiente di dilatazione lineare: $\alpha = 0,000010$ °C⁻¹

Tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo: $\eta = 1,00$

$f_{bd} = 2,25 * f_{ctk} * \eta / \gamma_c = 3,18$ N/mm²

Verifiche agli SLE:

Combinazioni Quasi Permanenti $\sigma_{cmax,QP} = 0,40 * f_{ck} = 12,80$ N/mm²

Combinazioni Caratteristiche $\sigma_{cmax,R} = 0,55 * f_{ck} = 17,60$ N/mm²

Verifiche a Fessurazione $\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2,52$ N/mm²

3.3 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONE

Valore Caratteristico Resistenza Cubica a 28gg: $R_{ck} = 30$ N/mm²

Valore Caratteristico Resistenza Cilindrica a 28gg: $f_{ck} = 25$ N/mm²

Resistenza a compressione cilindrica media: $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33$ N/mm²

Resistenza a trazione assiale: $f_{ctm} = 0,30 * f_{ck}^{2/3} = 2,56$ N/mm²

$f_{ctk,0,05} = 0,70 * f_{ctm} = 1,79$ N/mm²

Resistenza a trazione per flessione $f_{cfm} = 1,20 * f_{ctm} = 3,07$ N/mm²

$f_{cfk,0,05} = 0,70 * f_{cfm} = 2,15$ N/mm²

Verifiche agli SLU: $\gamma_c = 1,50$

Resistenza di calcolo a compressione $f_{cd} = 0,85 * f_{ck} / \gamma_c = 14,17$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione diretta $f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c = 1,19$ N/mm²

Resistenza di calcolo a trazione per flessione $f_{ctd,f} = 1,20 * f_{ctd} = 1,43$ N/mm²

Modulo di Young secante: $E_{cm} = 22 * [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447$ N/mm²

Modulo di elasticità tangenziale: $G_{cm} = E / [2(1+\nu)] = 13103$ N/mm²

Coefficiente di Poisson: $\nu = 0,20$

Coefficiente di dilatazione lineare: $\alpha = 0,000010$ °C⁻¹

Tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo: $\eta = 1,00$

$f_{bd} = 2,25 * f_{ctk} * \eta / \gamma_c = 2,69$ N/mm²

Verifiche agli SLE:

Combinazioni Quasi Permanenti $\sigma_{cmax,QP} = 0,40 * f_{ck} = 10,00$ N/mm²

Combinazioni Caratteristiche $\sigma_{cmax,R} = 0,55 * f_{ck} = 13,75$ N/mm²

Verifiche a Fessurazione $\sigma_t = f_{ctm} / 1,2 = 2,13$ N/mm²

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B	FOGLIO 13 di 62

3.4 CALCESTRUZZO MAGRO

Valore Caratteristico Resistenza Cubica a 28gg:	$R_{ck} =$	12	N/mm ²
Valore Caratteristico Resistenza Cilindrica a 28gg:	$f_{ck} =$	15	N/mm ²
Resistenza a compressione cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	23	N/mm ²

3.5 ACCIAIO IN BARRE A.M.

Tensione caratteristica di rottura (frattile 5%)	$f_{tk} =$	540	N/mm ²
Tensione caratteristica di snervamento(frattile 5%)	$f_{yk} =$	450	N/mm ²
Fattore di sovraresistenza	$K = f_{tk}/f_{yk} =$	1,20	N/mm ²

Verifiche agli SLU:

Allungamento a rottura	$\varepsilon_{uk} =$	7,50	%
	$\varepsilon_{ud} = 0,9 * \varepsilon_{uk} =$	6,75	%
Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:	$\gamma_s =$	1,15	
Resistenza di calcolo allo SLU:	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391,3	N/mm ²
Modulo di elasticità:	$E_f =$	210000	N/mm ²

Verifiche agli SLE:

Combinazioni Caratteristiche	$\sigma_{smax} = 0,75 * f_{yk} =$	337,5	N/mm ²
------------------------------	-----------------------------------	--------------	-------------------

3.6 CLASSI DI ESPOSIZIONE E COPRIFERRI

Con riferimento alle specifiche di cui alla norma UNI 11104, si definiscono di seguito le classe di esposizione del calcestruzzo delle diversi parti della struttura oggetto dei dimensionamenti di cui al presente documento:

Tabella 3 – Classi di esposizione per le diversi parti della struttura

Elemento	Classe CLS	Classe di Esp.ne	Ambiente	Diam.Max Aggregati	Max a/c	Min Cemento	Copriferro
				mm		[kg/mc]	[mm]
Elevazioni	C32/40	XC4	aggressivo	32	0.50	340	40
Fondazione	C25/30	XC2	---	32	0.60	300	40
Pali di Fondazione	C25/30	---	---	25	0.60	300	60

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 copriraso o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si 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 fra il calcestruzzo e il suo ambiente.						
2 a	XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua. Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni.	0,60	C 25/30	
2 a	XC2	Bagnato, raramente asciutto.	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	XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido.	0,50	C 32/40	
5 b			Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.			
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	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 b			Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti.			
5 c	XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	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	XS1	Esposto alle saline marine ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
5 b			Permanentemente sommerso.			
			Zone esposte agli spruzzi o alle maree.			
	XS2		Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.	0,45	C 35/45	
	XS3		Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battaglia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
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	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 b			Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contentori di foraggi, mangimi e liquame provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi di gas di scarico industriali.			
5 c	XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1		0,45	C 35/45	

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
 - moderato: occasionalmente gelato in condizione di saturazione;
 - elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.
 **) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Figura 3 – Classi di esposizione secondo UNI-EN 206-2006.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

La scelta delle classi di resistenza dei conglomerati riportate in precedenza viene di seguito verificata impiegando il Prospetto 4 della UNI-EN 11104 il quale prescrive, in funzione delle Classi di Esposizione, la resistenza minima delle miscele da adottare:

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	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,50	0,45	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	32/40	35/45	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	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0 ^{a)}					
Altri requisiti													Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo			È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ^{b)}		

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.
^{a)} Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
^{b)} Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Figura 4 – Classi di resistenza minima del calcestruzzo secondo UNI - 11104

I copriferri di progetto adottati per le barre di armatura, tengono infine conto inoltre delle prescrizioni di cui alla Tabella C4.1.IV della Circolare n.617 del 02-02-09 redatta dal legislatore per una Vita Nominale di 50 anni:

Tabella 4 – Definizioni del copriferro secondo le NTC08

Vita Nominale = 50 anni

Cmin	Co	ambiente	barre c.a. per Piastre		barre c.a. per altri Elem.		cavi c.a.p. per Piastre		cavi c.a.p. per altri Elem.	
			C>=Co	Cmin<=C<Co	C>=Co	Cmin<= C<Co	C>=Co	Cmin<= C<Co	C>=Co	Cmin<=C<Co
25	35	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
28	40	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
35	45	molto aggr.	35	40	40	45	45	50	50	50

Interpolando per la Vita Nominale di Progetto scelta dal Committente e pari a 75 anni, ed eseguendo il calcolo analitico del copriferro minimo, riportato nella tabella che segue, si evince che i copriferri adottati in PE confermano i copriferri già previsti in PD che già ottemperavano alle richieste normative, come di seguito mostrato.

