



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA 12/09

CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENICO - NORD EUROPA ITINERARIO AGRIGENTO - CALTANISSETTA - A19

S.S. N° 640 "DI PORTO EMPEDOCLE"

AMMODERNAMENTO E ADEGUAMENTO ALLA CAT. B DEL D.M. 5.11.2001

Dal km 44+000 allo svincolo con l'A19

VARIANTE TECNICA N°4

ai sensi dell'art. 176, comma 5, secondo periodo lettera "a" e lettera "b", del D.Lgs. N. 163/2006 e Art. 11 del CSA-NG

CONTRAENTE GENERALE



DIRETTORE DEI LAVORI
Ing. CARLO DAMIANI

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

RELAZIONE DI CALCOLO MURO MU.03

Empedocle s.c.p.a.

Codice Unico Progetto (CUP) : F91B09000070001

6757-78

Codice Elaborato:

PA12_09 - V 0 0 0 G E 2 0 4 U P 0 5 6 C L 0 0 4 B

Scala:

F						
E						
D						
C						
B	Aprile 2021	AGGIORNAMENTO CARTIGLIO	G. QUARANTA	S. QUARANTA	A. ANTONELLI	A. FINAMORE
A	Dicembre 2018	EMISSIONE	G. QUARANTA	A. ANTONELLI	A. ANTONELLI	P. PAGLINI
REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	AUTORIZZATO

Il Progettista:



Il Consulente Progettista:



Il Geologo:



Il Coordinatore per la sicurezza:



Il Direttore dei Lavori:



Responsabile del procedimento: Ing. LUIGI MUPO

Sommario

1	GENERALITÀ	1
1.1	PREMESSA	1
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
4	STRATIGRAFIE TERRENI	6
5	VERIFICHE EFFETTUATE	9
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
6.1	DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI.....	10
6.2	CALCESTRUZZI	11
6.2.1	<i>Magrone di Fondazione</i>	12
6.2.2	<i>Strutture in elevazione e in fondazione</i>	12
6.3	ACCIAIO	13
6.3.1	<i>Acciaio d'armatura</i>	13
7	ANALISI DEI CARICHI	15
7.1	CARICO ACCIDENTALE (Q1)	15
7.1.1	<i>Muro H=1.50 ml</i>	16
8	COMBINAZIONI DI CARICO	17
9	PARAMETRI DI VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA	19
10	STRUMENTI DI CALCOLO	20
10.1	TIPO DI ANALISI SVOLTA.....	20
10.2	ORIGINE E CARATTERISTICHE DEI CODICI DI CALCOLO	20
10.2.1	<i>Affidabilità dei codici di calcolo</i>	20
10.2.2	<i>Modalità di presentazione dei risultati</i>	21
10.2.3	<i>Informazioni generali sull'elaborazione</i>	21
10.2.4	<i>Giudizio motivato di accettabilità dei risultati</i>	21
11	TABULATI DI CALCOLO	22
11.1	IMPOSTAZIONI E LE METODOLOGIE DI CALCOLO	22
11.2	VERIFICA MURO TIPO MU.03.....	32
12	VERIFICHE DI STABILITA'	39
12.1.1	<i>Premessa</i>	39
12.1.2	<i>Tabulati</i>	39

1 GENERALITÀ

1.1 Premessa

La presente relazione attiene al progetto esecutivo dei lavori degli interventi di riqualifica e di miglioramento della carreggiata stradale della Via Borremans (ex 122 bis) nel Comune di Caltanissetta.

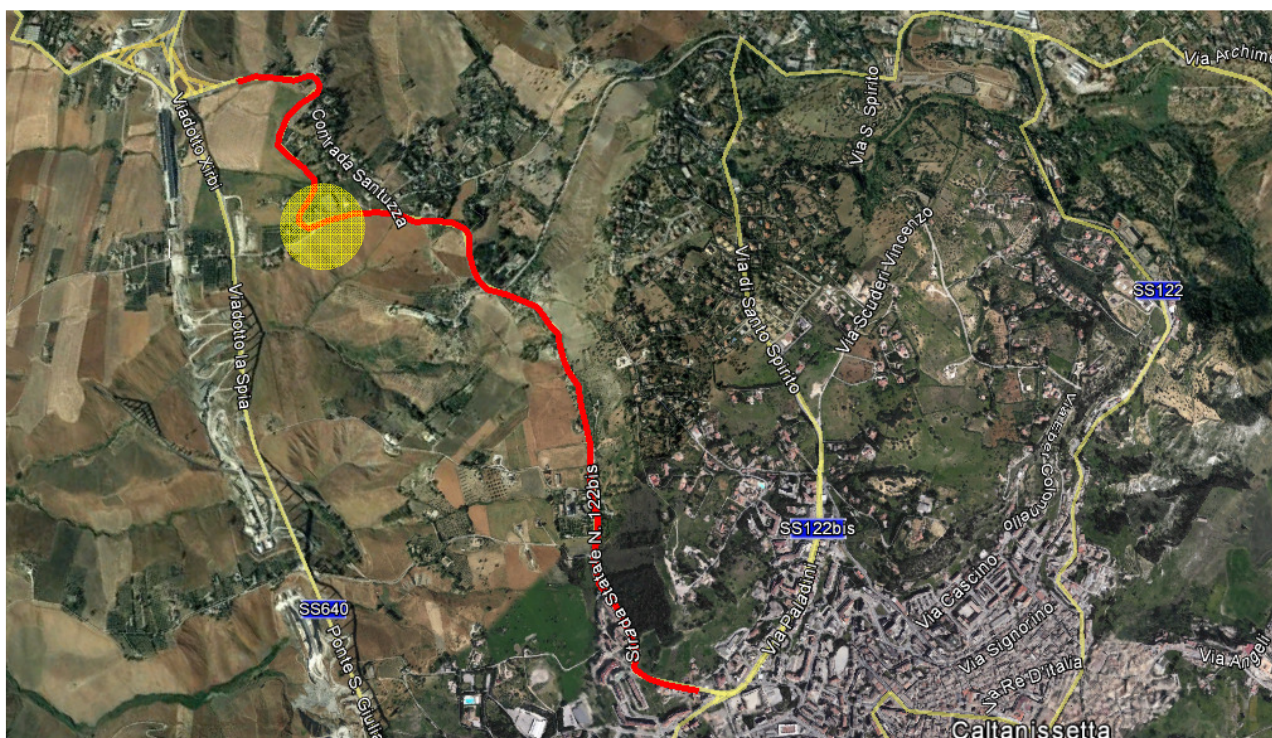


Figura 1

La SS 122 bis originava nel centro storico di Caltanissetta e precisamente in piazza Garibaldi, in corrispondenza dell'incrocio con corso Vittorio Emanuele, il quale costituisce il tratto urbano della strada statale 122 Agrigentina. La gestione della SS 122 bis dall'incrocio con il Corso Vittorio Emanuele sino allo svincolo di Caltanissetta XIRBI sulla SS 640 "Strada degli scrittori" è stata trasferita in capo all'Amministrazione Comunale, pertanto oggi il tracciato originario assume una diversa toponomastica sviluppandosi secondo il percorso di corso Umberto e di un tratto di via Redentore, quindi prosegue per via Messina sino alla via Borremans, oggetto della presente relazione.

La via Borremans si diparte dalla periferia nord occidentale della Città di Caltanissetta percorrendo il versante nord-occidentale del monte San Giuliano per circa 4 Km.

Il percorso è caratterizzato da pendenze più o meno accentuate. Dopo un primo tratto in salita, ricadente all'interno del perimetro abitato della città, inizia un tratto in discesa con una forte pendenza che attraversa le contrade San Giuliano, La Spia e Abbazia Santuzza, fino allo svincolo con la strada statale 640 Strada degli Scrittori.

La sezione stradale caratterizzata da una carreggiata di circa 7 metri e si sviluppa per la stragrande maggioranza del tracciato a mezza costa.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

[1] Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

[2] Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

[3] D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

[4] D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

[5] D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

[6] D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'.

[7] D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

[8] Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996.

