

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA**

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

OPERE CIVILI

OPERE DI SOSTEGNO E DI IMBOCCO DAL KM 0+000 AL KM 8+920

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 29 CL TR0705 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	R. Michelangeli	Dicembre 2019	M. Arcangeli	Dicembre 2019	F. Sparacino	Dicembre 2019	F. Arduini Dicembre 2019
								ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Ufficio-Esilio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 18990/14

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3	MATERIALI.....	6
3.1	CALCESTRUZZO PALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO SOLETTE E CORDOLO	8
3.2	ACCIAIO B450C	9
3.3	VERIFICA S.L.E.	9
3.3.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	9
3.3.2	<i>Stato limite di fessurazione</i>	10
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO	11
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO	11
4.1	TERRENO DI FONDAZIONE	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA.....	13
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	13
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA	13
6	CRITERI DI PROGETTO	16
6.1	PROGRAMMI PER L'ANALISI AUTOMATICA	16
6.2	MODELLI DI CALCOLO	16
6.1	GALLERIA.....	16
7	ANALISI DEI CARICHI.....	20

7.1	PESO PROPRIO	20
7.2	SPINTA STATICA DELLE TERRE.....	20
7.3	SPINTA STATICA DELL'ACQUA.....	22
7.4	SPINTA DA SOVRACCARICO ACCIDENTALE	22
7.5	SOVRASPINTA SISMICA DEL TERRENO.....	22
7.6	FORZE D'INERZIA PER SISMA ORIZZONTALE	23
7.7	SOVRASPINTA DELL'ACQUA	23
7.8	COMBINAZIONI DI CARICO	23
8	RISULTATI.....	26
8.1	PARETI	26
8.1	VERIFICHE STRUTTURALI RIVESTIMENTO	32

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo lungo la direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo del nuovo collegamento Palermo-Catania.

Le Analisi e Verifiche nel seguito esposte fanno in particolare riferimento alla trincea in ingresso della Galleria artificiale, tra le pk 2+147 e 2+322.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 14 gennaio 2008.

La trincea in esame è costituita da due tratti realizzati con pali Φ 1500 laterali in c.a. di 30m posti ad interasse di 1,6 m e pali Φ 1200 laterali in c.a. di 25m posti ad interasse di 1,3 m . La modalità esecutiva prevede, uno scavo intermedio con inserimento di puntone provvisorio a sostegno delle paratie, e successivamente di uno scavo fino alla profondità di imposta del solettone di fondo scavo. Infine si procede con i lavori di sistemazione del terreno e la realizzazione delle fodere di rivestimento interne ai pali.

Nella presente relazione si effettueranno le verifiche relative alla sezione di trincea con pali Φ 1500. Quanto di seguito descritto ha validità anche per la trincea in uscita TR08.

Per le verifiche della sezione da Φ 1200 si farà riferimento alla relazione della trincea in uscita TR08.