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	16 di 62

Elevazioni

fck = 32 N/mm²

AMBIENTE = 2 Aggressivo

Classe di Esposizione = XC4

Cmin = 28 N/mm²

Co = 40 N/mm²

VITA NOMINALE = 75 anni

Copriferro base = 30 mm

Incr. per Resistenza = 0 mm

Incr. per Vita Nominale = 5 mm

Incr. per Controllo Qualità = 0 mm

Copriferro di Calcolo = 35 mm

Copriferro di PE = 40 mm

La scelta di aumentare il copriferro rispetto ai requisiti richiesti dai criteri di durabilità è stata dettata dal soddisfacimento delle verifiche al fuoco come mostrerà il paragrafo specifico.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

I muri di sostegno sono ubicati lungo una viabilità esterna, tuttavia considerando una sua proiezione sull'asse principale del tracciato, essa ricade in corrispondenza delle chilometriche 25+050 - 25+190 circa del tracciato di progetto, nell'ambito del 1° Lotto Funzionale Frasso - Telese.

La definizione del modello geotecnico di sottosuolo di riferimento per il dimensionamento delle strutture di fondazione dell'opera, è trattato diffusamente nell'ambito del seguente documento di progetto:

Relazione geotecnica generale	I	F	2	6	1	2	E	Z	Z	R	B	G	E	0	0	0	5	0	0	1
-------------------------------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

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:

Tabella 5 – Definizioni del copriferro secondo le NTC08

Stratigrafia		
Unità geotecnica	Profondità [m] da p.c.	Descrizione
MDL3	0.0÷25.0	Argille limose (Unità di Maddaloni)
Falda: La quota di falda è situata a circa 4m dal p.c. locale		

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

Unità MDL3 – Argille limose (Unità di Maddaloni)

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$c_u = 160\div 220 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$N_{spt} = 20\div R$	numero di colpi da prova SPT
$V_s = 240\div 450 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 80\div 320 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale (a piccole deformazioni)
$E_o = 295\div 1035 \text{ MPa}$	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 Stradale

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B	FOGLIO 18 di 62

$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $\nu = 0.20$ coefficiente di Poisson
 $E_o = 300\div 400 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico iniziale

4.2 CAPACITÀ PORTANTE

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

N. 5 verticali di indagine, da cui $\xi_3 = 1.5$,

FSL = fattore di sicurezza per la portata laterale a compressione ($=\xi_3 \cdot \gamma_s = 1.73$).

FSL,t = fattore di sicurezza per la portata laterale a trazione ($=\xi_3 \cdot \gamma_{st} = 1.88$).

FSB = fattore di sicurezza per la portata di base ($=\xi_3 \cdot \gamma_b = 2.03$).

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

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

Inoltre si è considerato:

testa palo a 2 m di profondità da p.c.;

falda a 4 m di profondità da p.c..

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**.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

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

Il tracciato della Linea Ferroviaria 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).

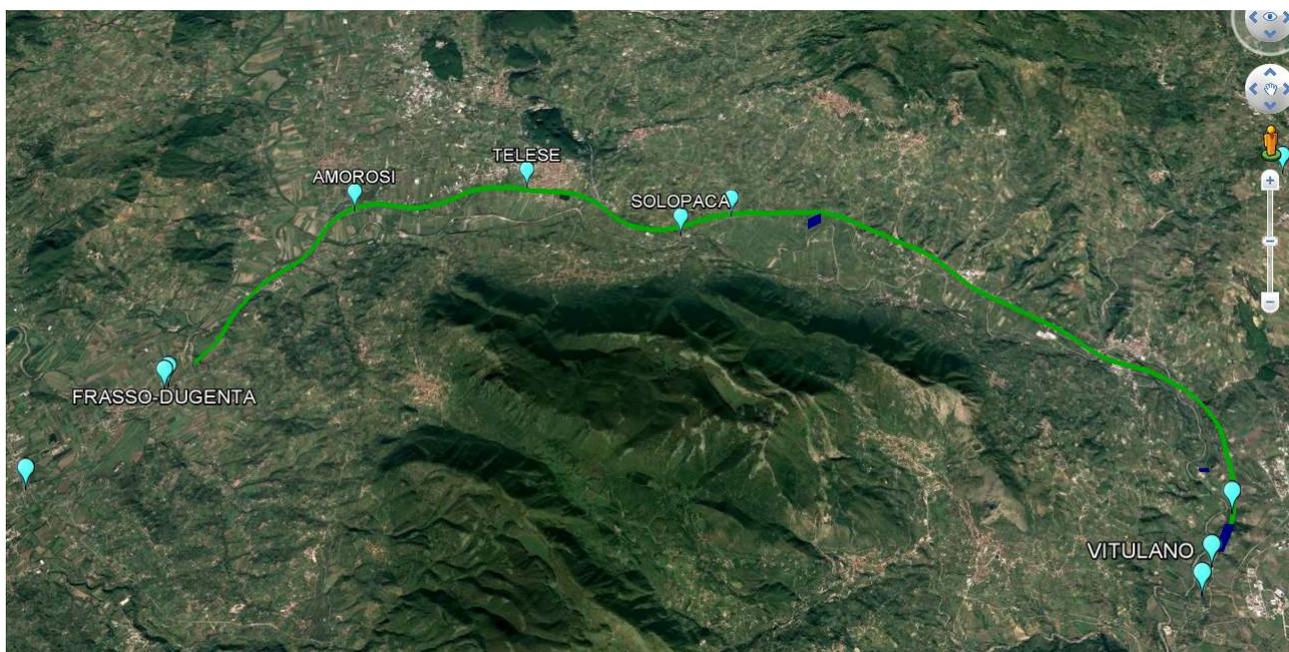


Figura 5 – Configurazione planimetrica tracciato

La Galleria Artificiale Telese, a codice GA02, si sviluppa per circa 3km nei soli territori dei Comuni di Telese e Solopaca (BN). Telese è stato assunto quale rappresentativo per la valutazione delle azioni sismiche di progetto.

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale $VN = 75$ anni propria della Categoria 2 "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ km/h".

Per la definizione della Classe d'Uso si assume l' opera appartenente alla Classe III a cui, per lo Stao Limite di Vita (SLV) è associato un coefficiente d'uso pari a $C_u = 1,50$.