[9] Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

[10] Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

[11] D.M. 17 Gennaio 2018

Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

[12] Circolare N.7 del 21/01/2019

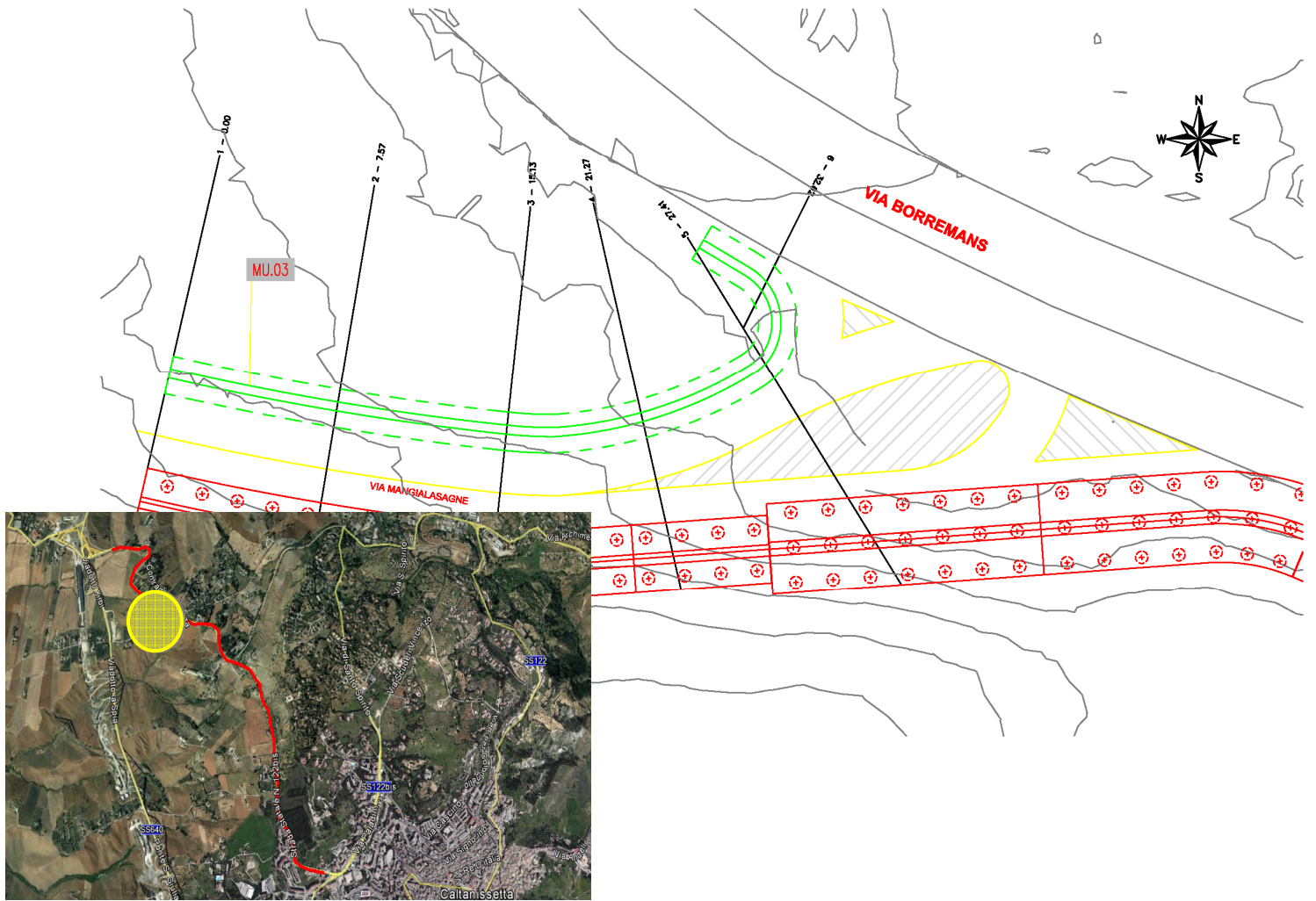
Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al D.M 17 gennaio 2018.

3 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Le opere in progetto saranno realizzate a protezione dell'incrocio Mangialasagne. È prevista la realizzazione di un muro di contenimento di controripa che si svilupperà circa dalla sezione n°1 dell'asse del muro MU.03 (progressiva 0+0,00 alla sezione 6 (progressiva 0+32.62), per uno sviluppo totale di circa 33,97m, la tipologia così individuata verrà indicata con il codice: **MU.03**.

Il muro di contenimento tipo **MU.03** sarà costituito da un paramento in c.a dello spessore di 40cm e con altezza di 1.50m fondato su fondazione diretta dello sviluppo di 1,70m e 50cm di spessore, così come indicato dai particolari costruttivi seguenti.

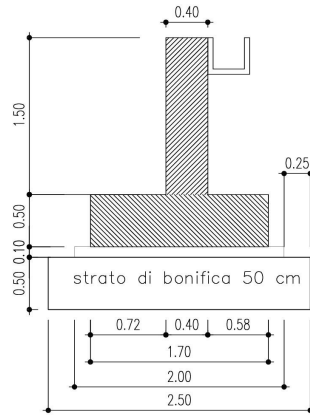
LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA



2 - Inquadramento interventi

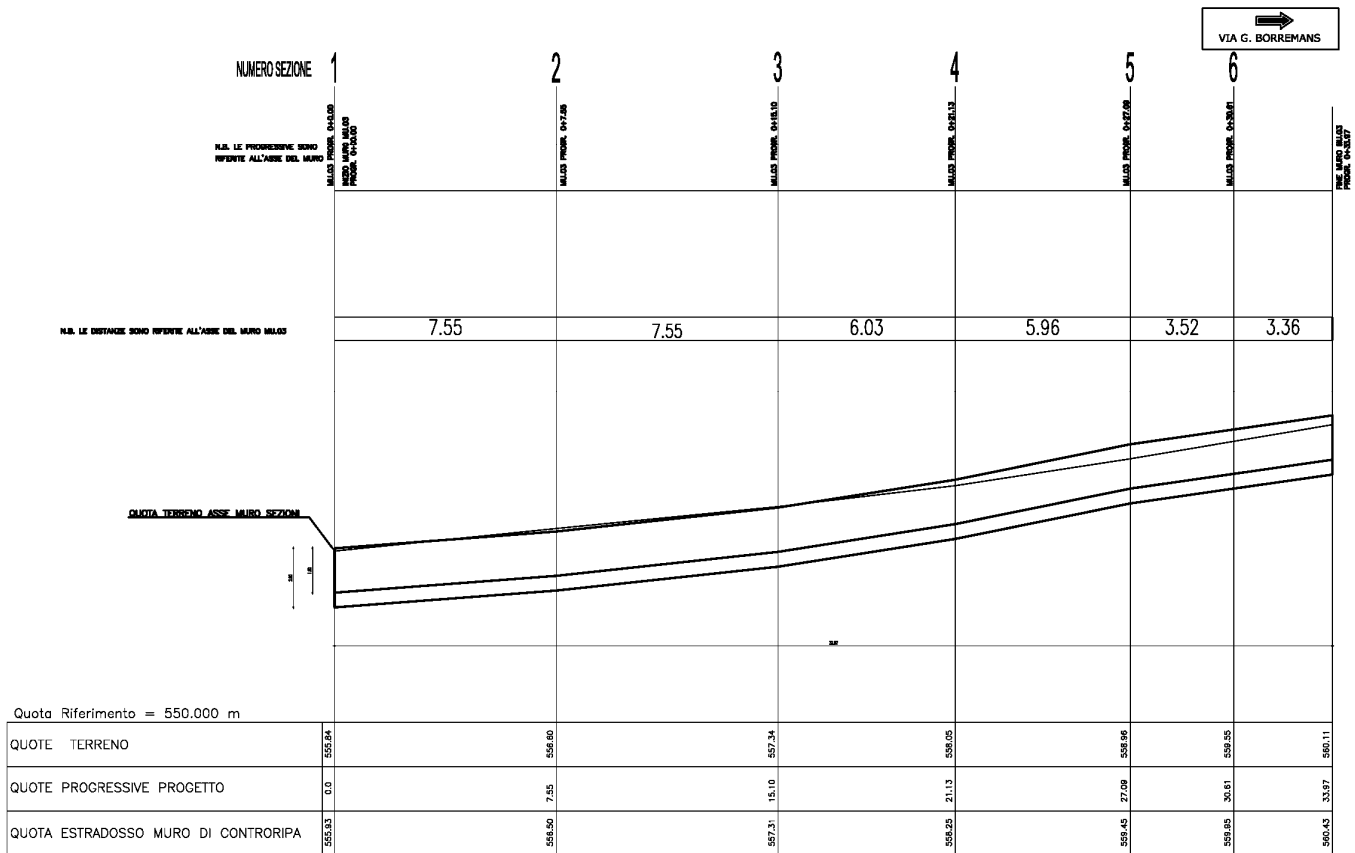
LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

Nelle figure seguenti è riportata la carpenteria tipologica e il prospetto costruttivo.



3 - Sezione Costruttiva MU.03

PROSPETTO ALTIMETRICO
SCALA 1:100



4 - Prospetto costruttivo muro MU.03

4 TRATIGRAFIE TERRENI

Per definire l'intervento, si è proceduto ad una accurata campagna di indagini al fine di determinare le caratteristiche meccaniche e la stratigrafia del terreno che interessa la sede stradale esistente, nel tratto presso via Borremans (SS112 bis) a Caltanissetta. Le indagini sono state effettuate dalla ditta **GEO GAV srl**.