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	5 di 32

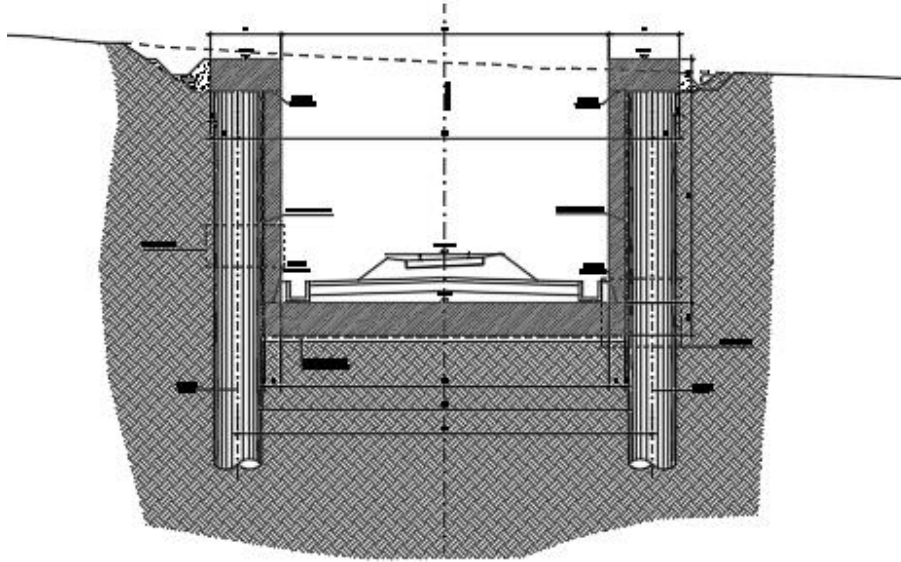


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera TR07

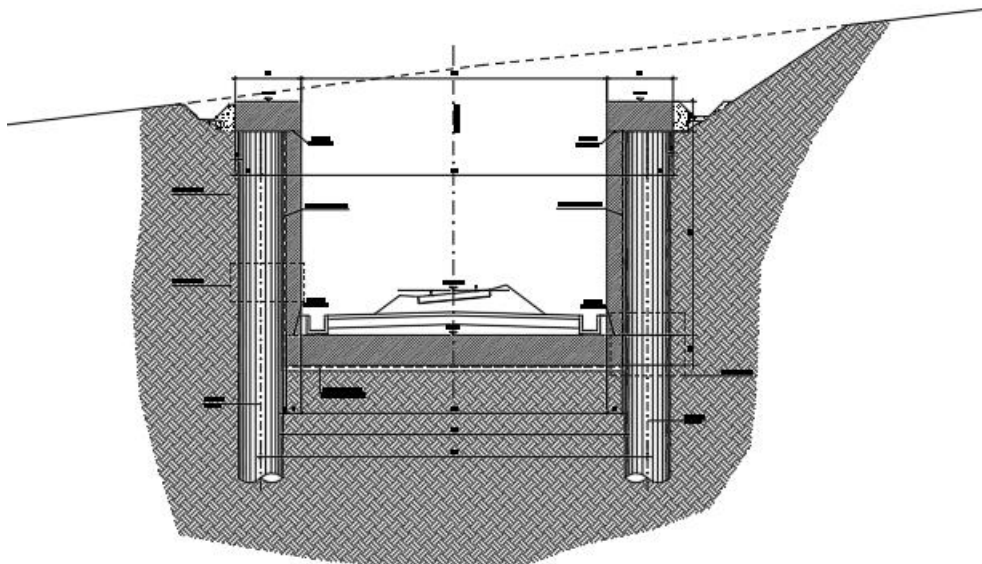


Fig. 2 – Sezione trasversale dell'opera TR08

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 14/01/2008;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 02/02/2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –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;

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	7 di 32

Relazione di calcolo

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo pali

Valore caratteristico della resistenza a compressione cubica a 28 gg:

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

Valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica a 28 gg:

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

Resistenza a compressione cilindrica media:

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

Resistenza a trazione assiale:

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

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

Resistenza a trazione per flessione:

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

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

Coefficiente parziale per le verifiche agli SLU:

$$\gamma_c = 1.5$$

Per situazioni di carico eccezionali, tale valore va considerato pari ad 1.0

Resistenza di calcolo a compressione allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione diretta allo SLU:

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

Resistenza di calcolo a trazione per flessione SLU:

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

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

Modulo di elasticità normale :

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

Modulo di elasticità tangenziale:

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

Modulo di Poisson:

$$\nu = 0.2$$

□

Coefficiente di dilatazione lineare

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

Tensione di aderenza di calcolo acciaio-calcestruzzo

$$\eta = 1.00$$

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

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

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

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	8 di 32

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

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

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

Copriferro 60mm

3.1 Calcestruzzo solette e cordolo

Classe di resistenza: Elevazione

C30/37

Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	37	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	30.71	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	38.71	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.94	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.53	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33019	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.06	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.82	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	17.4	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.37	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	30.7	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.06	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	18.43	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13.82	N/mm^2

Classe di esposizione: XC3

Copriferro: 40mm

3.2 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$;

Tensione di progetto: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$

in cui $\gamma_m = 1.15$ $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$;

Modulo Elastico $E_s = 210'000 \text{ MPa}$.

3.3 Verifica S.L.E.

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

3.3.1 Stato limite di limitazione delle tensioni

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

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

3.3.2 Stato limite di fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

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

Risultando:

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

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

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

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare.

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

Si rimanda alla relazione geotecnica per la trattazione completa dei parametri geotecnici.

4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$\varphi' = 35^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c' = 0 \text{ kPa}$	coesione drenata

4.1 Terreno di fondazione

Per il terreno esistente sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

Da 0 a -14.5 formazione BA

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 24^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 70 \div 120 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$E_o = 75 \div 250 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$E'_{op} = E_o/5 = 22 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico operativo per analisi opere di sostegno e fondazioni dirette

oltre 14.5 formazione Terravecchia:

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 5 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\varphi' = 28^\circ \text{ } z < 30 \text{ m}$	angolo di resistenza al taglio
$\varphi' = 30^\circ \text{ } z > 30 \text{ m}$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 220 \text{ kPa } z < 30 \text{ m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$c_u = 300 \text{ kPa } z > 30 \text{ m}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	12 di 32

$E_0 = 400 \text{ MPa}$ $z < 30 \text{ m}$

modulo di deformazione elastico iniziale

$E_0 = 600 \text{ MPa}$ $z > 30 \text{ m}$

modulo di deformazione elastico iniziale

$E' = E_0/5 \text{ MPa}$

modulo di deformazione elastico operativo per calcolo cedimenti fondazione e

opere di sostegno

$E' = 80 \text{ MPa}$ sino a 30.0m

$E' = 120 \text{ MPa}$ oltre i 30.0m

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

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

5.1 Vita nominale e classe d'uso

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

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

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

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

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

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

5.2 Parametri di pericolosità sismica

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

- Categoria sottosuolo **C**

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

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate
 LONGITUDINE: 14.51949
 LATITUDINE: 37.54259

Ricerca per comune
 REGIONE: Sicilia
 PROVINCIA: Catania
 COMUNE: Randazzo

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni:
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Controllo sul reticolo:
 Sito esterno al reticolo
 Interpolazione su 3 nodi
 Interpolazione corretta

Interpolazione:
 media ponderata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, a "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N : 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE:

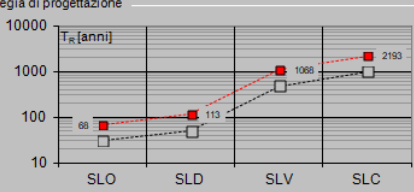
SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113

Stati limite ultimi - SLU:

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

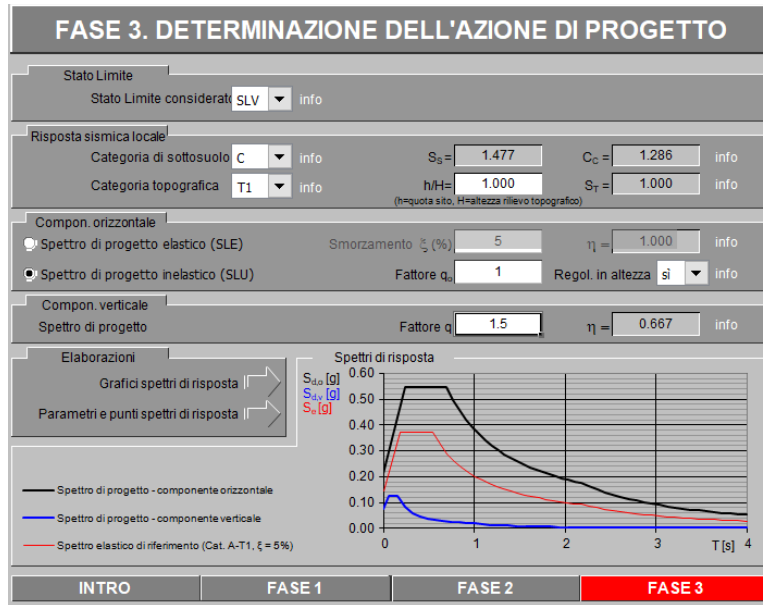
Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO
 ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie
 - - - ■ - - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3



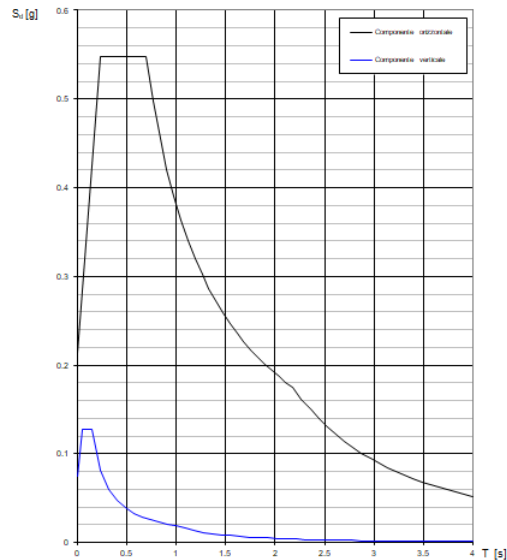
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.145 g
F_n	2.564
T_c^*	0.541 s
S_S	1.477
C_C	1.286
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.477
η	1.000
T_B	0.232 s
T_C	0.696 s
T_D	2.179 s



6 CRITERI DI PROGETTO

6.1 Programmi per l'analisi automatica

Lo stato tenso-deformativo della paratia è stato investigato mediante il software di calcolo *PARATIEPLUS*.

6.2 Modelli di calcolo

Lo stato tenso-deformativo dei pali è stato investigato mediante il software di calcolo *PARATIE PLUS*, programma non lineare agli elementi finiti per l'analisi di strutture di sostegno flessibili.

Si è considerato un comportamento piano nelle deformazioni, analizzando una striscia di parete di larghezza unitaria. La realizzazione dello scavo sostenuto da paratie è seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi statica incrementale: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una quota di scavo, da un insieme di puntone e tiranti applicati e da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

6.1 Galleria

La trincea è costituita da due paratie di pali $L=30\text{m}$ $D1500$ ad interesse 1.6m . Il solettone di base di spessore 1.0m , viene svincolato a Taglio e Momento. Si incrementa l'altezza di scavo del 10% secondo quanto riportato al cap.6.5.2.2 delle NTC($7.8\text{m} \cdot 1.1 = 8.6\text{m}$). La sezione calcolata presenta la scarpata di altezza maggiore.

Nella modellazione è implementata la seguente successione di step:

Step 0. Inizializzazione geostatica.

Step 1. Sistemazione terreno.

Step 2. Esecuzione pali $\varphi=1500\text{ mm}$.

Step 3. Scavo intermedio.

Step 4. Inserimento puntone provvisorio.

Step 5. Esecuzione scavo fino ad intradosso solettone di base.

Step 6. Realizzazione solettone di base e pareti di rivestimento.

Step 7. Sistemazione finale, con rimozione del puntone provvisorio.

Step 8. Attivazione sisma ($k_h=0.214$; $k_v=0.107$).

L'azione sismica viene valutata secondo:

7.11.6.3.1 Metodi pseudostatici

Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è definita mediante un'accelerazione equivalente costante nello spazio e nel tempo.

Le componenti orizzontale e verticale a_h e a_v dell'accelerazione equivalente devono essere ricavate in funzione delle proprietà del moto sismico atteso nel volume di terreno significativo per l'opera e della capacità dell'opera di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza.

In mancanza di studi specifici, a_h può essere legata all'accelerazione di picco a_{max} attesa nel volume di terreno significativo per l'opera mediante la relazione:

$$a_h = k_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max} \quad (7.11.9)$$

dove g è l'accelerazione di gravità, k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale, $\alpha \leq 1$ è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e $\beta \leq 1$ è un coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Per le paratie si può porre $a_v = 0$.