Il prodotto dei due parametri precedenti danno luogo, come noto, al Periodo di Riferimento:

$$V_r = 1,50 * 75 = 112,50 \text{ anni}$$

La Categoria di Sottosuolo è valutata in Relazione Geotecnica secondo le prescrizioni di cui e al punto 3.2.2 del DM 14.01.08.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

Dal documento si evince che l'opera in esame appartiene al

Sottosuolo Tipo C

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 6 – Espressioni di S_s e di C_c

Per la Topografia si assume:

Classe Topografica T1

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Figura 7 – Categorie Topografiche

Tabella 3.2.VI – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Figura 8 – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

I prospetti che seguono inseriscono le scelte su definite nel complesso normativo proprio della NTC08:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

Tabella 6 -

Stato Limite	Pvr	Classe d'Uso	Cu	Note NTC08
	%			
SLO	81	1	0,70	Presenza Occasionale di Persone
SLD	63	2	1,00	Normale affollamento
SLV	10	3	1,50	Affollamenti significativi
SLC	5	4	2,00	Reti Viarie di Tipo A e B DM 5.11.2001

Tabella 7 -

Opera	Vita Nom.	CLASSI D'USO			
		1	2	3	4
	Vn				
Provvisoria	<=10	35	35	35	35
Ordinaria	>=50	35	50	75	100
Grande Opera	>=100	70	100	150	200

e riepilogando si assume:

Tabella 8 -

Stato Limite	Pvr	Vn	Cl. d'uso	Cu	Vr = Vn * Cu
	%	anni			anni
SLV	10	75	3	1,50	112,50

La figura che segue mostra le accelerazioni spettrali ed i relativi parametri di governo della località:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

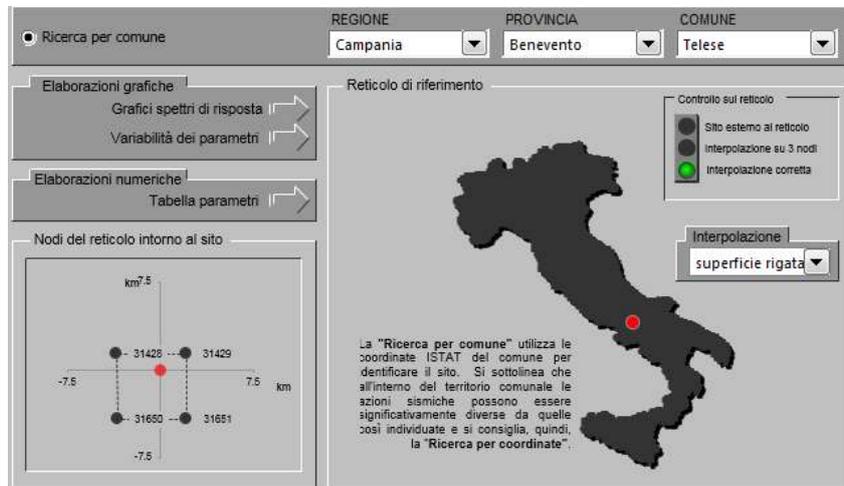


Figura 9 – Località di interesse

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	68	0.087	2.378	0.317
SLD	113	0.112	2.382	0.332
SLV	1068	0.319	2.344	0.402
SLC	2193	0.416	2.427	0.426

Figura 10 – Parametri Sismici per Telese (BN)

5.1 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, risulta una categoria di sottosuolo di tipo C e una classe Topografica T1.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>23 di 62</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	23 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	23 di 62								

6 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:

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI	
1	Peso Proprio
2	Spinta terreno
3	Spinta Falda
4	Azione sismica
5	Sovraccarico Accidentale

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

6.1 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. $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$.

6.2 AZIONE DEL SOVRACCARICO A TERGO DEL MURO (COND. DI CARICO 5)

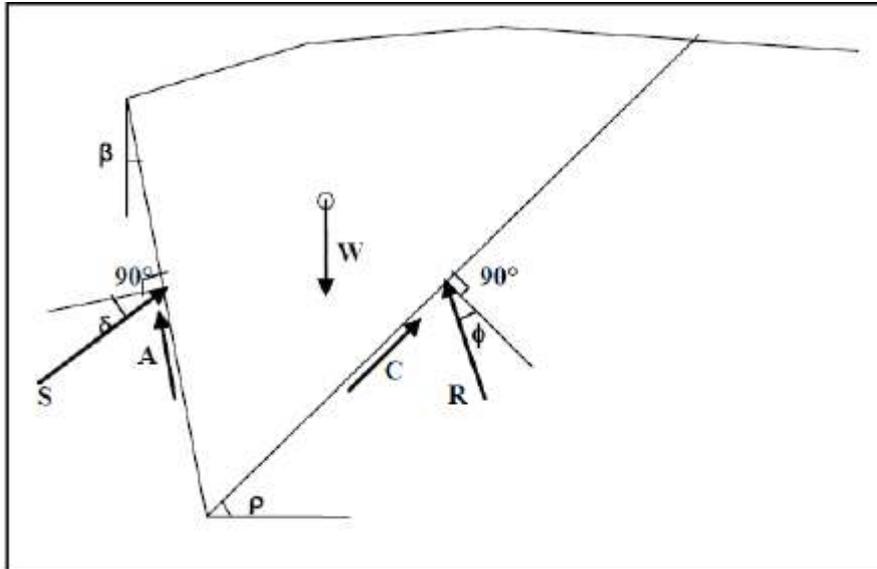
Si assume cautelativamente un sovraccarico accidentale pari a 20 kPa uniformemente distribuito sul pendio a monte dell'opera.

6.3 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (COND. DI CARICO 3)

Per la valutazione delle Spinte del terreno sul muro, si considerano delle condizioni di spinta differenti a seconda se le fondazioni dello stesso siano del tipo diretto o indiretto (su pali).

6.3.1 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (MURO SU FONDAZIONE DIRETTA)

Nel caso di muro su fondazione diretta, la mobilitazione della spinta attiva si può considerare sempre verificata. In tal caso 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 r 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.

6.3.2 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI STATICHE (MURO SU PALI)

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.

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno, di peso di volume γ , su una parete di altezza H , risulta espressa secondo la teoria di Coulomb dalla seguente relazione (per terreno incoerente):

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0$$

Il coefficiente di spinta a riposo è espresso dalla relazione:

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Dove ϕ rappresenta l'angolo d'attrito interno del terreno di rinfianco.

Quindi la pressione laterale, ad una generica profondità z e la spinta totale sulla parete di altezza H valgono:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>25 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	25 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	25 di 62								

$$\sigma = \gamma \cdot z \cdot K_0 + p_v \cdot K_0$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_0 + p_v \cdot K_0 \cdot H$$

dove p_v è la pressione verticale agente in corrispondenza della testa del rilevato (intradosso ballast).

6.4 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:

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

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.