In particolare sono state effettuate:

- una prova **MASW**, che ha confermato la tipologia di suolo **C**;
- n. 10 sondaggi verticali (S1, S2, S3, S4, S5, S5A, S6, S6.1, S7, S8,) con estrazione di campioni indisturbati;
- la realizzazione di due Inclinatori (S01, e S5A);

In dettaglio, sono stati realizzati i seguenti sondaggi:

Sondaggio	Prof. m	Diam. mm	Metodo	Campioni Prelevati		Prove in foro	Strumentazione Installata	Sistema Coordinate WGS84		Note
				Rim.	Ind.			N	E	
S1	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	Inclinometro	37°30'10.19"	14°03'20.76"	
S2	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'22.93"	14°03'34.52"	
S3	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'39.79"	14°03'35.89"	
S4	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'53.02"	14°03'32.15"	
S5	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'53.02"	14°03'32.15"	
S5A	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	Inclinometro	37°30'55.25"	14°03'25.06"	
S6	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'58.91"	14° 3' 25.42"	
S6.1	20,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°30'53.02"	14°03'32.15"	
S7	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°31'07.72"	14°03'32.21"	
S8	15,00	101	Carotaggio continuo	-	3	-	-	37°31'14.53"	14°03'32.59"	

Le indagini in sito e le prove di laboratorio eseguite hanno consentito di caratterizzare ai fini geotecnici l'area in esame.

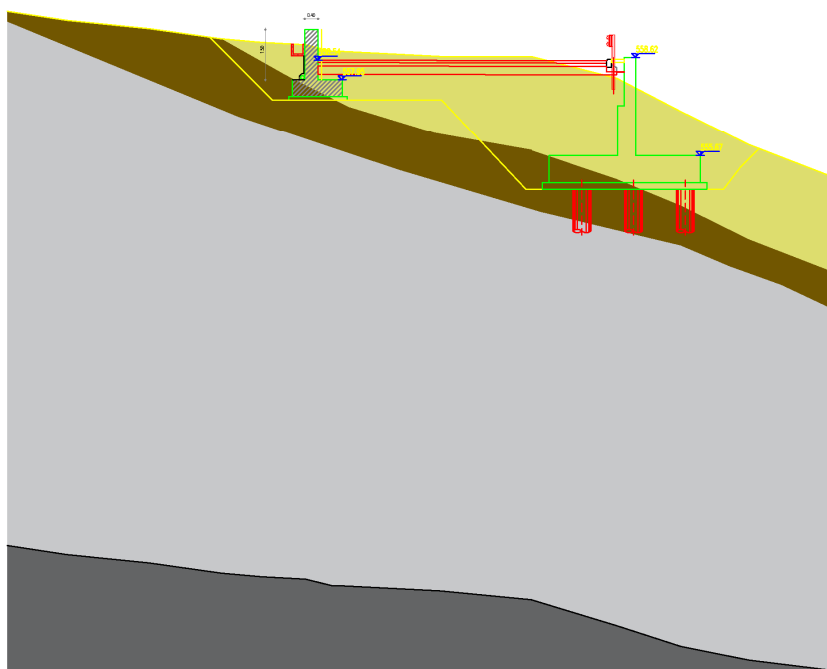
Nelle verifiche strutturali, per la valutazione dei parametri geotecnici, per l'opera in oggetto, si è fatto riferimento al Sondaggio

S5.

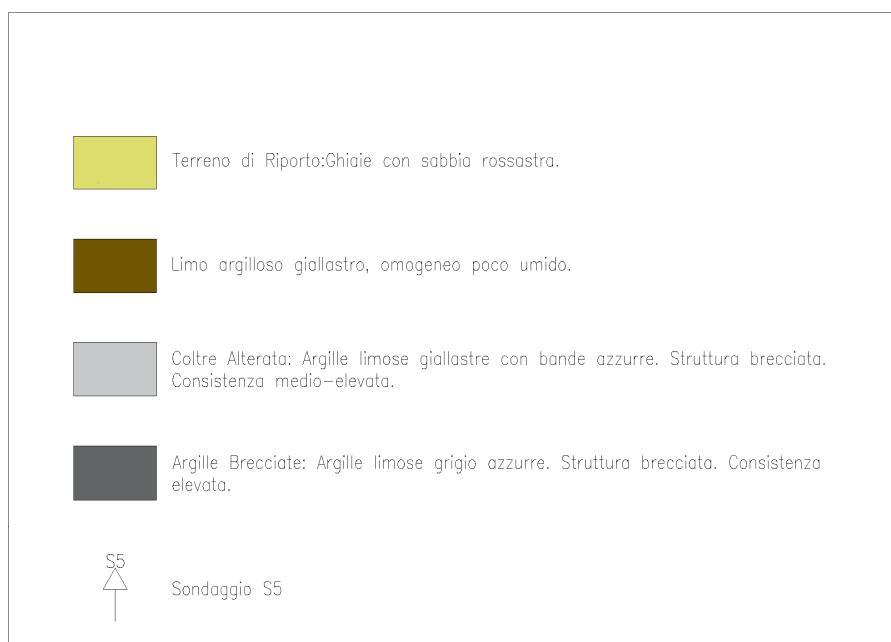


5 - Planimetria ubicazioni indagini

La stratigrafia dall'alto verso il basso, desunta dalla relazione gologica redatta dal Dott. E. Curcuruto, è la seguente:



6 - Sezione geologica



7 - Tabella parametri geologici

MODELLO GEOTECNICO		
Strato n°	Litotipo	Parametri Geotecnici
1	<u>Riporto</u>	$\phi' = 23.0^\circ$
		$\gamma = 18.00 \text{ kN/mc}$
2	<u>Argille con limo giallastre</u>	$\gamma = 19.11 \text{ kN/mc}$
		$C_u = 94.6 \text{ kPa}$
		$c' = 4.4 \text{ kPa}$
		$\phi' = 19.5^\circ$
3	<u>Argille con limo grigio scure</u> Tratto fino a profondità di 15.00 m	$\gamma = 19.71 \text{ kN/mc}$
		$C_u = 160.0 \text{ kPa}$
		$c' = 29.7 \text{ kPa}$
		$\phi' = 21.2^\circ$
4	<u>Argille con limo grigio scure</u> Tratto oltre la profondità di 15.00 m	$\gamma = 20.46 \text{ kN/mc}$
		$C_u = 318.0 \text{ kPa}$
		$c' = 36.2 \text{ kPa}$
		$\phi' = 25.6^\circ$

In seguito alla **prova geofisica diretta** di tipo **MASW** è stato possibile in corrispondenza del punto di indagine determinare la velocità di propagazione media delle onde Vs entro i primi 30 metri di terreno attraversato (Vs30).

Secondo quanto riportato nella Tabella 3.2.II – (Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato) del D.M. 17/01/2018, che prevede l'utilizzo della velocità equivalente Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m per la classificazione dei suoli, l'area oggetto di studio si colloca **in Categoria C**, Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

5 VERIFICHE EFFETTUATE

Tenendo conto della stratigrafia emersa dalle indagini e dalle considerazioni sui parametri geotecnici di cui al paragrafo precedente è stata effettuata la verifica della sezione del paramento più alto per i muri di tipologia tipo **MU.03**.

In allegato si riportano le impostazioni di progetto ed i tabulati di calcolo.

Sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite, accertando che la condizione [6.2.1] sia soddisfatta per ogni stato limite considerato:

SLU di tipo geotecnico (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 è stata effettuata , analogamente a quanto previsto al § 6.8, secondo l'Approccio 1, con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Le rimanenti verifiche sono state 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

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

6.1 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni delle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

In accordo con la tabella 1 della UNI 11104-2004, le strutture in progetto ricadono nelle seguenti classi di esposizione:

- pali di fondazione e paratia di pali completamente interrata: XA2
- muro di sostegno in centro abitato: XA2

prospetto 1 Classi di esposizione		
Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti ^{*)}		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.
6 Attacco chimico ^{*)}		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarico industriali.
*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione: - moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione; - elevato: alla frequenza di gelo in condizioni di saturazione.		
**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.		

Ai sensi della Tabella 4 della UNI 11104-2004, la classe di resistenza minima è quindi:

- pali di fondazione e paratia di pali completamente interrata: C32/40
- muro di sostegno: C32/40

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

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri			Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico					
			Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti												
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,80	0,55	0,50	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45		
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	32/40	25/30	28/35	25/30	28/35	32/40	28/35	32/40	35/45
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)														3,0 ⁴⁾				
Altri requisiti															Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo	È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati ⁵⁾		

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

Legami Costitutivi

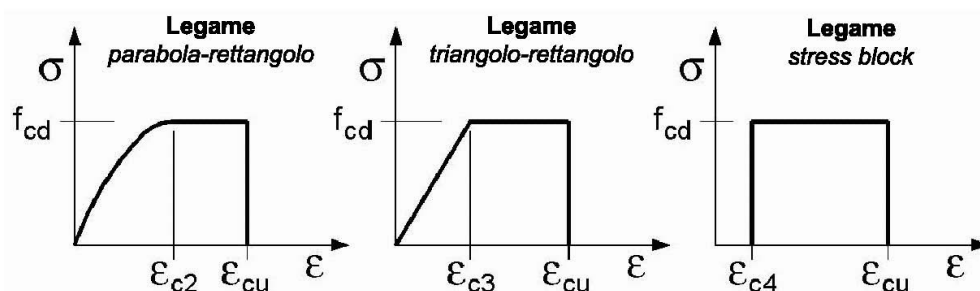
Per classi di resistenza pari o inferiori a C50/60

