

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO–CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE SUD

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

OPERE DI SOSTEGNO

Relazione di calcolo Muri Tipo E

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 78 CL MU0000 004 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	M.Piscitelli	Dicembre 2019	Danisi/Maccaroni <i>DM</i>	Dicembre 2019	F. Spatolino <i>FS</i>	Dicembre 2019	Tiberti Dicembre 2019

File: RS3E50D78CLMU0000004A

n. Elab.: 803

ITALFERR S.p.A.
 Gruppo Ferrovie dello Stato
 Direzione Messina
 UO Infrastrutture Sud
 Prof. Ing. David Tiberti
 Ordine degli Ingegneri Prov. di Napoli n. 10376


INDICE

1	PREMESSA	4
2	DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
4.1	CALCESTRUZZO PER MURI	7
4.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE B450C.....	7
5	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	8
5.1	PARAMETRI DI CALCOLO UNITA' GEOTECNICHE TIPO	11
5.2	PARAMETRI DI CALCOLO TERRENI DI FONDAZIONE MURI CON SEZIONE TIPO E	12
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	13
7	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008	17
7.1	METODO AGLI STATI LIMITE ED APPROCCI DI PROGETTO	17
7.2	CRITERI DI ANALISI E VERIFICA DI MURI DI SOSTEGNO	19
7.3	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	21
7.4	PRESCRIZIONI GENERALI PER LE VERIFICHE IN FASE SISMICA.....	21
8	ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI	22
8.1	PESI PROPRI E CARICHI PERMANENTI	22
8.2	SPINTE DEL TERRENO IN FASE STATICA.....	22
8.3	COEFFICIENTI SISMICI.....	24
8.4	SPINTE DEL TERRENO IN FASE SISMICA.....	24
8.5	CARICHI ACCIDENTALI.....	24
8.6	COMBINAZIONI DI CARICO.....	25
9	CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE	27
9.1	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	27
9.1.1	<i>Verifica allo scorrimento.....</i>	27

Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 00 00 004	A	3 di 163

9.1.2	Verifica a carico limite.....	29
9.1.3	Verifica a ribaltamento.....	31
9.1.4	Stabilità Globale.....	31
9.2	VERIFICHE STRUTTURALI.....	32
9.2.1	VERIFICHE ALLO SLU.....	32
9.2.2	VERIFICA SLE.....	34
10	ANALISI E VERIFICHE MURO TIPO E (SOSTEGNO)	36
10.1	MODELLO DI CALCOLO	36
10.2	RISULTATI ANALISI.....	37
10.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	38
11	ANALISI E VERIFICHE MURO TIPO ESSC (DI SOTTOSCARPA).....	39
11.1	MODELLO DI CALCOLO	39
11.2	RISULTATI ANALISI.....	40
11.3	VERIFICHE STRUTTURALI.....	41
12	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	41
13	TABULATI DI CALCOLO	42
13.1	SEZIONE TIPO E (SOSTEGNO).....	42
13.2	SEZIONE TIPO ESSC (SOTTOSCARPA)	100

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A	FOGLIO 4 di 163

1 PREMESSA


Il presente documento viene emesso nell’ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo relativo alla tratta a semplice binario Dittaino – Catenanuova del Nuovo Collegamento Palermo – Catania. L’intera tratta Dittaino – Catenanuova ha uno sviluppo complessivo di circa 22,8 km.

L’opera oggetto delle analisi riportate nei paragrafi seguenti rientra fra quelle inserite nella categoria denominata “Opere di sostegno”.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento delle strutture è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti all’opera.

Tutti i muri presentano generalmente tratti di sviluppo variabile caratterizzati da diverse sezioni tipologiche individuate in progetto con le lettere da B ad H, in funzione dell’altezza massima del paramento di elevazione.

Nel presente documento è affrontato il dimensionamento dei tratti di muri di sostegno con sezione tipologica E e di sottoscarpa Essc.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

2 DOCUMENTI E NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Di seguito è riportato l'elenco delle Normative e dei Documenti assunti come riferimento per il progetto delle opere trattate nell'ambito del presente documento:

Normative e Documenti tecnici generali

- Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti, DM 14 gennaio 2008 – «Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni»
- Rif. [2] Circolare Applicativa n 617 del 2 Febbraio 2009 - «Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008»
- Rif. [3] UNI 11104: Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1

Documenti Tecnici RFI e/o di ambito ferroviario

- Rif. [4] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE I / Aspetti Generali (RFI DTC SI MA IFS 001 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [5] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 2 / Ponti e Strutture (RFI DTC SI PS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [6] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 3 / Corpo Stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- Rif. [7] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 4 / Gallerie (RFI DTC SI GA MA IFS 001 B – rev 22/12/2017)
- 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 B– rev 22/12/2017)
- Rif. [10] Manuale di Progettazione delle Opere Civili: PARTE II – Sezione 7 / Geologia (RFI DTC SI CS GE IFS 001 A – rev 22/12/2017)
- Rif. [11] 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, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;
- Rif. [12] Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili (RFIDTCSICSSPIFS005 B - rev 22/12/2017)

Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 00 00 004	A	6 di 163

3 DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO

I muri di progetto in esame ricadono nelle seguenti WBS, indicando per ciascuna di esse se si tratta di muri di sostegno (SOS) o di sottoscarpa (SSC).

WBS	Pk in (m)	Pk fin (m)	Lato	TIPO
MU50	8+912,00	9+535,10	SX	SSC
MU51	9+723,40	9+888,95	SX	SSC
MU57	14+732,40	15+550,00	DX	SOS
MU58	16+306,70	16+555,50	DX	SSC
MU60	20+631,60	20+711,60	SX	SOS

Nel seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche dei muri in esame, ed a seguire alcune immagini rappresentative delle sezioni trasversali di calcolo analizzate:

Tipo	Sostegno / Sottoscarpa	H _{PARAMENTO} [m]	FONDAZIONE	
			h [m]	Lf [m]
E	Sostegno	4.0 – 5.0	1.00	4.40
Essc	Sottoscarpa	4.0 – 5.0	1.00	5.50