In favore di sicurezza si adotta $\beta = 1$ ($U_s=0$)

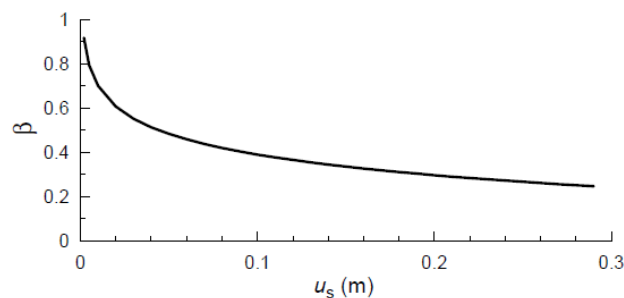


Figura 7.11.3 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di spostamento β .

Il fattore α per suolo tipo C e 30m di lunghezza paratia risulta pari ad 0.52:

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	18 di 32

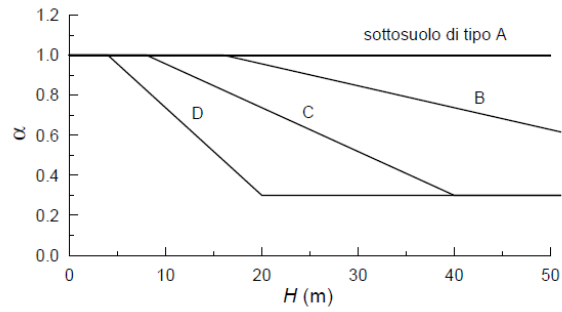
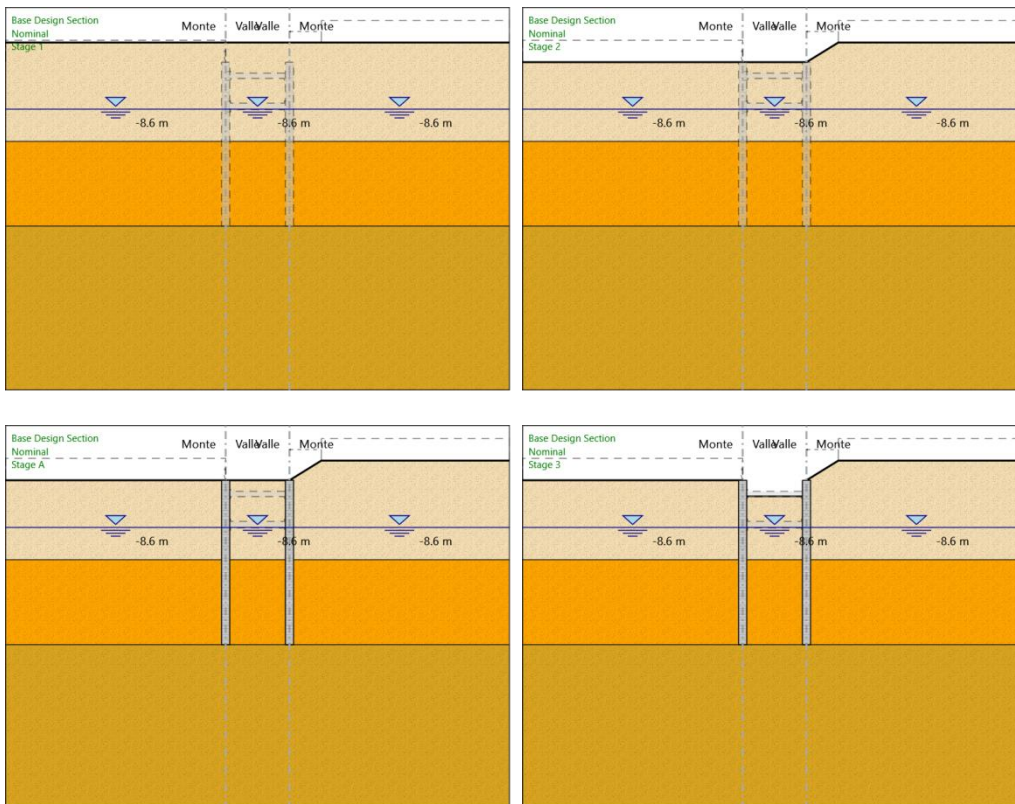