$\epsilon_{c2} = 0.200\%$

$\epsilon_{c3} = 0.175\%$

$\epsilon_{c4} = 0.070\%$

$\epsilon_{cu} = 0.350\%$



6.2.1 Magrone di Fondazione**Caratteristiche Generali**

cl-res =	C12\15	Classe di Resistenza
cl-esp =		Classe di Esposizione
Cons =		Consistenza

6.2.2 Strutture in elevazione e in fondazione**Caratteristiche Generali**

cl-res =	C32\40	Classe di Resistenza
cl-esp =	XA2	Classe di Esposizione
Cond. Ambientale =	Aggressive	Condizioni Ambientali
Cemento =		Tipo di Cemento
Dosaggio =	kg/mc	Dosaggio del Cemento
Rapporto A/C =	0.5	Rapporto acqua / cemento
Cl max =	%	Contenuto massimo di cloruri
aggr max =	30 mm	Dimensione nominale massima degli Aggregati
res gelo =		Inerti resistenti al Gelo
Cons =	S4 - Fluida	Consistenza
c =	50 mm	Copriferro minimo
r =	60 mm	Ricoprimento minimo

Valori Caratteristici

R_{ck} =	40	MPa	Resistenza caratteristica cubica a compressione
f_{ck} =	33.2	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione
$f_{ctk.5\%}$ =	2.17	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice - frattile 5%
$f_{ctk.95\%}$ =	4.03	MPa	Resistenza caratteristica a trazione semplice - frattile 95%
$f_{cfk.5\%}$ =	2.60	MPa	Resistenza caratteristica a trazione per flessione - frattile 5%
$f_{cfk.95\%}$ =	4.83	MPa	Resistenza caratteristica a trazione per flessione - frattile 95%

Valori Medi

f_{cm} =	41.2	MPa	Resistenza media cilindrica a compressione
f_{ctm} =	3.10	MPa	Resistenza media a trazione semplice
f_{cfm} =	3.72	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
E_{cm} =	33642.78	MPa	Modulo Elastico

Resistenze di Calcolo – SLU

γ_c =	1.5	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
α_c =	0.85	Coefficiente per i carichi di lunga durata

Resistenza di calcolo a compressione

f_{cd} =	18.81	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione
$f_{cd.sp<50}$ =	15.05	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenza di calcolo a trazione

f_{ctd} =	1.45	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice
$f_{ctd.sp<50}$ =	1.16	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

$f_{cd} =$	1.74	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione pre flessione
$f_{cd.sp<50} =$	1.39	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione per flessione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenze di Calcolo - Azioni Eccezionali

$\gamma_c =$	1.00	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
$\alpha_c =$	0.85	Coefficiente per i carichi di lunga durata

Resistenza di calcolo a compressione

$f_{cd} =$	28.22	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione
$f_{cd.sp<50} =$	22.58	MPa	Resistenza di Calcolo a compressione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenza di calcolo a trazione

$f_{ctd} =$	2.17	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice
$f_{ctd.sp<50} =$	1.74	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione semplice ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm
$f_{cd} =$	2.60	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione pre flessione
$f_{cd.sp<50} =$	2.08	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione per flessione ridotta per elementi piani con $Sp < 50$ mm

Resistenze di Calcolo - SLE

$\sigma_c =$	17.43	MPa	tens. max calcestruzzo - combinazione rara
$\sigma_c =$	13.0725	MPa	tens. max calcestruzzo - combinazione quasi permanente

6.3 Acciaio

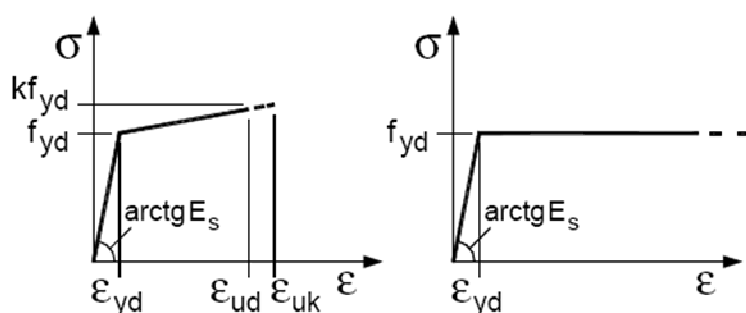
6.3.1 Acciaio d'armatura

Legami Costitutivi

$$\epsilon_{ud} = 0.9 \epsilon_{uk}$$

$$\epsilon_{uk} = 0.9(A_{gt})_k$$

$$k = (f_t / f_y)_k$$



Valori Caratteristici

$f_{y.nom} =$	450	MPa	Valore nominale della tensione di snervamento
$f_{t.nom} =$	540	MPa	Valore nominale della tensione di rottura
$E_s =$	206000	MPa	Modulo Elastico

Requisiti prescritti

$f_{yk.5\%} \geq$	$f_{y.nom}$	Valore caratteristici con frattile 5% della tensione di snervamento (da prove su campioni in numero significativo)
$f_{tk.5\%} \geq$	$f_{t.nom}$	Valore caratteristici con frattile 5% della tensione di rottura (da prove su campioni in numero significativo)

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

significativo)

$(f_y / f_{y,nom})_{k,10\%}$	≤ 1.25	Valore caratteristico con frattile del 10% del rapporto tra la tensione di snervamento effettiva, riscontrata sulla barra, ed il relativo valore nominale
$(f_t / f_y)_{k,10\%}$	≥ 1.25 < 1.35	Valore caratteristico con frattile del 10% del rapporto tra la tensione di rottura effettiva e la tensione di snervamento
$(A_{gt})_{k,10\%}$	$\geq 7.5 \%$	Valore caratteristico con frattile 10% dell'allungamento al massimo sforzo
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	4 \varnothing	
$12 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	5 \varnothing	Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza formazione di cricche:
$16 < \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	8 \varnothing	
$25 < \varnothing \leq 40 \text{ mm}$	10 \varnothing	

Resistenze di Calcolo - SLU

$\gamma_s =$	1.15		Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
$f_{yd} =$	391.30	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione
$\epsilon_{yd} =$	0.190%	MPa	Deformazione a snervamento per trazione

Resistenze di Calcolo - SLE

$\gamma_s =$	1.00		Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
$f_{yd} =$	450.00	MPa	Resistenza di Calcolo a trazione
$\epsilon_{yd} =$	0.218%		Deformazione a snervamento per trazione
$\sigma_s =$	360.00	MPa	Deformazione a snervamento per trazione

7 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni sulle opere di sostegno sono state valutate in conformità alle NTC 2018, alla Circolare esplicativa Circolare 7 del 21/01/2009, sia per quanto riguarda la fase statica che quella sismica.

Oltre a considerare il peso proprio degli elementi portanti e portati e la spinta delle terre, nel calcolo strutturale si è tenuto conto:

- dell'incremento di spinta conseguente al carico variabile da traffico veicolare;
- dell'azione sismica.

7.1 CARICO ACCIDENTALE (Q1)

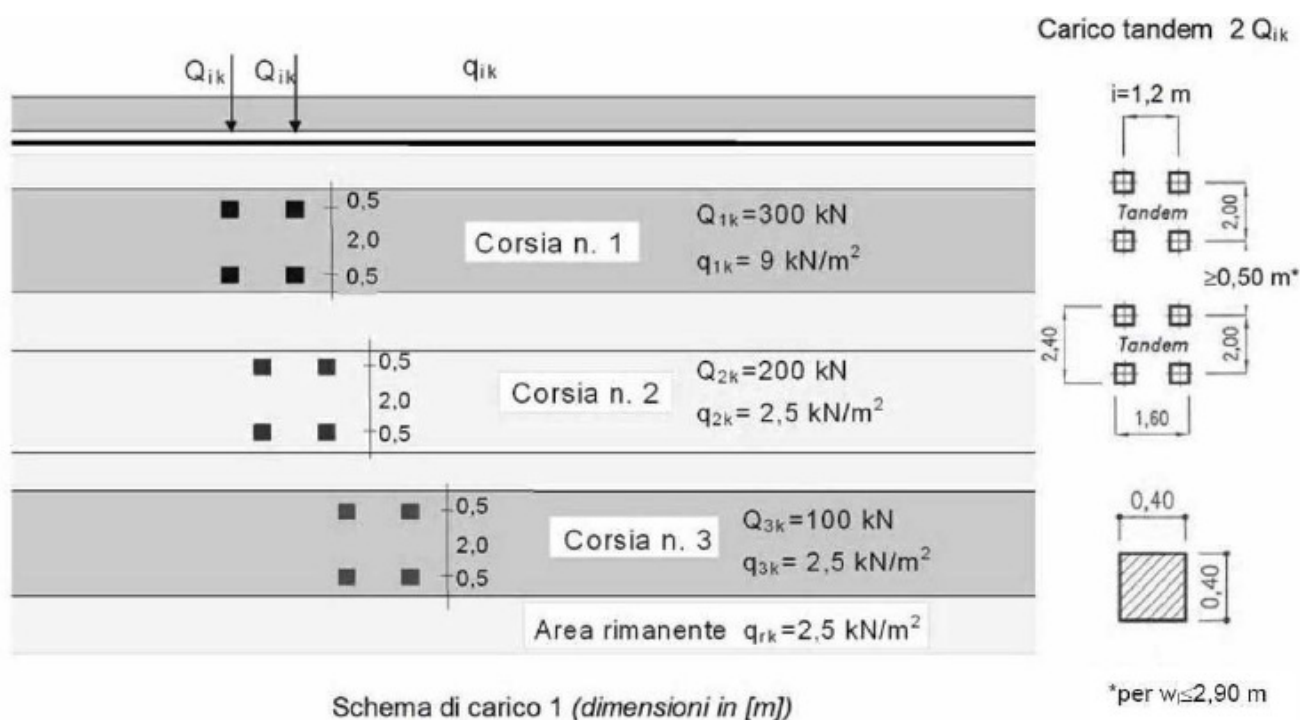
Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono costituite da carichi concentrati (Q_{ik}) e da carichi uniformemente distribuiti (q_{ik}). Poiché il calcolo delle opere di contenimento viene effettuato considerando una sezione trasversale di lunghezza unitaria è necessario ripartire i carichi concentrati in direzione longitudinale. Per le opere di contenimento viene calcolato il sovraccarico uniformemente distribuito sul rilevato considerando l'accidentale definito al punto 5.1.3.3.5 NTC 2018 e punto 5.1.3.3.7.1 Circolare 21/01/019 n.7 e calcolando la ripartizione in base all'altezza del paramento. A partire dall'impronta di 3×2.2 m prevista dalla normativa per il carico tandem si effettua una diffusione a 45° fino alla base del paramento ottenendo la lunghezza longitudinale (L_c) di muro collaborante per tale schema. Quindi, su ogni corsia, si applicherà un carico distribuito pari alla somma del carico q_{ik} e del Q_{ik} ripartito su una impronta di $3 \times L_c$.