Tabella ... – Caratteristiche geometriche dei muri di sostegno

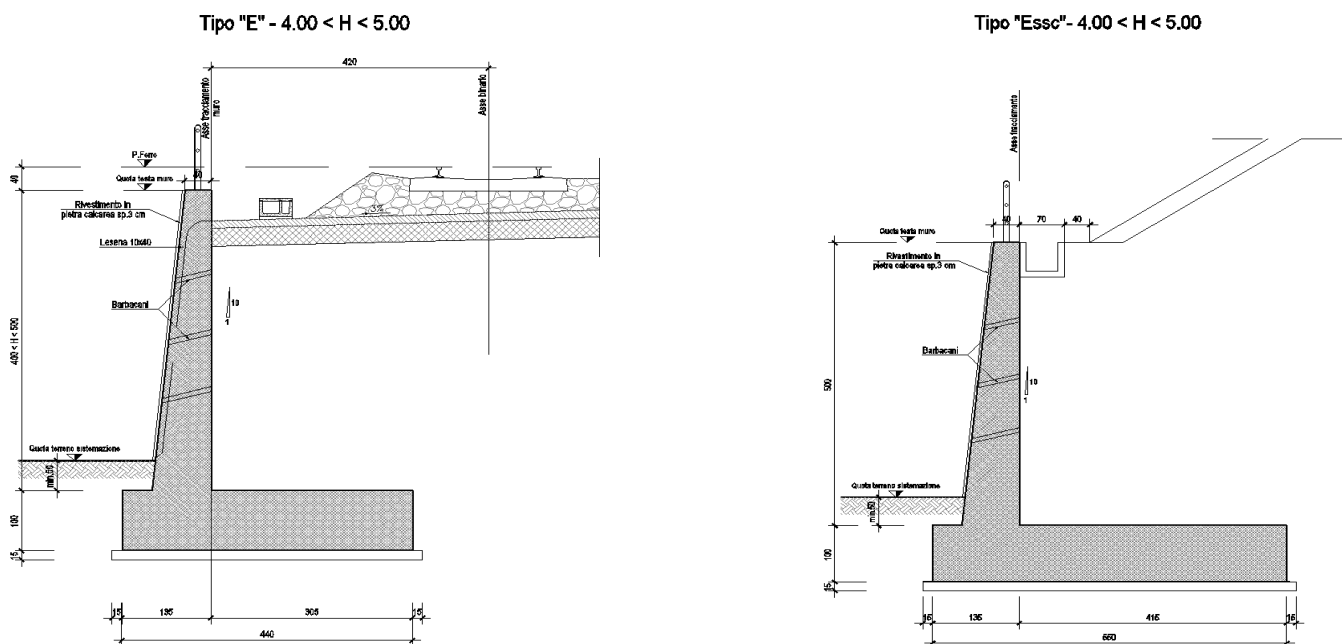



Figura 1 – Sezioni trasversale tipo

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Di seguito sono riportati per ciascuno materiale, i valori delle resistenze e parametri generali da adottare in sede di calcolo secondo quanto stabilito dalla normativa vigente nonché delle specifiche dei documenti tecnici RFI:

4.1 Calcestruzzo Per Muri

Per le strutture in esame si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione	C30/37	Classe minima di consistenza
XC3	$f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ $R_{ck} \geq 37 \text{ MPa}$	S3 – S4

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Resistenza caratteristica cubica a 28 giorni	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	30.7	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8$	38.7	N/mm ²
Resistenza di calcolo breve durata	$f_{cd} \text{ (Breve durata)} = f_{ck} / 1.5$	20.45	N/mm ²
Resistenza di calcolo lunga durata	$f_{cd} \text{ (Lungo durata)} = 0.85 f_{cd}$	17.4	N/mm ²
Resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.3 (f_{ck})^{2/3} [R_{ck} < 50/60]$	2.94	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk 0,05} = 0.7 f_{ctm}$	2.06	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{efm} = 1.2 f_{ctm}$	3.5	N/mm ²
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = f_{ctk 0,05} / 1.5$	1.37	N/mm ²
Modulo di Young	$E = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3}$	33019	N/mm ²

4.2 Acciaio Per Armature Ordinarie B450c


B450 C (controllato in stabilimento)

f_{yk} = 450 MPa tensione caratteristica di snervamento

f_{yd} = $f_{yk} / 1.15 = 391$ MPa tensione caratteristica di calcolo

E_s = 210000 MPa modulo elastico

Stato limite di esercizio SLE RARA: $\sigma_s = 0.8 f_{yk} = 360$ MPa

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

5 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Per l'inquadramento Geotecnico dell'aree interessate dalla realizzazione dei muri di sostegno di linea ci si è riferiti a quanto indicato nella documentazione Geotecnica Generale di Progetto.

Dall'esame della suddetta documentazione, è stato possibile riscontrare che le opere di fondazione dei muri di sostegno interessano prevalentemente zone caratterizzate dal punto di vista geotecnico come unità bbc, costituita da terreni prettamente coesivi limoso argillosi, talvolta debolmente sabbiosi, ed in misura nettamente inferiore, altre unità indicate nella documentazione geotecnica generale come bnc, bni, b2, TRV/TRVA, AAC.

Di seguito si riporta una descrizione generale delle caratteristiche di ciascuna delle Unità geotecniche citate, rimandando per ulteriori approfondimenti alla documentazione geotecnica specifica.

Unità bb – Depositi alluvionali recenti

Questi depositi affiorano lungo quasi tutto il tracciato sotto il riporto; si distinguono terreni prettamente coesivi limoso argillosi, talvolta debolmente sabbiosi (**unità bbc**) e terreni incoerenti prevalentemente sabbioso ghiaiosi con locali clasti/trovanti (**unità bbi**), solo localmente sabbiosi.

In particolare si segnala la locale presenza, spesso al contatto con la sottostante unità argillosa del substrato, di livelli di ordine da decimetrico a metrico di sabbie limoso ghiaiose con ciottoli e blocchi litoidi; tali strati sono stati evidenziati con apposito retino nel profilo stratigrafico longitudinale per lasciare evidenza di dove sono stati intercettati (di particolare interesse nel caso di fondazioni profonde in corrispondenza di viadotti). Dal punto di vista geotecnico verranno caratterizzati come unità incoerente bbi.

Lo spessore del deposito è variabile in generale da 6 a 15 m di profondità dal p.c..

Nell'unità in esame sono stati misurati valori di N_{SPT} tra 17 e 57 colpi/30 cm con numerosi valori a rifiuto negli strati ghiaioso sabbiosi (unità bbi), tra 6 e 48 colpi/30 cm negli strati fini coesivi (unità bbc).