Figura 7.11.2 – Diagramma per la valutazione del coefficiente di deformabilità α

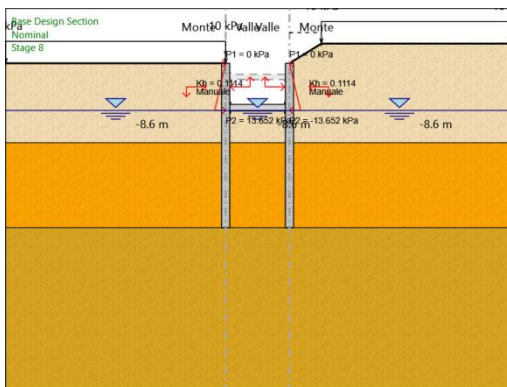
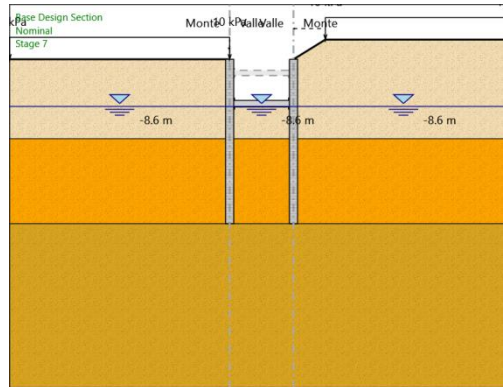
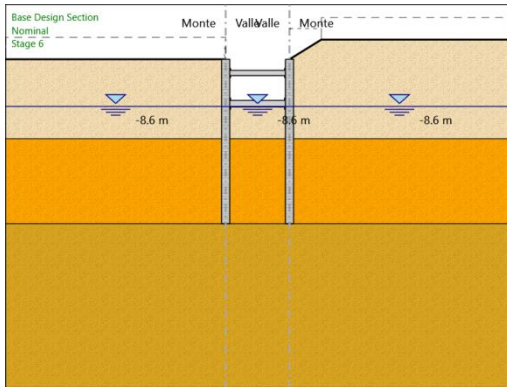
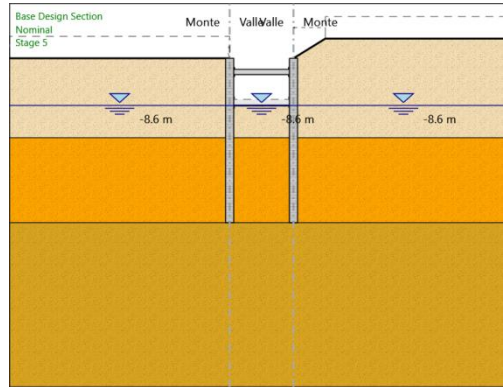
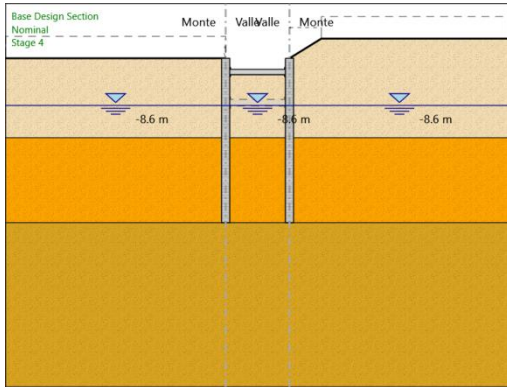
Di seguito si riportano le immagini relative alle fasi di calcolo:



TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	19 di 32



7 ANALISI DEI CARICHI

7.1 Peso Proprio

Il peso proprio della struttura è calcolato in base alla geometria degli elementi strutturali e al peso specifico assunto per i materiali:

$$\gamma_{cls}=25.0 \quad \text{kN/m}^3$$

7.2 Spinta statica delle terre

Nel modello di calcolo impiegato dal software di calcolo PARATIE, la spinta del terreno viene determinata investigando l'interazione statica tra terreno e la struttura deformabile a partire da uno stato di spinta a riposo del terreno sulla paratia.

I parametri che identificano il tipo di legge costitutiva possono essere distinti in due sottoclassi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p .

Il coefficiente di spinta a riposo fornisce lo stato tensionale presente in sito prima delle operazioni di scavo. Esso lega la tensione orizzontale efficace σ'_h a quella verticale σ'_v attraverso la relazione:

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

K_0 dipende dalla resistenza del terreno, attraverso il suo angolo di attrito efficace ϕ' e dalla sua storia geologica. Si può assumere che:

$$K_0 = K_0^{NC} \cdot (\text{OCR})^m$$

dove

$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

è il coefficiente di spinta a riposo per un terreno normalconsolidato ($\text{OCR}=1$). OCR è il grado di sovraconsolidazione e m è un parametro empirico, di solito compreso tra 0.4 e 0.7.

I coefficienti di spinta attiva e passiva sono forniti dalla teoria di Rankine per una parete liscia dalle seguenti espressioni:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi'/2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$$

Per tener conto dell'angolo di attrito δ tra paratia e terreno il software PARATIE impiega per K_a e K_p la formulazione rispettivamente di Coulomb e Lancellotta.

Formulazione di Coulomb per k_a

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi') \cdot \sin(\phi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)} \right]^2}$$

dove:

ϕ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale

Il valore limite della tensione orizzontale sarà pari a

$$\sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma'_h = K_p \cdot \sigma'_v + 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_p}$$

a seconda che il collasso avvenga in spinta attiva o passiva rispettivamente. c' è la coesione drenata del terreno.

Formulazione di Lancellotta per k_p

$$K_p = \left[\frac{\cos \delta}{1 - \sin \Phi'} (\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \Phi' - \sin^2 \delta}) \right] e^{2\theta \tan \Phi'}$$

dove:

$$2\theta = \sin^{-1}\left(\frac{\sin \delta}{\sin \Phi'}\right) + \delta$$

7.3 Spinta statica dell'acqua

La spinta dell'acqua è proporzionale alla profondità a partire dalla quota di falda. La falda è posta a quota +269 m s.l.m. Nel modello di calcolo verrà posta sotto il solettone inferiore, nell'ipotesi che la spinta sia assorbita dal rivestimento interno.

La falda viene poi utilizzata per la verifica del rivestimento.

7.4 Spinta da sovraccarico accidentale

Il sovraccarico accidentale di superficie è assunto pari a 10 kPa.