In ogni caso, si assumerà un valore minimo del carico stradale pari a 20 kN/mq :

I carichi mobili per ponti di prima categoria che consistono in colonne di carico della seguente intensità:

Posizione	Carico Asse	Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/mq]
Corsia Numero	1	300	9.00
Corsia Numero	2	200	2.50
Corsia Numero	3	100	2.50
Altre corsie		0.00	2.50

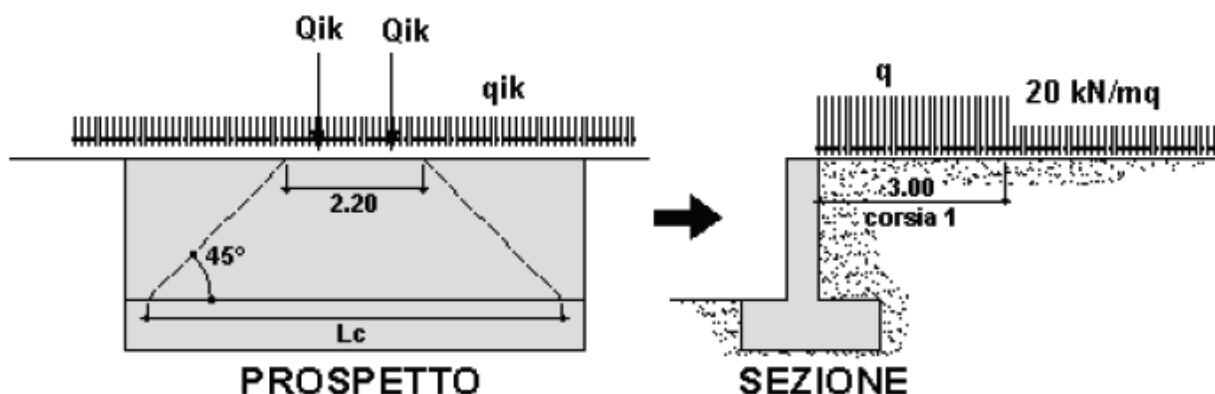
La distribuzione, gli interassi tra le forze concentrate e gli ingombri delle colonne di carico sono riportate nella figura seguente.



Considerata la tipologia di opera, costituita da paramenti di limitata altezza la verifica viene eseguita considerando il sovraccarico convenzionale della corsia n.1.

A partire dall'impronta di 3 x 2.2 m prevista dalla normativa per il carico tandem si effettua una diffusione a 45° fino alla base del paramento ottenendo la lunghezza longitudinale (**Lc**) di muro collaborante per tale schema. Quindi, su ogni corsia, si applicherà un carico distribuito pari alla somma del carico q_{1k} e del Q_{1k} ripartito su una impronta di **3 x Lc**.

In ogni caso, si assumerà un valore minimo del carico stradale pari a 20 kN/mq :



8-Schema di diffusione dei carichi mobili

7.1.1 Muro H=1.50 ml

$Q_{1k}=300$ kN 2 $Q_{1k} = 600$ kN vengono ripartiti su area 3.00×2.20 carico accidentale di calcolo

$$Q = (300 \times 2) : ((2.20 + 1.5 + 1.5) \times (3 + 4)) = 16.4 \text{ kN/mq}$$

$$q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

considerata la combinazione più gravosa, costituita dal carico tandem come principale il carico distribuito q_{1k} secondario ed adottando un Coefficiente ψ_0 di combinazione pari a 0.40 si ha:

$$q = q_{1k} \times \psi_0 = 3.6 \text{ kN/mq}$$

$$P_{acc} = 3.6 + 16.4 = 20.0 \text{ kN/mq} \quad \text{si assume} \quad P_{acc} = 20.0 \text{ kN/mq}$$

8 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti per le prestazioni di SLU ed SLE.

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

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

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

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

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

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

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab.2.6.I.

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

9-Coefficienti parziali NTC2018

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

Tabella 2.5.1 – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

10-Coefficienti di combinazioni NTC2018

9 PARAMETRI DI VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

La vita nominale di un'opera strutturale (VN), è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Ai fine delle valutazioni delle azioni sismiche che verranno eseguite si adotterà: **VN = 50 anni (categoria 2)**

Il D.M. 17gennaio 2018 prevede quattro categorie di classi d'uso Per l' opera in oggetto si considera una **Classe II**.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto, la valutazione dell'influenza delle condizioni litologiche e morfologiche locali sulle caratteristiche del moto del suolo in superficie, deve essere basata su studi specifici di risposta sismica locale esistenti nell'area di intervento.

Dalle prove eseguite risulta che i terreni di fondazione risultano appartenere alla **categoria C** :

“Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzanti da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità”.

Per poter tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica, si utilizzano i valori del coefficiente topografico $ST=1.2$

10 STRUMENTI DI CALCOLO

La presente relazione di calcolo è stata redatta con l'utilizzo del seguente supporto:

SISTEMI OPERATIVI E PACCHETTI APPLICATIVI

- pacchetto MICROSOFT OFFICE: Word, Excel

SOFTWARE PER L'INGEGNERIA

Calcolo dei muri di contenimento : CDW WIN versione 2019 prodotto dalla S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Calcolo paratie: CDD WIN versione 2019 prodotto dalla S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità dei codici utilizzati sono stati verificati sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dai produttori stessi. I software sono inoltre dotati di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio. I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti [13] N.7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al D.M 17 gennaio 2018..

10.1 Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con l'analisi statica non-lineare, utilizzando il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato limite indotto dai carichi statici. L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

10.2 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

10.2.1 Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all'indirizzo: <http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>

10.2.2 Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

10.2.3 Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

10.2.4 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

11 TABULATI DI CALCOLO

11.1 Impostazioni e le metodologie di calcolo

CALCOLO DELLE SPINTE

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. Le ipotesi di base per il calcolo della spinta sono le seguenti, le medesime adottate dal metodo di calcolo secondo *Coulomb*, con l'estensione di *Muller-Breslau* e *Mononobe-Okabe*:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre generando tensioni tangenziali dovute all'attrito.
- Sul cuneo di spinta agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinte normali alle superfici di scorrimento del cuneo (da una parte contro il paramento e dall'altra contro la porzione di terreno indisturbato), forze di attrito che si innescano lungo le superfici del cuneo e che si oppongono allo scorrimento.
- In condizioni sismiche, al peso proprio del cuneo va aggiunta una componente orizzontale, ed eventualmente anche una verticale, pari al peso complessivo moltiplicato per il prodotto dei coefficienti sismici.
- Il fatto che il muro ha spostamenti significativi fa in modo che l'attrito che si genera è pari al valore massimo possibile, sia in condizioni di spinta attiva che di spinta passiva, quindi le risultanti delle reazioni sulle pareti del cuneo risultano inclinate di un angolo ϕ rispetto alla normale alla superficie di scorrimento.