Il peso di volume naturale varia da 18 a 21 kN/m³ con valore medio 19.7 kN/m³

Unità bn – Depositi Alluvionali Terrazzati

L'Unità BN è inquadrata come "Depositi Alluvionali Terrazzati", e presenta lungo l'intero tracciato spessori variabili da 2 a 15 m circa; all'interno di tale unità e si rinvengono sia la facies più coesiva dei depositi alluvionali terrazzati, che quella più incoerente.

La frazione coesiva – **unità bnc**, è costituita da argille limose e limi argillosi di colore bruno e nocciola, con locali passaggi sabbioso-limosi grigiastri, rare ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate e locali livelli di torbe e terreni organici nerastri.

La porzioni più incoerenti di tale unità – **unità bni**, a comportamento essenzialmente granulare, è formata prevalentemente da ghiaie poligeniche ed eterometriche, da sub-angolose ad arrotondate, talora con blocchi angolosi, con matrice sabbiosa e sabbioso-limosa di colore grigio e giallastro, da scarsa ad abbondante.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

Localmente si rinvencono inoltre sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi di colore grigio e giallastro, a struttura indistinta o laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate e rari blocchi angolosi (unità bni-sabbiosa).

Nell'unità incoerente **bni** sono state eseguite prove SPT che hanno dato valori da 20 a 60 con numerosi valori a rifiuto strumentale (dovuti probabilmente alla presenza di abbondanti clasti nella matrice); nella facies coesiva dell'unità (**bnc**) le prove SPT hanno fornito valori di N_{SPT} mediamente tra 10 e 35 colpi/30 cm

Il peso di volume naturale misurato è compreso tra 18.7 e 21 kN/m³ con valore medio 19.4 kN/m³

Unità b2 – Depositi eluvio-colluviali

Si tratta di limo argilloso sabbioso a struttura caotica o indistinta con abbondanti resti vegetali e frequenti ghiaie e ciottoli, presente localmente a partire dal p.c..

Nell'unità in esame non sono disponibili risultati di prove in sito e di laboratorio, quindi i parametri geotecnici sono stati assunti sulla base di esperienze maturate su terreni simili in condizioni analoghe.

Unità TRV / TRVa – Formazione di Terravecchia

La facies argilloso marnosa (TRV) è costituita da una argilla limosa, marnosa con frequenti livelletti limo sabbiosi, a struttura scagliettata. La facies argilloso-brecciata (TRVa) è costituita da argille, argille limose e limi argillosi a struttura o a blocchetti poliedrici, talora scagliosa o indistinta, con locali livelli di sabbie limose e frequenti ghiaie; a luoghi si rinvencono passaggi di argille marnose e argilliti di colore grigio-verdastro e livelli lapidei arenacei. E' stata intercettata come substrato di base nella parte iniziale del tracciato fino al km 7+000 circa.

I valori di N_{SPT} eseguiti nell'unità vanno generalmente da 15 a rifiuto ad indicare una elevata consistenza del materiale

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.5 e 22 kN/m³ con valore medio 21 kN/m³

Unità AAC – Argille marnose grigie di Catenanuova

Tale unità a comportamento prevalentemente coesivo, è rappresentata da argille limose e argille marnose di colore grigio e grigio-verdastro, di colore grigio e grigio-verdastro a struttura scagliosa, con talvolta livelli di sabbie limose grigie, livelli argillitici duri e locali intercalazioni di arenarie medio-fini grigie e giallastre, in strati da sottili a medi.

L'unità è stata intercettata come substrato di base nella parte finale del tracciato dal km 9+800 circa.

I valori di N_{SPT} eseguiti nell'unità vanno generalmente da 30 a rifiuto ad indicare una elevata consistenza del materiale, con andamento generalmente crescente con la profondità

Il peso di volume naturale è compreso tra 19.5 e 22 kN/m³ con valore medio 20.5 kN/m³.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

I valori medi delle caratteristiche fisico meccaniche definiti per ciascuna delle Unità di cui sopra a seguito dell'interpretazione delle diverse prove in sito e di laboratorio effettuate nell'ambito delle diverse campagne di indagini geotecniche eseguite a supporto della progettazione, sono quelle di seguito riportate:

Unità bbc – Depositi alluvionali recenti coesivi (limoso argillosi)

$\gamma_{nat} = 19.0 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \div 10 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 19 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 40 \div 250 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$k = 5 \cdot 10^{-8} \div 4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$G_o = 25 \div 150 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 70 \div 350 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità bnc – Depositi terrazzati coesivi limoso argillosi

$\gamma_{nat} = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \div 12 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 23 \div 25^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 50 \div 400 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$k = 6.5 \cdot 10^{-8} \div 1.5 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$V_s = 160 \div 190 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 50 \div 70 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 130 \div 180 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità bni – Depositi terrazzati ghiaioso sabbiosi

$\gamma_{nat} = 19.0 \div 20.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 35 \div 38^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$k = 1.5 \cdot 10^{-6} \div 5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$	coefficiente di permeabilità
$V_s = 200 \div 450 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 80 \div 300 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 200 \div 800 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale

Unità b2 – Depositi eluvio-colluviali

$\gamma_{nat} = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 00 00 004	A	11 di 163

$\varphi' = 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $k = 5 \cdot 10^{-7} \div 4 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$ coefficiente di permeabilità
 $E'_{op} = 15 \div 30 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico operativo

Unità TRV/TRVa – Formazione di Terravecchia

$\gamma_{nat} = 19.5 \div 21.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $c' = 5 \div 20 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $\varphi' = 19 \div 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c_u = 74 \div 420 \text{ kPa}$ resistenza al taglio in condizioni non drenate
 $k = 5 \cdot 10^{-9} \div 7 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ coefficiente di permeabilità
 $E_o = 200 \div 900 \text{ MPa}$ Modulo di deformazione elastico iniziale

Unità AAC – Argille marnose grigie di Catenanuova

$\gamma_{nat} = 19.5 \div 20.5 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale
 $c' = 5 \div 23 \text{ kPa}$ coesione drenata
 $\varphi' = 19 \div 24^\circ$ angolo di resistenza al taglio
 $c_u = 100 \div 500 \text{ kPa}$ resistenza al taglio in condizioni non drenate
 $k = 5 \cdot 10^{-9} \div 2 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ coefficiente di permeabilità
 $E_o = 200 \div 900 \text{ MPa}$ Modulo di deformazione elastico iniziale

5.1 PARAMETRI DI CALCOLO UNITA' GEOTECNICHE TIPO

Ai fini delle analisi, tenendo conto di quanto esposto al precedente paragrafo, si è fatto riferimento in definitiva ai seguenti valori di calcolo dei parametri fisico-meccanici per ciascuna delle unità geotecniche di riferimento:

UNITA'	γ	c'	φ'	E'
	kN/m^3	kPa	$^\circ$	MPa
bbc	19,5	5	23	80
bnc	19.5	5	24	50
bni	19.5	0	35	150
b2	19	0	25	25
TRV	20	10	23	150
TRVA	20	10	23	150
AAC	20	10	24	150

E' : modulo di deformazione operativo di calcolo

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

5.2 PARAMETRI DI CALCOLO TERRENI DI FONDAZIONE MURI CON SEZIONE TIPO E

Al fine di caratterizzare in maniera univoca, per semplicità di calcolo, le caratteristiche del terreno di fondazione da considerare per i dimensionamenti dei tratti di muro con Sezione tipo E, si è proceduto ad individuare per ciascun muro in progetto comprendente tale sezione tipologica, le unità geotecniche interagenti con le opere di fondazione; i dati relativi sono riassunti nella tabella seguente:

WBS	Lato	TIPO	Pk in (m)	Pk fin (m)	FALDA	Unità Geotecniche		
					(m da PC)	di Fondazione		
MU50	SX	SSC/SOS	8+916.64	9+535.14	-3,0/-5,0	BBC	BNI	BBC
MU51	SX	SSC	9+723.43	9+888.94	-8,0	BBC		
MU56	DX	SOS	14+732.37	15+550.00	-10,0	BBC	(B2/TRV INIZIO)	
MU57	DX	SOS	16+306.76	16+555.55	-5,0	BBC		
MU60	SX	SOS	20+630.65	20+710.65	-4,0	BBC		

SOS	Sostegno
CNT	Controripa
SSC	Sottoscarpa

Tenendo conto dei dati riassunti in tabella nonché dei parametri di calcolo definiti al precedente paragrafo 5.1, ai fini delle Analisi, è stato considerato un terreno di fondazione con le seguenti caratteristiche:

γ	c'	ϕ'	E'
kN/m^3	kPa	$^\circ$	MPa
19,5	5	23	80

Riguardo infine il livello di falda da utilizzare nelle analisi, tenendo conto della relativa variabilità lungo i tratti interessati dalla realizzazione delle opere, come sintetizzato nella tabella precedente, nonché del livello medio di approfondimento del piano di posa delle fondazioni dei muri della tipologia di riferimento rispetto al piano campagna, è stato assunto cautelativamente un livello **di falda di progetto a -1m dal piano di posa della fondazione**.


Mentre per il terreno di rinfianco si considera il terreno da **Rilevato ferroviario** avente i seguenti parametri meccanici:

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

$$\phi = 38^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

(come da specifiche di cui al § 3.5.2.3.3 del manuale di progettazione)

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo con le norme vigenti [NTC – 2008 - § 3.2]. Secondo tali norme, l'entità dell'azione sismica è innanzitutto funzione della sismicità dell'area in cui viene costruita l'opera e del periodo di ritorno dell'azione sismica.

L'opera viene progettata in funzione di una vita nominale pari a 75 anni relativa a “*opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*” e rientra nella classe d'uso III relativa a “*reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza*”. Moltiplicando la vita nominale per il coefficiente di classe d'uso si valuta il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{anni}$$

In funzione dello stato limite rispetto al quale viene verificata l'opera si definisce una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento. Per il progetto dell'opera in esame si farà essenzialmente riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), a cui è associata una P_{VR} pari al 10% [NTC 2008– Tabella 3.2.I]. Nota la probabilità di superamento nel periodo di riferimento è possibile valutare il periodo di ritorno T_R , come previsto nell'allegato A alle norme tecniche per le costruzioni, secondo la seguente espressione:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = - \frac{112.5}{\ln(1 - 0.10)} = 1068 \text{anni}$$

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k , dipendente dall'accelerazione massima al sito a_g in condizioni rocciose e topografia orizzontale; tale parametro è uno dei tre indicatori che caratterizza la pericolosità sismica del sito ed è tanto più alto tanto più è ampio il periodo di ritorno al quale si riferisce.

Nello specifico, la Normativa attribuisce al generico sito una pericolosità sismica mediante la definizione dei seguenti tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

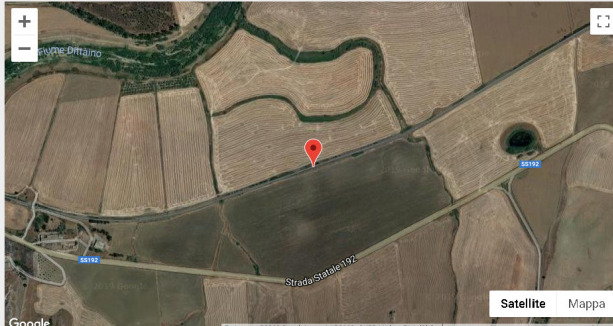
Nel caso in esame, per la determinazione dei parametri di pericolosità sismica da utilizzare per le Analisi, tenendo conto che l'opera oggetto di verifica nella presente relazione rappresenta una soluzione tipologica adottata in diversi tratti della linea in progetto ove è prevista la realizzazione di muri di sostegno, si è fatto riferimento a tutte le aree interessate dalla realizzazione di muri che contemplano la tipologia costruttiva in questione (**tipo E**), come di seguito riportato:

Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 00 00 004	A	14 di 163

01. INSERIRE INDIRIZZO:

SS192, 95040 Ramacca CT, Italia CERCA



LATITUDINE: LONGITUDINE:

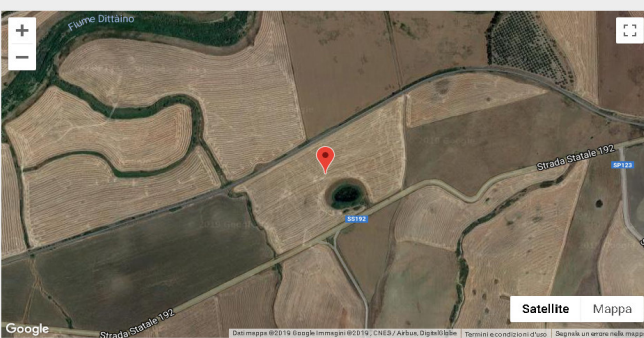
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,157 g
F_o	2,512
T_c^*	0,538 s

Localizzazione area oggetto della realizzazione Muro MU50 e valutazione dei parametri di pericolosità sismica