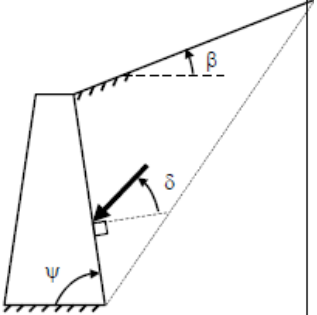
7.5 Sovrappinta sismica del terreno

Per la determinazione dell'incremento di spinta sismica si utilizza la seguente espressione (Mononobe-Okabe):

$$\beta \leq \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta)\text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta : K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

(12-14)



$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

dove γ è la media pesata del peso di volume del terreno da p.c. a fondo scavo e H è il dislivello tra la quota del piano campagna e la quota di fondo scavo.

Tale forza viene applicata ad 1/3 dell'altezza libera della paratia:

Includi Azione Sismica

1. Definizione accelerazione

Coefficiente accel. base a_g / g

Fattore importanza I

Coefficiente S_s

Coefficiente S_T

$a_{max} / g =$

2. Accelerazione di calcolo

Eurocodice

Calcolo coefficiente di risposta R

Input diretto

Da formule

U_s m T_c m/s

V_{max} m/s V_{max}/a_{max} >

R= >

NTC

$U_{s=}$ m

$\beta =$ >

$\alpha =$ >

$k_h = \alpha \beta a_{max}$

3. Definizione calcolo

Modalità spinta Paratia fuori terra
 Paratia intera

Comportamento idraulico Terreno pervio
 Terreno impervio

k_{vu} (% k_h)

k_{vd} (% k_h)

R_u

Includi inerzia paratia

4. Metodo di calcolo

Procedura Automatica (Paratie)

Pressione di Wood [0-1]

Valore Applicato


Manuale (Carichi Esterni)

Comportamento Paratia Flessibile (usa k_h)
 Rigido (usa a_{max})

Metodo Wood
 Mononobe-Okabe
 Semirigido

B= Correlazione $\alpha_1 - \alpha_2$

$\alpha_1 =$

$\alpha_2 =$ 

7.6 Forze d'inerzia per sisma orizzontale

L'azione inerziale è stata introdotta come accelerazione nella direzione del sisma di intensità pari:

$$F_h = W_i \times k_h$$

7.7 Sovrappinta dell'acqua

Poichè tutti i terreni hanno permeabilità inferiore a $5 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ non si è considerata la sovrappinta idrodinamica.

7.8 Combinazioni di carico

Per le paratie si devono considerare almeno i seguenti stati limite ultimi:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di tipo idraulico (UPL e HYD)
- collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera (atto di moto rigido);
- collasso per carico limite verticale;
- sfilamento di uno o più ancoraggi;
- instabilità del fondo scavo in terreni a grana fine in condizioni non drenate;

- instabilità del fondo scavo per sollevamento;
 - sifonamento del fondo scavo;
 - instabilità globale dell'insieme terreno-opera;
 - SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - raggiungimento della resistenza in uno o più puntoni o di sistemi di contrasto;
 - raggiungimento della resistenza strutturale della paratia,
- accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale dell'insieme terreno-opera deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II e 6.8.I.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate considerando le seguenti combinazioni di coefficienti:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R1)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I.

Fermo restando quanto specificato nel § 6.5.3.1.1 per il calcolo delle spinte, per valori dell'angolo d'attrito tra terreno e parete $\delta > \varphi'/2$ ai fini della valutazione della resistenza passiva è necessario tener conto della non planarità delle superfici di scorrimento.

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_G

Tabella 2– Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I NTC2008)

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_φ	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	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 3– Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab.6.2.II NTC2008)

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

Tabella 4: Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo (Tabella 6.8.I – NTC 2008)

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	26 di 32

8 RISULTATI

8.1 Pareti

Stratigrafia:

Tipo : HORIZONTAL

Quota : 4.5 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -14.5 m

OCR : 1

Tipo : HORIZONTAL

Quota : -30 m

OCR : 1

Strato di Terreno	Terreno	γ dry	γ sat	σ'	σ_{cv}	σ_p	c'	Su	Modulo Elastico	Eu	Evc	Eur	Ah	Av	exp Pa	Rur/Rvc	Rvc	Ku	Kvc	Kur
		kN/m ³	kN/m ³	°	°	°	kPa	kPa		kPa	kPa	kPa			kPa		kPa	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	ba	19	19	24			5		Constant		22000	66000								
2	TRVB2	19	19	28			5		Constant		80000	240000								
3	TRVB3	19	19	30			5		Constant		120000	360000								

Parete sx:

X : 0 m

Quota in alto : 0 m

Quota di fondo : -30 m

Muro di sinistra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 30 m

Materiale :

Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 40

Diametro : 0.026 m

Distanza dal bordo : 0.087 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2

Copertura : 0.06 m

Diametro : 0.014 m

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	27 di 32

Relazione di calcolo

Lunghezza : 30 m
Quota iniziale : 0 m
Passo : 0.15 m

Rinforzo longitudinale 2

Lunghezza : 30 m
Materiale :
Quota iniziale : 0 m
Barre 1

Numero di barre : 40
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.127 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.1 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 30 m
Quota iniziale : 0 m
Passo : 0.2 m

Sezione : paratia f1500

Area equivalente : 1.10446616727766 m
Inerzia equivalente : 0.1553 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Tangent
Spaziatura : 1.6 m
Diametro : 1.5 m
Efficacia : 1

Parete dx:

X : 11.6 m
Quota in alto : 0 m
Quota di fondo : -30 m
Muro di destra

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 30 m
Materiale :
Quota iniziale : 0 m
Barre 1

Numero di barre : 40
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.087 m

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	28 di 32

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.06 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 30 m
Quota iniziale : 0 m
Passo : 0.15 m

Rinforzo longitudinale 2

Lunghezza : 30 m
Materiale :
Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 40
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.127 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.1 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 30 m
Quota iniziale : 0 m
Passo : 0.2 m

Armatura Lunghezza segmenti : 1 m

Rinforzo longitudinale 1

Lunghezza : 30 m
Materiale :
Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 40
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.087 m

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.06 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 30 m
Quota iniziale : 0 m
Passo : 0.15 m

Rinforzo longitudinale 2

Lunghezza : 30 m
Materiale :
Quota iniziale : 0 m

Barre 1

Numero di barre : 40
Diametro : 0.026 m
Distanza dal bordo : 0.127 m

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	29 di 32

Relazione di calcolo

Staffe 1

Numero di staffe : 2
Copertura : 0.1 m
Diametro : 0.014 m
Lunghezza : 30 m
Quota iniziale : 0 m
Passo : 0.2 m

Sezione : paratia f1500

Area equivalente : 1.10446616727766 m
Inerzia equivalente : 0.1553 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Tangent
Spaziatura : 1.6 m
Diametro : 1.5 m
Efficacia : 1

Sezione : paratia f1500

Area equivalente : 1.10446616727766 m
Inerzia equivalente : 0.1553 m⁴/m
Materiale calcestruzzo : C25/30
Tipo sezione : Tangent
Spaziatura : 1.6 m
Diametro : 1.5 m
Efficacia : 1

Riepilogo per tutte le Design Assumption (DA) attive

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato SX) 0.65 D.A. SISMICA GEO (Stage 8)

Max. Rapporto Spinte (Efficace/Passiva) (Lato DX) 0.19 D.A. SISMICA GEO (Stage 8)

Risultati Elementi parete (Beam)

Max. momento (assoluto) [kNm/m] 2015.34 Z = -8.7 m D.A. SISMICA GEO (Stage 5)

Max. taglio [kN/m] 579.01 Z = -8.3 m D.A. SISMICA GEO (Stage 8)

Max. sfruttamento a flessione 0.382 Z = -8.7 m D.A. SISMICA GEO (Stage 5)

TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	30 di 32

Max. sfruttamento a taglio 0.64

Z = -8.3 m

D.A. SISMICA GEO (Stage 8)

Max. ampiezza fessure [mm] 0.184

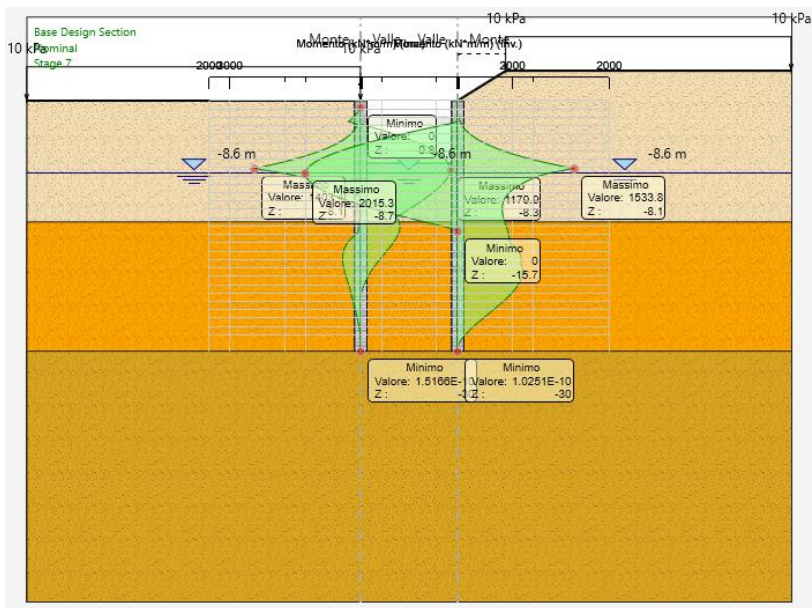
Z = -8.1 m

D.A. SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente) (Stage 6)

Incidenza Armature:

Pali: 240 kg/m³

Inviluppo Momento:

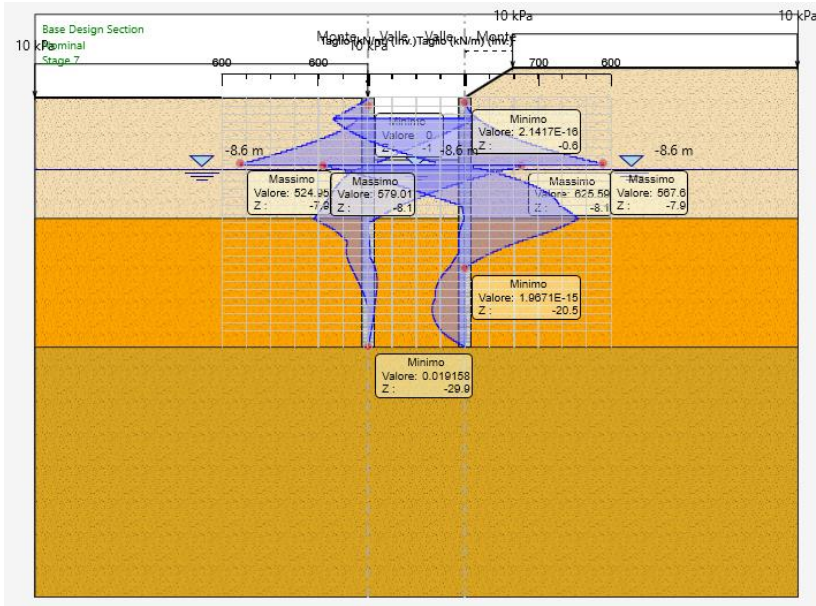


TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

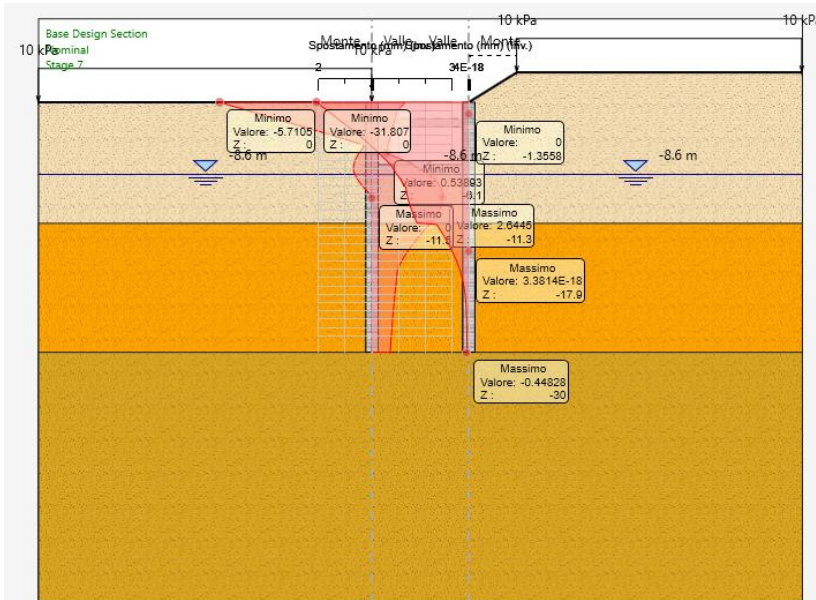
Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	31 di 32

Inviluppo Taglio:



Spostamento SLE.



TRINCEA TR07 – MURI DI IMBOCCO GA01

Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 29 CL	TR 07 05 001	A	32 di 32

Riepilogo Combinazioni di carico

Nome	Carichi Permanenti Sfavorevoli (F_dead_load_ unfavour)	Carichi Permanenti Favorevoli (F_dead_load_ _favour)	Carichi Variabili Sfavorevoli (F_live_load_ unfavour)	Carichi Variabili Favorevoli (F_live_load_ _favour)	Carico Sismico (F_seism _load)	Pressio ni Acqua Lato Monte (F_Wat erDR)	Pressio ni Acqua Valle (F_Wat erRes)	Carichi Permane nti Destabiliz zanti (F_UPL_G DStab)	Carichi Permane nti Stabilizz anti (F_UPL_ GStab)	Carichi Variabili Destabiliz zanti (F_UPL_Q DStab)	Carichi Permane nti Destabiliz zanti (F_HYD_G DStab)	Carichi Permane nti Stabilizza nti (F_HYD_ GStab)	Carichi Variabili Destabiliz zanti (F_HYD_Q DStab)
Simbolo	γ_G	γ_G	γ_Q	γ_Q	γ_{QE}	γ_G	γ_G	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}	γ_{Gdst}	γ_{Gstb}	γ_{Qdst}
Nominal	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SLE (Rara/Freque nte/Quasi Permanente)	1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1	1	1
A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1.3	1	1.5	1	0	1.3	1	1	1	1	1.3	0.9	1
A2+M2+R1	1	1	1.3	1	0	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1
SISMICA STR	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SISMICA GEO	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1.3	0.9	1

Nome	Parziale su tan(ϕ) (F_Fr)	Parziale su c' (F_eff_coh)	Parziale su Su (F_Su)	Parziale su qu (F_qu)	Parziale su peso specifico (F_gamma)
Simbolo	γ_ϕ	γ_c	γ_{cu}	γ_{qu}	γ_γ
Nominal	1	1	1	1	1
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1	1
A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1	1	1	1
A2+M2+R1	1.25	1.25	1.4	1	1
SISMICA STR	1	1	1	1	1
SISMICA GEO	1.25	1.25	1.4	1	1

Nome	Parziale resistenza terreno (es. Kp) (F_Soil_Res_walls)	Parziale resistenza Tiranti permanententi (F_Anch_P)	Parziale resistenza Tiranti temporanei (F_Anch_T)	Parziale elementi strutturali (F_wall)
Simbolo	γ_{Re}	γ_{ap}	γ_{at}	
Nominal	1	1	1	1
SLE (Rara/Frequente/Quasi Permanente)	1	1	1	1
A1+M1+R1 (R3 per tiranti)	1	1.2	1.1	1
A2+M2+R1	1	1.2	1.1	1
SISMICA STR	1	1.2	1.1	1
SISMICA GEO	1	1.2	1.1	1

8.1 Verifiche strutturali rivestimento

Per la verifica del rivestimento si rimanda alla relazione della galleria