Il programma *C.D.W. Win*, pur adottando le stesse ipotesi, piuttosto che utilizzare la formula di *Coulomb* in forma chiusa, applica la procedura originaria derivante dall'equilibrio delle forze agenti sul cuneo di spinta, cercando il valore di massimo della spinta per tentativi successivi su tutti i possibili cunei di spinta. Così facendo si possono aggiungere alle ipotesi già indicate le seguenti generalizzazioni, che invece devono essere trascurate utilizzando i metodi classici:

- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati, separati da superfici di forma generica, con caratteristiche geotecniche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma generica qualsiasi, purché coerente con le caratteristiche del terreno.
- I sovraccarichi agenti sul terrapieno possono avere una distribuzione assolutamente libera.
- Può essere tenuta in conto la coesione interna del terreno e la forza di adesione tra terreno e muro.
- Si può calcolare la spinta di un muro con mensola aerea stabilizzante a monte, al di sotto della quale si crea un vuoto nel terreno.
- È possibile conoscere l'esatto andamento delle pressioni agenti sul profilo del muro anche nei casi sopra detti, in cui tale andamento non è lineare, ma la cui distribuzione incide sul calcolo delle sollecitazioni interne.
- Si può supporre anche l'esistenza una linea di rottura del cuneo interna, che va dal vertice estremo della mensola di

fondazione a monte fino a intersecare il paramento, inclinata di un certo angolo legato a quello di attrito interno del terreno stesso. Si può quindi conoscere l'esatta forma del cuneo di spinta, per cui le forze in gioco variano in quanto solo una parte di esso è a contatto con il paramento. Il peso proprio del terreno portato sarà solo quello della parte di terrapieno che realmente rimarrà solidale con la fondazione e non risulterà interessato da scorrimenti, quindi in generale un triangolo. Ciò fa sì che il peso gravante sulla fondazione può risultare notevolmente inferiore a quello ricavato con i metodi usuali, dal momento che una parte è già stata conteggiata nel cuneo di spinta.

Per quanto riguarda la spinta passiva, quella del terrapieno a valle, le uniche differenze rispetto a quanto detto consistono nel fatto che le forze di attrito e di coesione tra le superfici di scorrimento del cuneo hanno la direzione opposta che nel caso di spinta attiva, nel senso che si oppongono a un moto di espulsione verso l'alto del cuneo, e la procedura iterativa va alla ricerca di un valore minimo piuttosto che un massimo.

Nei casi di fondazione su pali o muri tirantati si può ritenere più giusto adottare un tipo di spinta a riposo, che considera il cuneo di terreno non ancora formato e spostamenti dell'opera nulli o minimi. Tale spinta è in ogni caso superiore a quella attiva e la sua entità si dovrebbe basare su considerazioni meno semplicistiche. Il programma opera prendendo come riferimento una costante di spinta pari a:

$$K_0 = 1 - 0,9 \times \tan \phi$$

essendo ϕ l'angolo di attrito interno del terreno, formula che si trova diffusamente in letteratura. Se tale deve essere la costante di spinta per un terreno uniforme, ad estradosso rettilineo orizzontale e privo di sovraccarichi e di azione sismica, viene ricavato un fattore di riduzione dell'angolo di attrito interno del terreno, tale che utilizzando questo angolo ridotto e la consueta procedura per il calcolo della spinta attiva, la costante fittizia di spinta attiva corrisponda alla costante a riposo della formula sopra riportata.

Una volta ricavato questo fattore riduttivo, il programma procede al calcolo con le procedure standard, mettendo in gioco le altre variabili, quali la sagomatura dell'estradosso e degli strati, la presenza di sovraccarichi variamente distribuiti e la condizione sismica. La giustificazione di ciò risiede nella considerazione in base alla quale in condizioni di spinta a riposo, gli spostamenti interni al terreno sono ridotti rispetto alla spinta attiva, quindi l'attrito che si mobilita è una parte di quello massimo possibile, e di conseguenza la spinta risultante cresce.

In base a queste considerazioni di ordine generale, il programma opera come segue:

- Si definisce la geometria di tutti i vari cunei di spinta di tentativo, facendo variare l'angolo di scorrimento dalla parte di monte da 0 fino al valore limite $90 - \phi$. Quindi in caso di terreno multistrato, la superficie di scorrimento sarà costituita da una spezzata con inclinazioni differenti da strato a strato. Ciò assicura valori di spinta maggiori rispetto a una eventuale linea di scorrimento unica rettilinea. L'angolo di scorrimento interno, quello dalla parte del paramento, qualora si attivi la procedura "Coulomb estes" è posto pari a $3/4$ dell'angolo utilizzato a monte. Tale percentuale è quella che massimizza il valore della spinta. È possibile però attivare la procedura "Coulomb classico", in cui tale superficie si mantiene verticale, ma utilizzando in ogni caso l'angolo di attrito tra terreno e muro.

- Si calcola l'entità complessiva dei sovraccarichi agenti sul terrapieno che ricadono nella porzione di estradosso compresa nel cuneo di spinta.

- Si calcola il peso proprio del cuneo di spinta e le eventuali componenti sismiche orizzontali e verticali dovute al peso proprio ed eventualmente anche ai sovraccarichi agenti sull'estradosso.

- Si calcolano le eventuali azioni tangenziali sulle superfici interne dovute alla coesione interna e all'adesione tra terreno e muro.

- In base al rispetto dell'equilibrio alla traslazione verticale e orizzontale, nota l'inclinazione delle spinte sulle superfici

interne (pari all'angolo di attrito), sviluppato in base a tutte le forze agenti sul concio, si ricavano le forze incognite, cioè le spinte agenti sul paramento e sulla superficie di scorrimento interna del cuneo.

- Si ripete la procedura per tutti i cunei di tentativo, ottenuti al variare dell'angolo alla base. Il valore massimo (minimo nel caso di spinta passiva) tra tutti quelli calcolati corrisponde alla spinta del terrapieno.

• **COMBINAZIONI DI CARICO**

Il programma opera in ottemperanza alle norme attuali per quanto riguarda le combinazioni di carico da usare per i vari tipi di verifiche. In particolare viene rispettato quanto segue.

- Le verifiche di resistenza del paramento e della fondazione SLU vengono effettuate in base alle combinazioni di carico del tipo A1, riportate nei tabulati di stampa.

- Le verifiche geotecniche di portanza e scorrimento vengono effettuate in base alle combinazioni di tipo A1 e A2, in caso di approccio del tipo 1, oppure utilizzando le sole combinazioni del tipo A1, in caso di approccio 2.

- Il sisma verticale viene considerato alternativamente in direzione verso l'alto e verso il basso. La spinta riportata nei tabulati si riferisce al caso in cui la spinta risulta maggiore.

- Le verifiche al ribaltamento vengono svolte utilizzando i coefficienti riportati in norma nella tabella 6.2.1 secondo le modalità previste dalla norma stessa, annullando quindi i contributi delle singole azioni che abbiano un effetto stabilizzante.

- I coefficienti delle combinazioni di carico riportati nei tabulati di stampa si riferiscono esclusivamente ai sovraccarichi applicati sul terrapieno e sul muro stesso. Il peso proprio strutturale del muro e quello del terreno di spinta vengono trattati in base a quanto prevede la norma per i pesi propri strutturali e non strutturali, a prescindere dai coefficienti utilizzati per le varie combinazioni.

• **VERIFICA AL RIBALTAMENTO**

La verifica al ribaltamento si effettua in sostanza come equilibrio alla rotazione di un corpo rigido sollecitato da un sistema di forze, ciascuna delle quali definita da un'intensità, una direzione e un punto di applicazione.

Non va eseguita se la fondazione è su pali. Le forze che vengono prese in conto sono le seguenti:

- Spinta attiva complessiva del terrapieno a monte.
- Spinta passiva complessiva del terrapieno a valle (da considerare nella quota parte indicata nei dati generali).
- Spinta idrostatica dell'acqua della falda a monte, a valle e sul fondo.
- Forze esplicite applicate sul muro in testa, sulla mensola area a valle e sulla mensola di fondazione a valle.
- Forze massime attivabili nei tiranti per moto di ribaltamento.
- Forze di pretensione dei tiranti.
- Peso proprio del muro composto con l'eventuale componente sismica.
- Peso proprio della parte di terrapieno solidale con il muro composto con l'eventuale componente sismica.

Di ciascuna di queste forze verrà calcolato il momento, ribaltante o stabilizzante, rispetto ad un punto che è quello più in basso dell'estremità esterna della mensola di fondazione a valle. In presenza di dente di fondazione disposto a valle, il punto di equilibrio è quello più esterno al di sotto del dente.

Ai fini del calcolo del momento stabilizzante o ribaltante, esso per ciascuna forza è ottenuto dal prodotto dell'intensità della forza per la distanza minima tra la linea d'azione della forza e il punto di rotazione. Qualora tale singolo momento abbia un effetto ribaltante verrà conteggiato nel momento ribaltante complessivo, qualora invece abbia un effetto stabilizzante farà parte del momento stabilizzante complessivo. Può quindi accadere che il momento ribaltante sia pari a 0, e ciò fisicamente significa che incrementando qualunque forza, ma mantenendone la linea d'azione, il muro non andrà mai in ribaltamento.