01. INSERIRE INDIRIZZO:

SS192, 95040 Ramacca CT, Italia CERCA



LATITUDINE: LONGITUDINE:

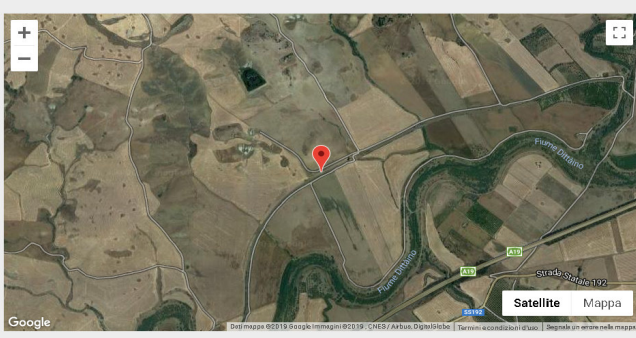
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,157 g
F_o	2,514
T_c^*	0,538 s

- Localizzazione area oggetto della realizzazione Muro MU51-52 e valutazione dei parametri di pericolosità sismica -

01. INSERIRE INDIRIZZO:

Unnamed Road, 94011 Agira EN, Italia CERCA



LATITUDINE: LONGITUDINE:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,157 g
F_o	2,527
T_c^*	0,537 s

- Localizzazione area oggetto della realizzazione Muro MU57 e valutazione dei parametri di pericolosità sismica -

Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 00 00 004	A	15 di 163

01. INSERIRE INDIRIZZO:

Unnamed Road, 94011 Agrigò, Italia

CERCA



LATITUDINE:

37.57194

LONGITUDINE:

14.62669

Parametri indipendenti

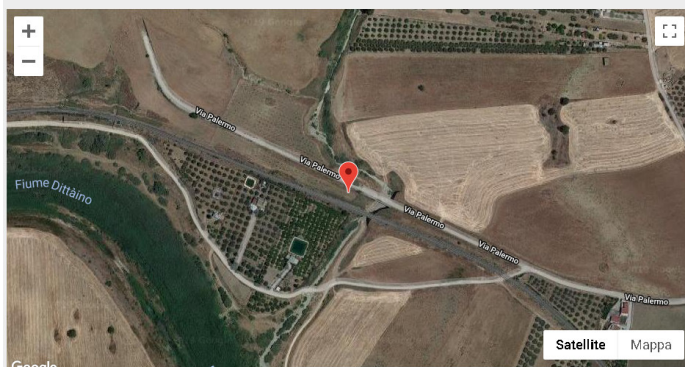
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,162 g
F_0	2,520
T_C^*	0,535 s

Localizzazione area oggetto della realizzazione Muro MU58 e valutazione dei parametri di pericolosità sismica -

01. INSERIRE INDIRIZZO:

Via Palermo, Provincia di Enna, Italia

CERCA



LATITUDINE:

37.56895

LONGITUDINE:

14.67236

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,170 g
F_0	2,506
T_C^*	0,530 s

Localizzazione area oggetto della realizzazione Muro MU60 e valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Come evidente da quanto sopra esposto, i parametri di pericolosità sismica nelle aree interessate dalla realizzazione dei muri che contemplano la soluzione costruttiva tipo E, sono caratterizzati da una scarsa variabilità; da punto di vista delle analisi, si è previsto di adottare i seguenti parametri di pericolosità sismica:


SISMA		
ag/g	Fo	Tc*
0,17	2,52	0,54

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende infine necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi.

In assenza di tali analisi, si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo e categorie topografiche di riferimento.

Nel caso in esame, la categoria di suolo di fondazione è stata definita sulla base della conoscenza di $V_{s,30}$, come previsto dalla normativa vigente, tenendo conto dei risultati delle indagini sismiche tipo MASW e Down-hole eseguite in prossimità dell'area oggetto degli interventi, nell'ambito delle diverse campagne di indagini eseguite nel periodo 2013-2018 a supporto della progettazione;

Dall'esito di tutte le indagini sismiche effettuate, come precedentemente esposte, è possibile dunque inquadrare, cautelativamente, ai fini delle analisi il sottosuolo come di **tipo E**.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A	FOGLIO 16 di 163

Ulteriore parametro utile alla definizione della risposta sismica locale, è come detto, la categoria topografica, da individuare nell'ambito della classificazione di cui alla Tab 3.2.V della normativa vigente di seguito riportata per completezza:

Tab. 3.2.V – 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 di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Per il caso in esame, si può ritenere di riferimento la Categoria **T1**.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

7 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E VERIFICA AI SENSI DEL D.M. 14-01-2008

Nel presente paragrafo sono riportate alcune indicazioni salienti della Normativa riguardanti criteri generali di progettazione e verifica delle opere strutturali e geotecniche, oltre a specifiche da adottare per il caso dei Muri di Sostegno.

7.1 Metodo agli Stati Limite ed Approcci di Progetto

Il progetto di opere strutturali e geotecniche va effettuato, come prescritto dal DM 14/01/08, con i criteri del metodo **semiprobabilistico agli stati limite** basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

La normativa distingue inoltre tra *Stati Limite Ultimi* e *Stati Limite di Esercizio*.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite ultimi** di resistenza è stata effettuata con il “metodo dei coefficienti parziali” di sicurezza espresso dalla equazione formale: $R_d \geq E_d$. Dove:

R_d è la resistenza di progetto

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni,

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{oppure} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

Il coefficiente γ_R opera direttamente sulla resistenza del sistema.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e $\gamma_{Fj} = \gamma_{Ej}$, associati rispettivamente al materiale *i*-esimo e all'azione *j*-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e all'affidabilità del modello di calcolo.

In accordo a quanto stabilito al §2.6.1 del DM 14.01.08, la verifica della condizione $R_d \geq E_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo Approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto, convenzionalmente indicate come di seguito:

A1+M1+R1

A2+M2+R2

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) le verifiche si eseguono con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

Gli stati limite di verifica si distinguono in genere in:

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

EQU perdita di equilibrio della struttura fuori terra, considerata come corpo rigido.

STR raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali.

GEO raggiungimento della resistenza del terreno interagente con la struttura con sviluppo di meccanismi di collasso dell'insieme terreno-struttura;

UPL perdita di equilibrio della struttura o del terreno, dovuta alla spinta dell'acqua (sollevamento per galleggiamento).

HYD erosione e sifonamento del terreno dovuta ai gradienti idraulici.