6.5 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (COND. DI CARICO 5)

Per la valutazione delle Spinte del terreno sul muro, si considerano delle condizioni di spinta differenti a seconda se le fondazioni dello stesso siano del tipo diretto o indiretto (su pali).

6.5.1 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (MURO SU FONDAZIONE DIRETTA)

In condizioni sismiche si sempre la formulazione di Culmann inserendo nell'equazione risolutiva la forza di inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata, rispetto all'orizzontale, della corrispondente superficie in assenza di sisma.

6.5.2 SPINTA DEL TERRENO IN CONDIZIONI SISMICHE (MURO SU PALI)

Analogamente a quanto previsto per il muro su fondazione diretta, in condizioni sismiche si adotta la formulazione di Culmann andando però a considerare la risultante applicata ad $H/2$ e, come mostrato al paragrafo seguente, un coefficiente sismico raddoppiato rispetto al caso di muro su fondazione diretta.

6.6 FORZA DI INERZIA (COND. DI CARICO 5)

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti 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 $F_v = k_v W$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>26 di 62</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	26 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	26 di 62								

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 11 - 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:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">COMMESSA</th> <th style="text-align: center;">LOTTO</th> <th style="text-align: center;">CODIFICA</th> <th style="text-align: center;">DOCUMENTO</th> <th style="text-align: center;">REV.</th> <th style="text-align: center;">FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">IF26</td> <td style="text-align: center;">12 E ZZ</td> <td style="text-align: center;">CL</td> <td style="text-align: center;">FA0500 001</td> <td style="text-align: center;">B</td> <td style="text-align: center;">27 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	27 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	27 di 62								

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

$$k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h$$

Pertanto nei due casi sopra citati, ovvero muro su pali e muro su fondazione diretta, si ha:

Fondazione diretta

ag/g =	0.319	
βm =	0.310	
Ss =	1.251	(cat. C)
ST =	1.00	

Kh =	0.124	coefficiente sismico orizzontale
Kv =	0.062	coefficiente sismico verticale

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

ag/g =	0.319	
βm =	0.310	
Ss =	1.251	(cat. C)
ST =	1.00	

Kh =	0.247	coefficiente sismico orizzontale
Kv =	0.124	coefficiente sismico verticale

6.7 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.

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 tra terra-opera sarà considerata nulla.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>28 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	28 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	28 di 62								

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni di verifica, le azioni nominali descritte al precedente paragrafo, vanno combinate nei vari Stati Limite di verifica previsti (SLE, SLU, SIS) in accordo a quanto previsto al punto 2.5.3 delle NTC08:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

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.

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.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	29 di 62

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

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

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

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

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">COMMESSA</td> <td style="text-align: center;">LOTTO</td> <td style="text-align: center;">CODIFICA</td> <td style="text-align: center;">DOCUMENTO</td> <td style="text-align: center;">REV.</td> <td style="text-align: center;">FOGLIO</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">IF26</td> <td style="text-align: center;">12 E ZZ</td> <td style="text-align: center;">CL</td> <td style="text-align: center;">FA0500 001</td> <td style="text-align: center;">B</td> <td style="text-align: center;">30 di 62</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	30 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	30 di 62								

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combinazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

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

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

Per quanto riguarda i coefficienti di combinazione Ψ delle azioni accidentali, nel caso in esame quelli legati al sovraccarico stradale, è stato posto :

$\Psi_0 = \Psi_1 = 0.40$ e $\Psi_2 = 0$ (0.20 in condizioni sismiche)

In definitiva, sono state analizzate un totale di 15 Combinazioni di calcolo che diventano 11 nel caso di muri di sostegno su pali in quanto le combinazioni di tipo EQU perdono di significato.

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.

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO PER MURI SU FONDAZIONE DIRETTA

Elenco Combinazioni APPROCCIO 2

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

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

γ Coefficiente parziale dell'azione

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	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - 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

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	32 di 62

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.35	1.00	1.35
Sovraccarico	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Sovraccarico	SFAV	1.35	1.00	1.35

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
Sovraccarico	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 7 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 8 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	33 di 62

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

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

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

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

Combinazione n° 14 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

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

7.2 COMBINAZIONI DI CARICO PER MURI SU PALI

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	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV	
6	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV	
7	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV	
8	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV	
9	SLEQ	Assente	--	SFAV - SFAV	
10	SLEF	Assente	--	SFAV - SFAV	
11	SLER	Assente	--	SFAV - SFAV	

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

γ Coefficiente parziale dell'azione

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	1.35	1.00	1.35

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

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	1.35	1.00	1.35
Sovraccarico	SFAV	1.35	1.00	1.35

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
Sovraccarico	SFAV	1.15	1.00	1.15

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	35 di 62

Combinazione n° 5 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 6 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 7 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 8 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 9 - Quasi Permanente (SLE)

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

Combinazione n° 10 - 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
Sovraccarico	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 11 - Rara (SLE)

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

8 VERIFICHE STRUTTURALI

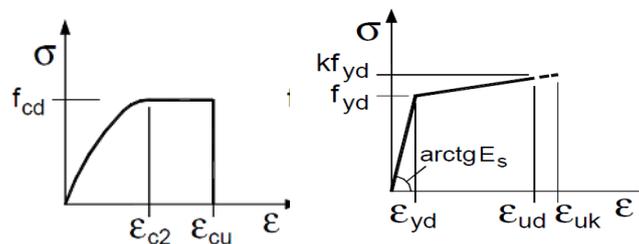
I criteri generali di verifica utilizzati per la valutazione delle capacità resistenti delle sezioni, per la condizione SLU, e per le massime tensioni nei materiali nonché per il controllo della fessurazione, relativamente agli SLE, sono quelli definiti al p.to 4.1.2 del DM 14.01.08.

8.1 VERIFICHE SLU

La verifica agli Stai Limite Ultimi per presso-flessione viene condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica, secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabola-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione del 2‰ e rottura al 3.5‰, ($\sigma_{max} = 0.85 \times f_{ck} / 1.5$);
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elasto-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura al 7.5‰, ($\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$)



Legami costitutivi Calcestruzzo – Acciaio.

La verifica a taglio viene sempre eseguita secondo il seguente percorso.