Il coefficiente di sicurezza al ribaltamento è dato dal rapporto tra il momento stabilizzante complessivo e quello ribaltante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

La verifica allo scorrimento è effettuata come equilibrio alla traslazione di un corpo rigido, sollecitato dalle stesse forze prese in esame nel caso della verifica a ribaltamento, tranne per il fatto che per i tiranti il sistema di forze è quello che si innesca per moto di traslazione. Ciascuna forza ha una componente parallela al piano di scorrimento del muro, che a seconda della direzione ha un effetto stabilizzante o instabilizzante, e una componente ad esso normale che, se di compressione, genera una reazione di attrito che si oppone allo scorrimento. Una ulteriore parte dell'azione stabilizzante è costituita dall'eventuale forza di adesione che si suscita tra il terreno e la fondazione.

In presenza di dente di fondazione, la linea di scorrimento non è più quella di base della fondazione, ma è una linea che attraversa il terreno sotto la fondazione, e che congiunge il vertice basso interno del dente con l'estremo della mensola di fondazione opposta. In tal caso quindi l'attrito e l'adesione sono quelli interni del terreno. In questo caso viene conteggiato pure il peso della parte di terreno sottostante alla fondazione che nel moto di scorrimento rimane solidale con il muro.

Il coefficiente di sicurezza allo scorrimento è dato dal rapporto tra l'azione stabilizzante complessiva e quella instabilizzante. La verifica viene effettuata per tutte le combinazioni di carico previste.

• CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Nel caso di fondazione diretta, si assume quale carico limite che provoca la rottura del terreno di fondazione quello espresso dalla formula di *Brinch-Hansen*. Tale formula fornisce il valore della pressione media limite sulla superficie d'impronta della fondazione, eventualmente parzializzata in base all'eccentricità. Esiste un tipo di pressione limite a lungo termine, in condizioni drenate, e un altro a breve termine in eventuali condizioni non drenate.

Le espressioni complete utilizzate sono le seguenti:

- In condizioni drenate:

$$Q_{lim} = \frac{1}{2} \Gamma \cdot B \cdot N_g \cdot i_g \cdot d_g \cdot b_g \cdot s_g \cdot g_g + C \cdot N_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot g_c + Q \cdot N_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot g_q$$

- In condizioni non drenate:

$$Q_{\text{lim}} = C_u \cdot N_{c'} \cdot i_{c'} \cdot d_{c'} \cdot b_{c'} \cdot s_{c'} \cdot g_{c'} + Q \cdot i_{q'} \cdot d_{q'} \cdot b_{q'} \cdot s_{q'} \cdot g_{q'}$$

Fattori di portanza, ϕ in gradi:

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_{c'} = 2 + \pi$$

$$N_g = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

Fattori di forma:

$$s_q = 1 + 0,1 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{q'} = 1$$

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L} \cdot \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$s_{c'} = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$s_g = s_q$$

Fattori di profondità, K espresso in radianti:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot K$$

$$d_{q'} = 1$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$d_g = 1$$

$$\text{dove } K = \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} \leq 1 \text{ o } K = \arctan \frac{D}{B} \text{ se } \frac{D}{B} > 1$$

Fattori di inclinazione dei carichi:

$$i_q = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^m$$

$$i_{q'} = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$i_{c'} = 1 - \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot C_u \cdot N_c}$$

$$i_g = \left[1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot C_a \cdot \cot \phi} \right]^{m+1}$$

$$\text{con } m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa, η in radianti:

$$b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2$$

$$b_{q'} = 1$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \phi}$$

$$b_{c'} = 1 - 2 \cdot \frac{\eta}{N_{c'}}$$

$$b_g = g_q$$

Fattori di inclinazione del terreno, β in radianti:

$$g_q = (1 - \tan \beta)^2$$

$$g_{q'} = 1$$

$$g_c = 1 - 2 \cdot \frac{\beta}{N_{c'}}$$

$$g_g = g_q$$

essendo:

- Γ = peso specifico del terreno di fondazione
- Q = sovraccarico verticale agente ai bordi della fondazione
- e = eccentricità della risultante M/N in valore assoluto
- B = $B_t - 2 \times e$, larghezza della fondazione parzializzata
- B_t = larghezza totale della fondazione
- C = coesione del terreno di fondazione
- D = profondità del piano di posa
- L = sviluppo della fondazione
- H = componente del carico parallela alla fondazione
- V = componente del carico ortogonale alla fondazione
- C_u = coesione non drenata del terreno di fondazione
- Ca = adesione alla base tra terreno e muro

- η = angolo di inclinazione del piano di posa
- β = inclinazione terrapieno a valle, se verso il basso (quindi ≥ 0)

- **MURI IN CALCESTRUZZO A MENSOLA**

Sulle sezioni del paramento e delle varie mensole, aeree e di fondazione, si effettua il progetto delle armature e le verifiche a presso-flessione e taglio in corrispondenza di tutte le sezioni singolari (punti di attacco e di spigolo) e in tutte quelle intermedie ad un passo pari a quello imposto nei dati generali. Vengono applicate le formule classiche relative alle sezioni rettangolari in cemento armato, con il progetto dell'armatura necessaria.

- **LEGENDA DELLE ABBREVIAZIONI**

▮ **VERIFICHE PER IL MURO IN C.A.**

Sez. N. *Numero della sezione da verificare*

Ele *Tipo di elemento verificato:*

- 1 = PARAMENTO
- 2 = MENSOLA AEREA A VALLE
- 3 = MENSOLA AEREA A MONTE
- 4 = MENSOLA DI FONDAZIONE A VALLE
- 5 = MENSOLA DI FONDAZIONE A MONTE
- 6 = DENTE DI FONDAZIONE
- 7 = SEZIONE TRASVERSALE PARAMENTO
- 8 = SEZIONE TRASVERSALE FONDAZIONE
- 9 = CONTRAFFORTE
- 10 = CORDOLO

Dist *Distanza della sezione dalla sezione iniziale del tipo di elemento (mezzeria della campata per sezioni verticali del paramento e cordoli)*

H *Altezza della sezione*

B *Larghezza della sezione (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale dato è relativo alla larghezza dell'anima della sezione, al netto quindi dei tratti di paramento collaborante)*

Xg *Ascissa del baricentro della sezione*

Yg *Altezza del baricentro della sezione. Ascissa e altezza si intendono misurate a partire dal punto più a valle della fondazione del muro, quello attorno a cui avviene l'ipotetica rotazione del ribaltamento*

Ang *Angolo di inclinazione della sezione rispetto al piano orizzontale*

Cmb fle	<i>Combinazione di carico più gravosa a presso-flessione. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2</i>
Nsdu	<i>Sforzo normale di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione</i>
Msd	<i>Momento flettente di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a presso-flessione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se antiorario (ribaltante)</i>
A sin	<i>Area di armatura nel lembo di sinistra (quello più a valle) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli (nel caso di contrafforti con sezione a T, tale area va distribuita su tutta la larghezza delle ali e non è cumulabile all'area dei corrispondenti ferri verticali per la sezione orizzontale del paramento in quanto in essa già compresa)</i>
A des	<i>Area di armatura nel lembo di destra (quello più a monte) della sezione, relativa a 1 metro di muro o a tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli</i>
An. s	<i>Angolo della armatura di sinistra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza</i>
An. d	<i>Angolo della armatura di destra rispetto alla normale della sezione. L'angolo si intende positivo se l'armatura va a divergere all'aumentare della distanza</i>
Nrdu	<i>Sforzo normale associato al momento resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se di compressione</i>
Mrdu	<i>Momento flettente resistente ultimo sulla sezione, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli</i>
Cmb tag	<i>Combinazione di carico più gravosa a taglio. Un valore maggiore di 100 indica una combinazione del tipo A2</i>
Vsdu	<i>Sforzo di taglio di calcolo relativo alla combinazione più gravosa a taglio, agente su 1 metro di muro o su tutta la sezione se si tratta di contrafforti o cordoli. Positivo se diretto verso sinistra (lembo più a valle)</i>
Vrdu c	<i>Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato al calcestruzzo</i>
Vrdu s	<i>Taglio resistente ultimo di calcolo per il meccanismo resistente affidato alle staffe</i>
A sta	<i>Area di staffe necessaria nel concio precedente la sezione</i>
Verif.	<i>Indicazione soddisfacimento delle verifiche di resistenza</i>

- VERIFICHE FESSURAZIONE MURI**

Muro N.	<i>Numero del muro</i>
Ele	<i>Tipo di elemento verificato</i>
Tipo Comb	<i>Tipo di combinazione di carico</i>

Cmb fes	<i>Combinazione di carico più gravosa a fessurazione, tra quelle del tipo considerato</i>
Sez. fes	<i>Sezione dell'elemento in cui risulta più gravosa la verifica a fessurazione</i>
N fes	<i>Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
M fes	<i>Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
Dist.	<i>Distanza media tra le fessure in condizioni di esercizio</i>
W ese	<i>Ampiezza media delle fessure in condizioni di esercizio</i>
W max	<i>Ampiezza massima limite tra le fessure</i>
Verifica	<i>Indicazione soddisfacimento delle verifiche</i>