I coefficienti parziali da applicare alle azioni sono quelli definiti alla Tab 2.6.I del DM 14.01.08 di seguito riportata per chiarezza espositiva:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLLI

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1 ;

γ_{G2} coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2 ;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili Q.


Nel caso in cui l'azione sia costituita dalla spinta del terreno, per la scelta dei coefficienti parziali di sicurezza valgono le indicazioni riportate nel Capitolo 6.

I valori dei coefficienti parziali da applicare ai materiali e/o alle caratteristiche dei terreni (M) sono definiti nelle specifiche sezioni della norma, ed in particolare al Cap. 4 per ciò che concerne i coefficienti parziali da applicare ai materiali strutturali, mentre al Cap.6 sono indicati quelli da applicare alle caratteristiche meccaniche dei terreni.

I coefficienti parziali da applicare alle resistenze (R) sono infine unitari sulle capacità resistenti degli elementi strutturali, mentre assumono in genere valore diverso da 1 per ciò che concerne verifiche che attengono il controllo di meccanismi di stabilità locale o globale; i valori da adottare per ciascun meccanismo di verifica, sono definiti nelle specifiche sezioni di normativa dedicate al calcolo delle diverse opere geotecniche.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli **stati limite di esercizio** viene effettuata invece controllando gli aspetti di funzionalità e lo stato tensionale e/o deformativo delle opere, con riferimento ad una combinazione di verifica caratterizzata da coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali tutti unitari.

Al § 2.5.3 del DM 14.01.08, sono infine definiti i criteri con cui le diverse azioni presenti vanno combinate per ciascuno stato limite di verifica previsto dalla Normativa.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

Nell'ambito della progettazione geotecnica, la normativa definisce inoltre nella Tab 6.2.II, i valori dei coefficienti parziali M1/M2 da applicare ai parametri caratteristici dei terreni nell'ambito delle diverse combinazioni contemplate dai due approcci di progetto come già illustrati al paragrafo precedente:

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)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tali valori agiscono sulle proprietà dei terreni, condizionando sia le azioni (spinte ed incrementi di spinta), sia le resistenze nei riguardi delle verifiche di stabilità dell'insieme opere-terreno con esse interagenti da effettuare caso per caso in funzione del tipo di opera. (Paratie, Muri, Pali di Fondazione ecc.)

Inoltre, ribadisce i valori dei coefficienti da applicare alle azioni nella Tab 6.2.II di seguito riportata:

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.

7.2 Criteri di Analisi e Verifica di Muri di Sostegno

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite, accertando che la condizione $R_d \geq E_d$ come già descritta al paragrafo 7.1 sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

- SLU di tipo geotecnica (GEO)
 - scorrimento sul piano di posa;
 - collasso per carico limite del complesso fondazione-terreno;
 - ribaltamento;
 - stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo la Combinazione 2 (**A2+M2+R2**) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I del DM 14.01.08; in aggiunta a quanto già mostrato in precedenza nel documento, si riporta anche la Tab 6.8.I appena menzionata:

Tab. 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

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate secondo l'Approccio 2, con la combinazione (**A1+M1+R3**), tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I (di seguito riportata).

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

Nella verifica a ribaltamento, i coefficienti R3 della Tab. 6.5.I, si applicano agli effetti delle azioni stabilizzanti.

Come già specificato al paragrafo precedente, trattandosi nel caso specifico di opere soggette ad azioni da traffico ferroviario, in luogo dei coefficienti generici di cui alle Tab 6.2.I, si è fatto riferimento a quelli di cui alle Tab. 5.II.V e 5.II.VII del già citato DM.

Le spinte devono tenere conto del sovraccarico e dell'inclinazione del piano campagna, dell'inclinazione del paramento rispetto alla verticale, delle pressioni interstiziali e degli effetti della filtrazione nel terreno; nel calcolo della spinta si può tenere conto dell'attrito che si sviluppa fra parete e terreno

Ai fini della verifica alla traslazione sul piano di posa di muri di sostegno con fondazioni superficiali, non si deve in generale considerare il contributo della resistenza passiva del terreno antistante il muro, salvo casi particolari in cui, in relazione a caratteristiche meccaniche dei terreni ed alle modalità costruttive, è possibile portare in conto un'aliquota di tale resistenza, nella misura massima del 50% del valore teorico.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

7.3 Verifiche di Stabilità Globale

Il DM 14.01.08 affronta il tema della Stabilità Globale distinguendo tra il caso dei Pendii Naturali (§ 6.3) e quello delle opere in terra in Materiali sciolti e Fronti di scavo (§ 6.8) fornendo prescrizioni differenti circa i criteri di verifica da adottare nei due casi.

Trattandosi nel caso in esame di valutare la Stabilità Globale di Opere a sostegno di scavi, si ricade nel caso dei “Fronti di Scavo e rilevati”.

Il punto 6.8 del DM 14.01.08 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.

In aggiunta a quanto già riportato nei precedenti paragrafi, si riporta di seguito la Tab. 6.8.I, in cui è definito il valore del coefficiente parziale “R2” da applicare al valore della resistenza caratteristica calcolata per la generica superficie di potenziale scivolamento analizzata:

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

7.4 Prescrizioni generali per le verifiche in fase sismica

La Verifica di Stabilità Globale del complesso opera-terreno in condizioni sismiche, va effettuata tenendo conto delle prescrizioni del § 7.11.4 tenendo conto dei coefficienti parziali di cui al § 7.11.1.

8 ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI

Nel presente paragrafo si descrivono i criteri di valutazione delle azioni sollecitanti le opere di sostegno e relative combinazioni di calcolo adottate.