Verifica della richiesta di armatura

$$V_{rd,c} = [0.18 * k * (100 \rho * f_{ck})^{1/3} / \gamma + 0.15 \sigma_{cp}] * b_w * d$$

$$k = 1 + \text{rad}q(200/d)$$

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

$$V_{rd,min} = (v_{min} + 0.15 * \sigma_{cp}) * b_w * d$$

Verifica Biella Compressa

$$V_{rd} = \alpha_{cw} * v_1 * f_{cd} * [\text{ctg}(\alpha) + \text{ctg}(\text{teta})] / [1 + \text{ctg}^2(\text{teta})] * b_w * 0.9 * d$$

$$1.0 \leq \text{ctg}(\text{teta}) \leq 2.5$$

$$\alpha = 90^\circ$$

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	37 di 62

α_{cw}	σ_{cp}
1.000	$\sigma_{cp} \leq 0.00 * f_{cd}$
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	$0.00 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.25 * f_{cd}$
1.25	$0.25 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0.50 * f_{cd}$
$2.50 * (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	$0.50 * f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1.00 * f_{cd}$

$$v1 = 0.500$$

Verifica Armatura Trasversale

$$V_{rsd} = 0.9 * d * A_{sw}/s * f_{ywd} * [\cotg(\alpha) + \cotg(\theta)] * \sin(\alpha)$$

$$V_{rd} = \min(V_{rzd}, V_{rsd}) \geq V_{sd}$$

con la limitazione

$$1.00 \leq \cotg(\theta) \leq 2.50$$

Per le sezioni circolari le verifiche a taglio vengono svolte adottando:

$$b_w = \Phi / 2 * \sqrt{\pi}$$

$$d = (\Phi - 2c) * (1/2 + 1/\pi)$$

Verifiche a Torsione

$$T_{rzd} = 2 * v1 * f_{cd} * A * t * \cotg(\theta) / [1 + \cotg^2(\theta)]$$

$$v1 = 0.500$$

$$t = A_c/u \text{ per sezioni piene}$$

$$T_{rsd} = 2 * A * A_s/s * f_{yd} * \cotg(\theta) \text{ per le staffe}$$

$$T_{rld} = 2 * A * \Sigma A_l/u * f_{yd} / \cotg(\theta) \text{ per le arm. longitudinali}$$

$$T_{sd} / T_{rzd} + V_{sd}/V_{rzd} \leq 1$$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

8.2 VERIFICHE SLE

I criteri di verifica agli Stati Limite di Esercizio sono i seguenti:

Combinazione		Pali	Fondazione	Elevazione	
	fck	25	25	32	N/mm ²
	Classe di Esp.	XC2	XC2	XC4	N/mm ²
CARATTERISTICHE	sigma_b =	0.55	0.55	0.55	* fck
	sigma_b =	-13.75	-13.75	-17.60	N/mm ²
	w =	0.200	0.200	0.200	mm
FREQUENTI	w =	NA	NA	NA	mm
QUASI PERM.	sigma_b =	0.40	0.40	0.40	* fck
	sigma_b =	-10.00	-10.00	-12.80	N/mm ²
	w =	0.200	0.200	0.200	mm
FORM. FESS.	sigma_b =	NA	NA	NA	N/mm ²

I valori riportati in Tabella sono stabiliti 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

Figura 12: Tabella 4.1.III – DM 14.01.2008.

In definitiva, nel caso in esame, con riferimento alle indicazioni della tabella di cui in precedenza, si adotta il limite

$$w_1 = 0.200 \text{ mm}$$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

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.

L'approccio adottato, in conclusione, riporta la verifica a fessurazione propria delle condizioni frequenti alla condizione caratteristica, facendo mancare, quindi, la necessità di analizzare le stesse condizioni frequenti.

L'analisi delle condizioni permanenti rimane immutato, salvo maggior penalizzazione del limite di apertura.

Analogamente per le armature si impone:

Combinazione		B450C	
		$f_{yk} =$	450 N/mm ²
CARATTERISTICHE		$\sigma_{sr} = 0.75 * f_{yk} =$	XC2 N/mm ²

Il calcolo dell'apertura della fessura è stato condotto con le relazioni:

$$W_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

$$S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * \phi_{eq} / \rho_{p,eff}$$

In cui:

$$k_3 = 3.400$$

$$c = 40 \text{ mm}$$

ricoprimento dell'armatura;

$$k_1 = 0.800$$

barre ad aderenza migliorata

$$k_2 = 0.500$$

distribuzione delle deformazioni per flessione

$$k_4 = 0.425$$

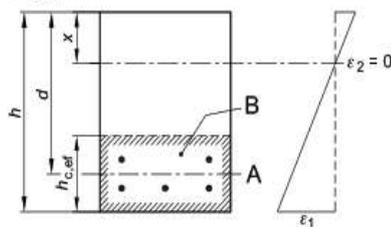
$$\phi_{eq} = \frac{\sum n_i * \phi_i^2}{\sum n_i * \phi_i}$$

diametro equivalente barre in zona tesa

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,ef}$$

Area efficace di calcestruzzo intorno all'armatura tesa

- A Livello del baricentro dell'acciaio
B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



$$h_{c,ef} = \min [2.5 * (h-d) ; (h-x)/3 ; h/2]$$

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	40 di 62

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) * E_s = \sigma_s - K_t * f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} * (1 + \alpha e * \rho_{p,eff}) \geq 0.6 * \sigma_s$$

$K_t = 0.40$ per carichi di lunga durata

$K_t = 0.60$ per carichi di breve durata ma assunto pari a 0.40 visti i rapporti tra sollecitazioni permanenti e dovuti a carico mobile

$$\alpha e = E_s / E_{cm}$$

$\sigma_s =$ tensione nell'armatura tesa in sezione fessurata

$$f_{ct,eff} = f_{ctm} / 1.2$$

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>41 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	41 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	41 di 62								

9 CRITERI GENERALI DI VERIFICA

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

9.1 VERIFICHE DI STABILITA' LOCALE

9.1.1 VERIFICHE ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento sul piano di posa della Fondazione è condotta rispetto alle combinazioni di SLU del gruppo A2-M2-R2 in condizione statica e 1-M2-R2 in condizione sismica; in particolare è stato verificato il rispetto della seguente condizione:

$$F_s = (c'xB + N_x \tan \mu)/H > 1.0$$

Dove:

N = Risultante delle azioni ortogonali al piano di scorrimento

H = Risultante delle azioni parallele al piano di scorrimento

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

B = Dimensione della Fondazione sul piano di scorrimento.

μ = Coefficiente di attrito fondazione - terreno , vedere par. 6.7

Tale verifica perde di significato nel caso di muro su pali.

9.1.2 VERIFICHE A RIBALTAMENTO

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

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

$$F_s = M_{STA}/M_{RIB} > 1.0$$

essendo

M_{RIB} = Risultante momenti ribaltanti

M_{STA} = Risultante momenti stabilizzanti

Tale verifica perde di significato nel caso di muro su pali.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>42 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	42 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	42 di 62								

9.1.3 VERIFICA DI CAPACITÀ PORTANTE (CARICO LIMITE FONDAZIONI DIRETTE)

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

Dette:

- c Coesione
- ca Adesione lungo la base della fondazione ($ca \leq c$)
- V Azione tagliante
- φ Angolo d'attrito
- δ Angolo di attrito terreno fondazione
- γ Peso specifico del terreno
- Kp Coefficiente di spinta passiva espresso da $Kp = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- η inclinazione piano posa della fondazione
- P Pressione geostatica in corrispondenza del piano di posa della fondazione
- qult Carico ultimo della fondazione

Risulta:

Caso generale

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

Caso di terreno puramente coesivo $\varphi = 0$

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

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

I fattori N_c , N_q , N_γ sono espressi come:

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

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

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

Fattori di forma

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

Fattori di profondità

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

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

Fattori inclinazione del carico

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

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

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

Fattori inclinazione del piano di posa della fondazione

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

Fattori di inclinazione del terreno

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

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

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

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

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

9.2 CRITERI DI VERIFICA DELLE PALIFICATE DI FONDAZIONE

Le verifiche geotecniche delle fondazioni 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

Tabella 9 - 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 a da valori caratteristici dei parametri geotecnici e/o mediante l'impiego di relazioni empiriche

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

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

Tabella 10 - 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 $\xi_3 = 1.5$ e $\xi_4 = 1.34$.

9.3.1 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:

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

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

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;

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	46 di 62

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:

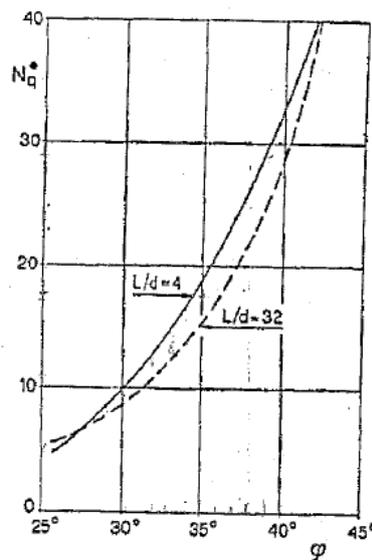


Fig. 5 - COEFFICIENTI N_q^* (BEREZANTZEV, 1965),
CORRISPONDENTI ALL'INSORGERE DELLE DEFORMAZIONI PLASTICHE ALLA PUNTA

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA</td> <td>LOTTO</td> <td>CODIFICA</td> <td>DOCUMENTO</td> <td>REV.</td> <td>FOGLIO</td> </tr> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>47 di 62</td> </tr> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	47 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	47 di 62								

Figura 13 - 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

9.3.2 CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI NEI CONFRONTI DEI CARICHI ORIZZONTALI

9.3.2.1 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_p 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.

9.3.2.2 UNITÀ A COMPORTAMENTO COESIVO

Il diagramma di distribuzione della resistenza p offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato in Figura 14 – (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.

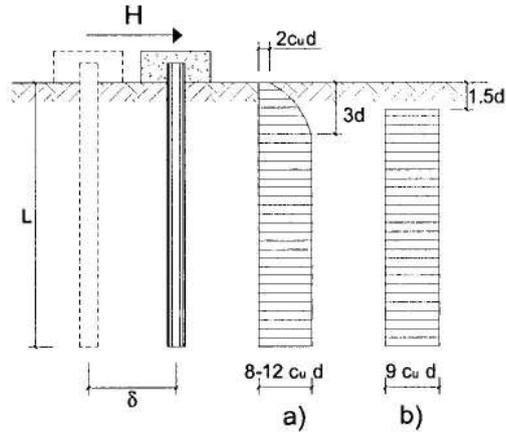


Figura 14 - distribuzione della resistenza offerta dal terreno a carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa (Broms, 1984).

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".

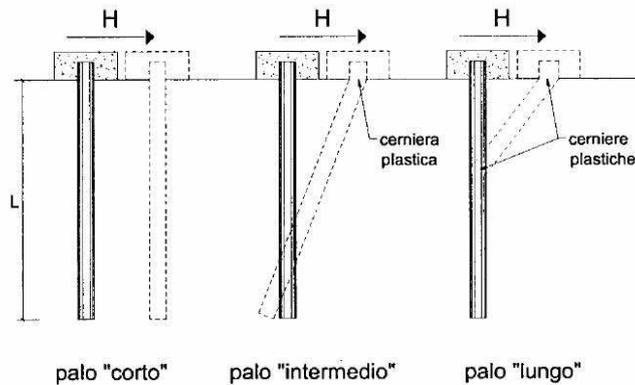


Figura 15 - meccanismi di rottura del complesso palo-terreno per pali impediti di ruotare alla testa soggetti a carichi orizzontali (Broms, 1984).

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:

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	49 di 62

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

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

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

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

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

$$H_{lim} = 9c_u D \times (f - 1.5D)$$

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

Essendo:

- f la profondità della cerniera plastica dal piano di campagna;
- d_s l'altezza della testa del palo rispetto al piano di campagna.

9.3.2.3 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:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B	FOGLIO 50 di 62

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

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

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

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.

9.3.2.4 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:

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B	FOGLIO 51 di 62

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

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

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. 1 - 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 ξ₃ = 1.5 e ξ₄ = 1.34.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

9.3 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

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

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

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale 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	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

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).

9.3.3 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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B	FOGLIO 53 di 62

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:

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

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

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

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

S_s : coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T : coefficiente di amplificazione topografica

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 cinematicismo 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.

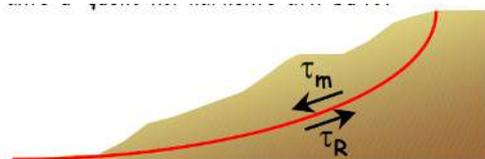
	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B	FOGLIO 54 di 62

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, Morgestern-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 disponibile, espresso in via generale tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie S e quella effettivamente mobilitata lungo la stessa superficie, ovvero:



Si procede generalmente suddividendo la massa di terreno coinvolta nella verifica in una serie di conci di dimensione b, interessati da azioni taglianti 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:

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

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, b_i ed α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i-esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i-esima e c_i e ϕ_i 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.

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO												
Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF26</td> <td>12 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>FA0500 001</td> <td>B</td> <td>55 di 62</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	55 di 62
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	55 di 62								

10 RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI

Si riepilogano di seguito le armature disposte nelle sezioni notevoli dell'Opera le cui verifiche sono più estesamente riportate nei paragrafi successivi e, per esteso, negli allegati.