8.1 Pesì Propri e Carichi permanenti

I pesi propri relativi alla struttura ed al terreno eventualmente gravante sulla fondazione nonché della piattaforma ferroviaria, sono valutati tenendo conto dei pesi dell'unità di volume specifici γ come di seguito definiti:

Calcestruzzo strutturale costituente il muro : $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$

Rilevato ferroviario : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$

Terreno in sito: come da caratterizzazione geotecnica di cui al precedente § 5

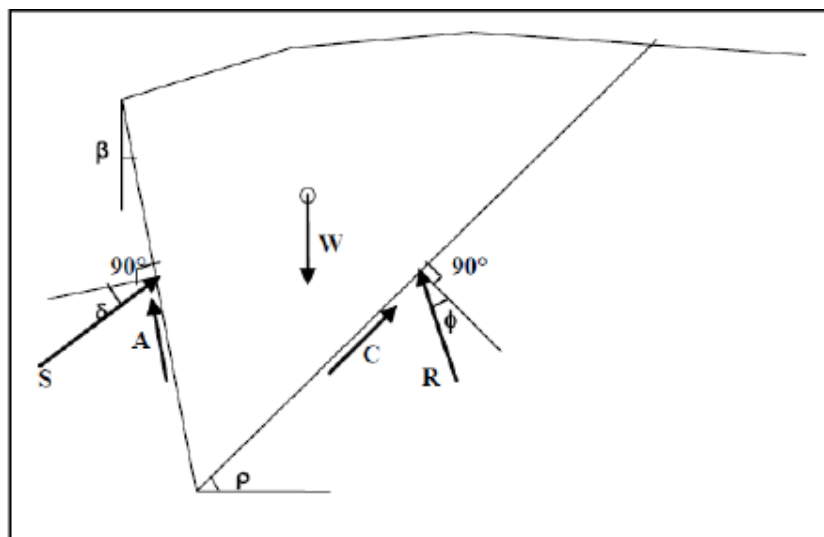
Ballast/armamento ferroviario: $\gamma = 08 \text{ KN/m}^3$,

da applicare su uno spessore di almeno 0.8m al di sotto della quota di PF, su tutta l'impronta del ballast.


8.2 Spinte del terreno in fase statica

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

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea. I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio del terreno tenendo conto anche dell'eventuale presenza della falda (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.

Il metodo, per come è stato descritto, non permette di ricavare il diagramma delle pressioni agente sulla parete (e quindi le sollecitazioni lungo la parete) e inoltre risulta di difficile determinazione il punto di applicazione della spinta.

Nell'ambito dello specifico Software utilizzato, di cui al § 12 sono riportati gli estremi, il procedimento è stato implementato suddividendo l'altezza della parete in tanti tratti di ampiezza dz , al fine di ricavare l'andamento delle pressioni lungo l'altezza del muro; in corrispondenza di ogni ordinata z_i si trova il cuneo di rottura e la spinta S_i ottenendo la distribuzione della spinta $S(z)$ lungo l'altezza della parete.

Nota la distribuzione delle spinte lungo l'altezza della parete, la pressione ad una generica profondità z , rispetto alla sommità della parete, è espressa da:


$$\sigma(z) = \frac{dS}{dz}$$

Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta. Inoltre dal diagramma delle pressioni è facile ricavare l'andamento delle sollecitazioni lungo la parete, con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni.

Per l'attrito paramento – terreno si utilizza il valore $\delta = 0.6 \varphi'$ mentre per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno, in funzione dell'angolo d'attrito del terreno, si sono assunti i seguenti valori:

- per $\varphi < 30^\circ$ $\delta = \text{tg } \varphi'$;
- per $\varphi > 35^\circ$ $\delta = 0.85 \text{ tg } \varphi'$;
- per $30^\circ \leq \varphi \leq 35^\circ$ δ si ricava per interpolazione lineare

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

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

8.3 Coefficienti sismici

Il § 7.11.6.2.1 del DM 14.01.08, precisa che l'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche, può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici o i metodi degli spostamenti. Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico. Nelle verifiche, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

con:

g : è l'accelerazione di gravità;

$a_{\max} = S_s S_T a_g$ è l'accelerazione massima attesa sul suolo di riferimento, mentre a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido. S_s e S_T coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica, come già definiti nell'ambito del precedente paragrafo 5.2

β_m : coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, che assume i valori specificati di seguito:

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

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

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

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.


8.4 Spinte del terreno in Fase sismica

In condizioni sismiche si adotta la formulazione di Culmann come già illustrata al precedente § 8.2, inserendo nell'equazione risolutiva anche la forza di inerzia del cuneo di spinta.

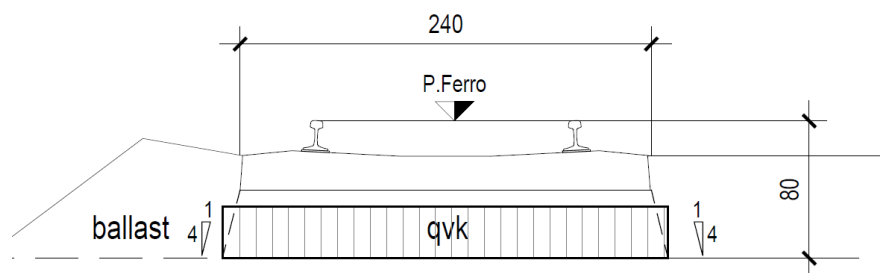
8.5 Carichi Accidentali

Le opere di sostegno oggetto di dimensionamento, sia nel caso di muri di sostegno che di sottoscarpa, sono soggette, con effetti più o meno gravosi a seconda della distanza del binario dall'opera, alle azioni accidentali da traffico ferroviario.

I carichi variabili associati al passaggio dei convogli, vengono schematizzati, ai fini del calcolo, con dei carichi uniformi q_{vk} applicati a -0.80m da PF, su una larghezza complessiva pari alla dimensione della traversina,

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

incrementata dell'estensione delle fasce di diffusione dei carichi all'interno del ballast sino alla quota considerata, secondo quanto indicato nella figura seguente:



I criteri di diffusione dei carichi all'interno del ballast tengono conto in particolare di quanto specificato al § 2.5.1.4.1.4 del manuale di progettazione.

Per la determinazione dell'entità dei carichi da considerare, si è inoltre fatto riferimento a quanto specificato al § 3.5.2.3.4 del manuale di progettazione, dove viene precisato che, per le opere in terra e le opere di sostegno sarà da utilizzarsi il treno di carico SW2, cui corrisponde un carico a metro lineare di binario pari a 150 KN/m.

Si riporta dunque nel seguito la determinazione del valore del carico q_{vk} per il caso specifico:

Ricoprimento tot.(m)	0,80	-	(da piano ferro a intradosso ballast)
Dimensione traversina (m) =	2,40	-	
PF-intrad traversina.(m)	0,40	-	(da base traversina a intradosso ballast)
Ballast(m)	0,40	(4/1)	(vert./orizz)

Impronta trasv sovraccarico a intradosso ballast :

Ds (m) = 2,60

TRENO SW/2 - Sovraccarico equivalente


Q_{vk} = 150,0 KN/m

Sovraccarico equivalente ad intradosso ballast

q_{vk} = 57,7 KN/m² entità del carico
 L_{qvk} = 2,60 m fascia di applicazione carico ad intradosso ballast

Tenendo conto infine dei criteri generali relativi al “numero di treni contemporanei” treni definiti al § 2.5.1.8.2.2 del manuale di progettazione, che prevede per linee a doppio binario entrambi i binari carichi, nonché del tipo di treno da considerare per il caso delle opere di sostegno, come già innanzi specificato, si è considerato di applicare il sovraccarico equivalente da treno SW/2 in corrispondenza di entrambi i binari.