10.1 RISULTATI ANALISI E VERIFICHE MURI DI TIPO H=6.5

10.1.1 MODELLO DI CALCOLO

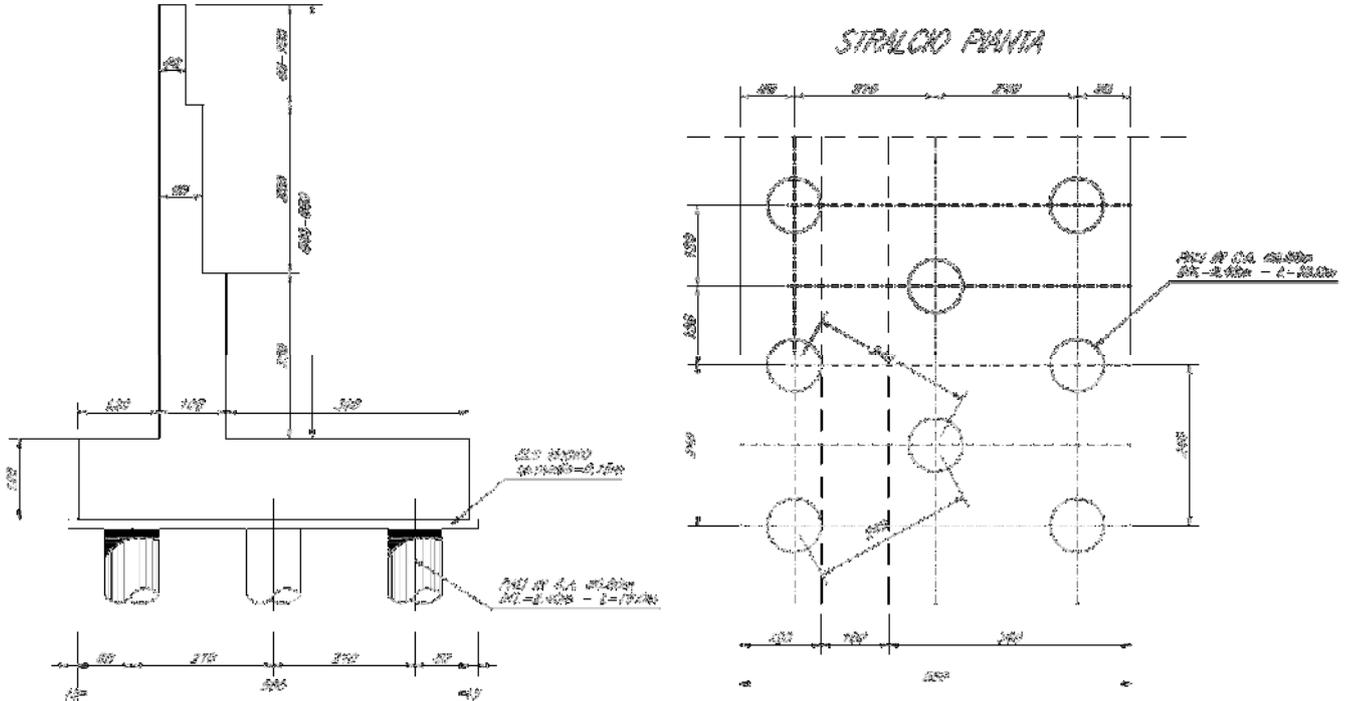
Le sollecitazioni provenienti dal muro vengono ripartite sui pali restituendo le sollecitazioni nei pali in termini di Taglio, Momento e sforzo normale. Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidezze. La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi 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 rimanda ai tabulati di calcolo.

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.



Geometria muro

10.1.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

VERIFICA STABILITÀ GLOBALE

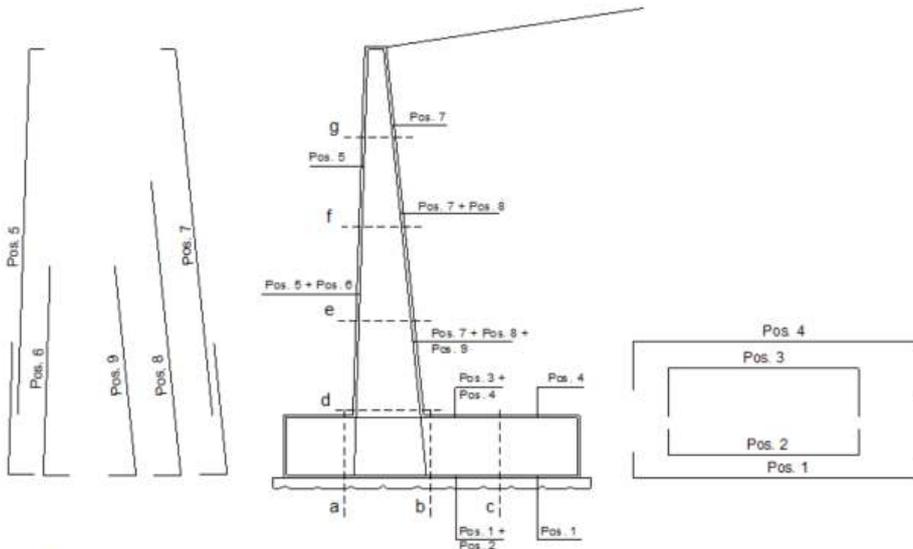
$FS_{STAB} (STATICO) = 3.377$

$FS_{STAB} (SISMICO) = 1.262$

10.1.3 VERIFICHE STRUTTURALI

VERIFICA SLU

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	8.0	24	<input type="checkbox"/>	5	4.0	24	<input type="checkbox"/>
2	0.0		<input type="checkbox"/>	6	0.0	12	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	8.0	24	<input type="checkbox"/>
4	8.0	24	<input type="checkbox"/>	8	0.0	26	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	26	<input type="checkbox"/>

Calcola

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	(-)
a - a	246.13	0.00	1.20	36.19	36.19	1504.82	6.11
b - b	-1164.45	0.00	1.20	36.19	36.19	1504.82	1.29
c - c	-400.31	0.00	1.20	36.19	36.19	1504.82	3.76
d - d	885.93	182.60	1.00	36.19	18.10	1312.94	1.48
e - e	399.32	136.95	1.00	36.19	18.10	1292.96	3.24
f - f	133.47	91.30	1.00	36.19	18.10	1272.92	9.54
g - g	24.15	40.63	1.00	36.19	18.10	1250.61	51.78

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	634.53	1.20	403.90	14	25	50	21.8	1191.48	Sezione verificata
b - b	418.22	1.20	403.90	14	25	50	21.8	1191.48	Sezione verificata
c - c	400.31	1.20	403.90	14	25	50	21.8	1191.48	Armatura a taglio non necessaria
d - d	329.02	1.00	392.11	14	25	50	21.8	984.27	Armatura a taglio non necessaria
e - e	195.56	1.00	385.61	14	25	50	21.8	984.27	Armatura a taglio non necessaria
f - f	96.24	1.00	379.10	14	25	50	21.8	984.27	Armatura a taglio non necessaria
g - g	34.31	1.00	371.88	14	25	50	21.8	984.27	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA SLE – FESSURAZIONE

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	58 di 62

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	122.13	0.00	1.20	36.19	36.19	0.64	31.53	0.024	0.200
b - b	-360.50	0.00	1.20	36.19	36.19	1.89	93.06	0.072	0.200
c - c	-87.27	0.00	1.20	36.19	36.19	0.46	22.53	0.017	0.200
d - d	438.03	162.50	1.00	36.19	18.10	3.53	119.51	0.095	0.200
e - e	194.82	121.88	1.00	36.19	18.10	1.61	47.44	0.037	0.200
f - f	63.66	81.25	1.00	36.19	18.10	0.54	11.11	0.009	0.200
g - g	10.19	40.63	1.00	36.19	18.10	0.09	0.21	0.000	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	112.61	0.00	1.20	36.19	36.19	0.59	29.07	0.022	0.200
b - b	-293.82	0.00	1.20	36.19	36.19	1.54	75.85	0.059	0.200
c - c	-63.45	0.00	1.20	36.19	36.19	0.33	16.38	0.013	0.200
d - d	366.76	162.50	1.00	36.19	18.10	2.98	96.98	0.075	0.200
e - e	154.73	121.88	1.00	36.19	18.10	1.29	34.88	0.027	0.200
f - f	45.84	81.25	1.00	36.19	18.10	0.39	5.94	0.005	0.200
g - g	5.73	40.63	1.00	36.19	18.10	0.00	-	-	0.200

sez. compressa

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

VERIFICA SLE – TENSIONE

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	136.42	0.00	1.20	36.19	36.19	0.71	35.22
b - b	-460.51	0.00	1.20	36.19	36.19	2.41	118.88
c - c	-122.99	0.00	1.20	36.19	36.19	0.64	31.75
d - d	544.94	162.50	1.00	36.19	18.10	4.36	153.37
e - e	254.95	121.88	1.00	36.19	18.10	2.08	66.38
f - f	90.39	81.25	1.00	36.19	18.10	0.76	19.29
g - g	16.87	40.63	1.00	36.19	18.10	0.15	1.41

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ_c	σ_f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	245.72	0.00	1.20	36.19	36.19	1.29	63.43
b - b	-1164.45	0.00	1.20	36.19	36.19	6.10	300.61
c - c	-369.26	0.00	1.20	36.19	36.19	1.93	95.33
d - d	885.93	142.40	1.00	36.19	18.10	6.99	263.90
e - e	399.32	106.80	1.00	36.19	18.10	3.19	113.84
f - f	133.47	71.20	1.00	36.19	18.10	1.09	33.90
g - g	22.37	35.60	1.00	36.19	18.10	0.19	3.24

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

	ITINERARIO NAPOLI – BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO II LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – VITULANO 1° LOTTO FUNZIONALE FRASSO TELESINO – TELESE PROGETTO ESECUTIVO					
	Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05	COMMESSA IF26	LOTTO 12 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0500 001	REV. B

10.1.4 VERIFICHE PALI DI FONDAZIONE

Per i pali di fondazione si prevedono le seguenti armature:

- Gabbia superiore 2x20 ϕ 22 e staffa a spirale ϕ 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 e verifiche a flessione e taglio. Sotto si riportano le sollecitazioni sui pali.

Sollecitazioni sui pali SLU

caso		N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali	
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	Nmin	891.83	624.88	357.93	303.87	
	Nmax	907.88	699.76	491.64		
sisma+	Nmin	1503.92	702.18	-99.55	530.57	
	Nmax	1506.38	713.70	-78.97		
sisma-	Nmin	945.24	547.58	149.91	493.93	
	Nmax	947.71	559.10	170.48		

Sollecitazioni massime testa palo – SLU

SOLLECITAZIONI MAX PALI SLU				ARMATURA STR		RESISTENZE	
N	V	α	M	Longitudinale	Trasversale (spirale)	Vrd	Mrd
[kN]	[kN]		[kNm]			[kNm]	[kNm]
1506	531	1.8	921	2x20 ϕ 22	ϕ 14/10	925.1	1645

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	60 di 62

VERIFICHE GEOTECNICHE PALI DI FONDAZIONE

Verifiche a capacità portante

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI MEDIO DIAMETRO

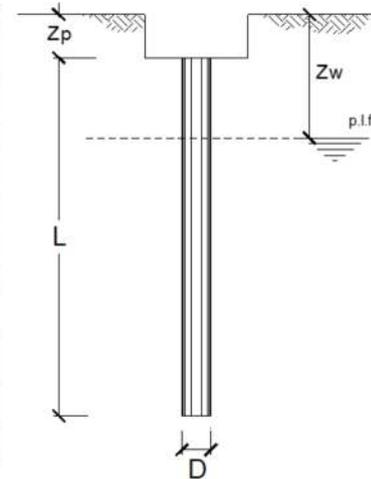
CANTIERE:

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	0.80	(m)	Area del Palo (Ap):	0.503	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	2.00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	4.00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1506	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):	0	(kN)
Numero di strati	1		L _{palo} =	19.00	(m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _s traz
			γ _g	γ _q			
SLU	A1+M1+R1	○	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	○	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	○	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	●	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88	○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
definiti dal progettista		○	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00



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	1.00
ξ ₄	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' med (kPa)	φ' med (°)	c _u med (kPa)
1	19.00	Argille limose	20.00	10.0	24.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.00

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c' min (kPa)	φ' min (°)	c _u min (kPa)
1	19.00	Argille limose	20.00	10.0	24.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0.59	0.45		0.00

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

Relazione di Calcolo Muri di Sostegno in c.a. FA05

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF26	12 E ZZ	CL	FA0500 001	B	62 di 62

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:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI INPUT:

Lunghezza del palo	L =	19.00	(m)		
Diametro del palo	1453.58	0.80	(m)		
Momento di plasticizzazione della sezione	M _y =	1645.00	(kN m)		
Angolo di attrito del terreno	φ' med =	24.00	(°)	φ' min =	24.00 (°)
Angolo di attrito di calcolo del terreno	φ' med,d =	24.00	(°)	φ' min,d =	24.00 (°)
Coeff. di spinta passiva (k _p = (1+sinφ')/(1-sinφ'))	k _{p med} =	2.37	(-)	k _{p min} =	2.37 (-)
Peso di unità di volume (con falda γ = γ')	γ =	20.00	(kN/m ³)		
Carico Orizzontale di progetto (V):	V =	531	(kN)		

Palo corto:

H1_{med} = 20543.94 (kN) H1_{min} = 20543.94 (kN)

Palo intermedio:

H2_{med} = 6934.56 (kN) H2_{min} = 6934.56 (kN)

Palo lungo:

H3_{med} = 1115.29 (kN) H3_{min} = 1115.29 (kN)

H_{med} = 1115.29 (kN) palo lungo H_{min} = 1115.29 (kN) palo lungo

H_k = Min(H_{med}/ξ₃ ; R_{min}/ξ₄) = 743.53 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 571.95 (kN)

F_d = 531.00 (kN)

FS = H_d / F_d = 1.08