8.6 Combinazioni di Carico

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A	FOGLIO 26 di 163

Sulla base della definizione dei carichi di cui sopra, in accordo a quanto prescritto dal DM 14/01/2008, sono state individuate le combinazioni di carico per le verifiche di stati limite ultimi e di esercizio in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

- combinazione fondamentale (SLU)
- combinazione di esercizio (SLE)
- combinazione sismica (SLV): il coefficiente di combinazione per il carico variabile Q_1 è pari a 0

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:

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

Per un riepilogo delle Combinazioni di Calcolo considerate nelle analisi si rimanda ai tabulati di calcolo in allegato.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

9 CRITERI GENERALI DI VERIFICA DELLE OPERE

Nel seguente paragrafo si riporta una descrizione riguardante procedure e criteri di calcolo adottati per l'effettuazione di tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente, come già descritte al precedente paragrafo.

9.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono quelle che coinvolgono la resistenza del terreno nell'ambito di quelle prescritte dalla normativa e come già illustrate al § 7.1.

9.1.1 Verifica allo scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro, sia minore di tutte le forze resistenti lungo la stessa direzione.

La verifica a scorrimento risulta in particolare soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento (F_r) fattorizzata secondo un opportuno coefficiente parziale γ_r stabilito dalla normativa e la risultante delle forze mobilitanti (F_s) risulti non inferiore all'unità:

$$(F_r / \gamma_r) / F_s \geq 1$$

ovvero che il rapporto F_r/F_s risulti non inferiore di γ_r , fissato dalla normativa pari ad 1,1.

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

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione.

Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagenti, la forza resistente può esprimersi come

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

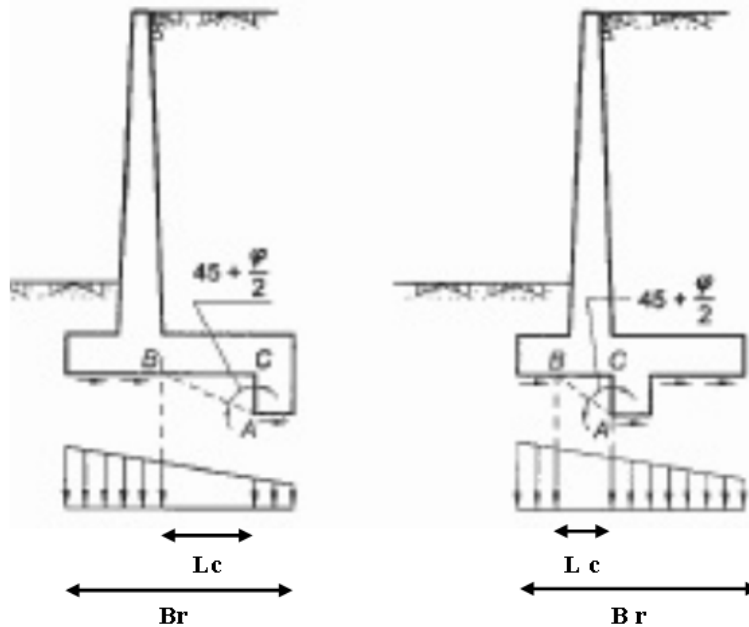
In casi particolari specificati dalla normativa, come già descritto al precedente § 7.1, è possibile eventualmente tener conto della resistenza passiva S_p del terreno a valle del muro.

Come già ampiamente illustrato al precedente § 0, la valutazione delle azioni resistenti e di quelle mobilitanti, dovrà tener conto dei coefficienti A ed M fissati dalla normativa per la combinazioni di verifica specifica.

Nel caso di fondazione con dente, è possibile in linea generale tener conto della resistenza passiva sviluppatasi lungo il cuneo passante per lo spigolo inferiore del dente, secondo quanto riportato negli schemi delle figure seguenti:

Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 00 00 004	A	28 di 163



Il procedimento utilizzato dal Software fa riferimento in particolare alla teoria di Lancellotta-Calavera, per i cui dettagli si rimanda alla letteratura tecnica; nella fattispecie, la procedura di calcolo implementata, prevede la definizione dello schema geometrico del cono di rottura, attraverso un procedimento iterativo volto a determinare il coefficiente di sicurezza a scorrimento minimo.

In dipendenza della geometria della fondazione e del dente, dei parametri geotecnici del terreno e del carico risultante in fondazione, tale cono può avere forma triangolare o trapezoidale.

Detta pertanto N la componente normale del carico agente sul piano di posa della fondazione, Q l'aliquota di carico gravante sul cono passivo, S_p la resistenza passiva, L_c l'ampiezza del cono e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_r la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:


$$Fr = (N - Q) \cdot \operatorname{tg}(\delta_f) + S_p + c_a \cdot L_r$$

con $L_r = B_r - L_c$

Per quanto riguarda l'attrito fondazione muro – terreno considerato ai fini delle verifiche di scorrimento sul piano di posa della fondazione, si è assunto quanto segue:

- per $\phi < 30^\circ$ $\mu = \operatorname{tg} \phi'$;
- per $\phi > 35^\circ$ $\mu = 0.85 \operatorname{tg} \phi'$;
- per $30^\circ \leq \phi \leq 35^\circ$ μ si ricava per interpolazione lineare

Infine l'adesione c_a terra-opera è stata assunta pari al valore di coesione del terreno di fondazione.

	NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA PROGETTO DEFINITIVO OPERE DI SOSTEGNO					
	Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 78 CL	DOCUMENTO MU 00 00 004	REV. A

9.1.2 Verifica a carico limite

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
- K_p Coefficiente di spinta passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$
- B Larghezza della fondazione
- L Lunghezza della fondazione
- D Profondità del piano di posa della fondazione
- 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:

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

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

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

Opere di sostegno: Relazione di calcolo Muri Tipo E

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 78 CL	MU 00 00 004	A	30 di 163

Fattori di forma

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

Fattori di profondità

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

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

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 $A_f = B' \times L'$ (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 η l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ($\eta=0$ per fondazione orizzontale).

I fattori di inclinazione del carico si esprimono come:

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

Fattori di inclinazione del terreno

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