- VERIFICHE TENSIONI DI ESERCIZIO MURI**

Muro N.	<i>Numero del muro</i>
Ele	<i>Tipo di elemento verificato</i>
Tipo Comb	<i>Tipo di combinazione di carico</i>
Cmb σ_c	<i>Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nel calcestruzzo, tra quelle del tipo considerato</i>
Sez. σ_c	<i>Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nel calcestruzzo è più gravosa</i>
N σ_c	<i>Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
M σ_c	<i>Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
σ_c	<i>Tensione massima nel calcestruzzo in condizioni di esercizio</i>
σ_c max	<i>Tensione massima limite nel calcestruzzo</i>
Cmb σ_f	<i>Combinazione di carico più gravosa per le tensioni nell'acciaio, tra quelle del tipo considerato</i>
Sez. σ_f	<i>Sezione del palo nella quale la verifica della tensione nell'acciaio è più gravosa</i>

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

N	σ_f	<i>Sforzo normale di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
M	σ_f	<i>Momento flettente di calcolo in corrispondenza della sezione considerata</i>
σ_f		<i>Tensione massima nell'acciaio in condizioni di esercizio</i>
σ_f	max	<i>Tensione massima limite nell'acciaio</i>
Verifica		<i>Indicazione soddisfacimento delle verifiche</i>

11.2 VERIFICA MURO TIPO MU.03

DATI DI CALCOLO			
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	14,05772	Latitudine Nord (Grd)	37,51675
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Probabilita' Pvr (SLV)	0,10000	Periodo Ritorno Anni (SLV)	475,00000
Accelerazione Ag/g (SLV)	0,07500	Fattore Stratigrafia 'S'	1,50000
Probabilita' Pvr (SLD)	0,63000	Periodo Ritorno Anni (SLD)	50,00000
Accelerazione Ag/g (SLD)	0,03400	-----	
TEORIE DI CALCOLO			
Verifiche effettuate con il metodo degli stati limite ultimi			
Portanza dei pali calcolata con la teoria di Norme A.G.I.			
Portanza terreno di fondazione calcolata con la teoria di Brinch-Hansen			
CRITERI DI CALCOLO			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta ai sovraccarichi sul terrapieno.			
Non e' considerata l'azione sismica dovuta alle forze applicate al muro.			
Non si tiene conto dell'effetto stabilizzante delle forze applicate al muro.			
Rapporto tra il taglio medio e quello nel palo piu' caricato:			1,00
Coeff. maggiorativo diametro perforazione per micropali			1,20
Percentuale spinta a valle per la verifica a scorrimento			50
Percentuale spinta a valle per la verifica a ribaltam.			0
Percentuale spinta a valle per la verifica in fondazione			100
Percentuale spinta a valle per calcolo sollecitazioni			100
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA			
		TABELLA M1	TABELLA M2
Tangente Resist. Taglio		1,00	1,25
Peso Specifico		1,00	1,00
Coesione Efficace (c'k)		1,00	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)		1,00	1,40
Tipo Approccio	Combinazione Unica: (A1+M1+R3)		
Tipo di fondazione	Su Pali Infissi		
COEFFICIENTI R3	R3 STATICI	R3 SISMICI	R3 PALI
Capacita' Portante	1,40	1,20	
Scorrimento	1,40	1,00	
Ribaltamento	1,15	1,00	
Resist. Terreno Valle	1,40	1,20	
Resist. alla Base			1,15
Resist. Lat. a Compr.			1,15
Resist. Lat. a Traz.			1,25
Carichi Trasversali			1,30

CARATTERISTICHE MATERIALI			
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI			
CARATTERISTICHE C. A. ELEVAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C32/40	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	333457 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	320,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XA2
Resist. Calcolo 'fcd'	181,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	181,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	192,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	144,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4 mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0 kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500 kg/mc	Copriferro Netto	4,0 cm
CARATTERISTICHE C. A. FONDAZIONE			
Classe Calcestruzzo	C32/40	Classe Acciaio	B450C
Modulo Elastico CLS	333457 kg/cmq	Modulo Elastico Acc	2100000 kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2	Tipo Armatura	POCO SENSIBILI
Resist.Car. CLS 'fck'	320,0 kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XA2
Resist. Calcolo 'fcd'	181,0 kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0 kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rcd'	181,0 kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0 kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20 %	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0 kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35 %	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00 %
Fessura Max.Comb.Rare	mm	Sigma CLS Comb.Rare	192,0 kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3 mm	Sigma CLS Comb.Perm	144,0 kg/cmq

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

CARATTERISTICHE MATERIALI					
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI					
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0	kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Peso Spec.CLS Magro	2200	kg/mc
Copriferro Netto	4,0	cm			
CARATTERISTICHE CEMENTO ARMATO PALI					
Classe Calcestruzzo	C32/40		Classe Acciaio	B450C	
Modulo Elastico CLS	333457	kg/cmq	Modulo Elastico Acc	210000	kg/cmq
Coeff. di Poisson	0,2		Tipo Armatura	POCO SENSIBILI	
Resist.Car. CLS 'fcd'	320,0	kg/cmq	Tipo Ambiente	ORDINARIA XC1	
Resist. Calcolo 'fcd'	181,0	kg/cmq	Resist.Car.Acc 'fyk'	4500,0	kg/cmq
Tens. Max. CLS 'rkd'	181,0	kg/cmq	Tens. Rott.Acc 'ftk'	4500,0	kg/cmq
Def.Lim.El. CLS 'eco'	0,20	%	Resist. Calcolo'fyd'	3913,0	kg/cmq
Def.Lim.Ult CLS 'ecu'	0,35	%	Def.Lim.Ult.Acc'eyu'	1,00	%
Fessura Max.Comb.Rare		mm	Sigma CLS Comb.Rare	192,0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Perm	0,3	mm	Sigma CLS Comb.Perm	144,0	kg/cmq
Fessura Max.Comb.Freq	0,4	mm	Sigma Acc Comb.Rare	3600,0	kg/cmq
Peso Spec.CLS Armato	2500	kg/mc	Copriferro Netto	5,0	cm
CARATTERISTICHE MATERIALE MURI GRAVITA'					
Resistenza di calcolo a compressione del materiale				100,0	Kg/cmq
Resistenza di calcolo a trazione del materiale				0,0	Kg/cmq
Peso specifico del materiale				2500	Kg/mc
Peso specifico del calcestruzzo magro di fondazione				2200	Kg/mc
Denominazione del materiale			CALCESTRUZZO MAGRO NON ARMATO		
CARATTERISTICHE DEI MICROPALI (Tipologia=Nessuna)					
Modulo elastico omogeneizzato del materiale:				300	t/cmq
Sforzo di taglio massimo di calcolo nel singolo micropalo				75	t
Momento flettente massimo di calcolo nel singolo micropalo				75	tm
Peso specifico omogeneizzato del materiale				2500	Kg/mc
Denominazione tipo di micropali			MICROPALO DI ESEMPIO		
CARATTERISTICHE DEI TIRANTI					
Tensione di snervamento dell'acciaio				3250	Kg/cmq
Modulo elastico dell'acciaio				2100	t/cmq
Ancoraggi effettuati con bulbo di calcestruzzo iniettato					

DATI TERRAPIENO MURO 1							
Muro n.1							
DATI TERRAPIENO							
Altezza del terrapieno a monte nel punto di contatto col muro:1.5 m							
Altezza del terrapieno a valle nel punto di contatto col muro:1.1 m							
Inclinaz. media terreno valle(positivo se scende verso valle):0 °							
Angolo di attrito tra fondazione e terreno:23 °							
Adesione tra fondazione e terreno:1 Kg/cmq							
Angolo di attrito tra fondazione e terreno in presenza acqua:23 °							
Adesione tra fondazione e terreno in presenza di acqua:1 Kg/cmq							
Permeabilita' Terreno:BASSA							
Muro Vincolato:NO							
Coefficiente BetaM:379							
Coefficiente di intensita' sismica orizzontale:042							
Coefficiente di intensita' sismica verticale:021							
Coordinate dei vertici aggiuntivi per la determinazione della spezzata dell'estradosso del terrapieno a monte e a valle. Le coordinate sono fornite per il terrapieno a monte rispetto al punto iniziale (ovvero piu' a sinistra), mentre per il terrapieno a valle sono riferite al punto piu' in basso a sinistra della fondazione.							
POLIGONALE MONTE				POLIGONALE VALLE			
Vertice	Ascissa m	Ordinata m		Vertice	Ascissa m	Ordinata m	
1	10,00	1,00					

DATI STRATIGR. MURO 1			
STRATIGRAFIA DEL TERRENO			
STRATO n.	1		
Spessore dello strato:		4,80	m
Angolo di attrito interno del terreno:		23	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:		18	°

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

DATI STRATIGR. MURO 1

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,01	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,03	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1800	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,50	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,65	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	800	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:		0,00

STRATO n.	2	
Spessore dello strato:	2,40	m
Angolo di attrito interno del terreno:	20	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	12	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,04	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,06	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1911	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	0,61	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	0,40	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	911	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:		0,00

STRATO n.	3	
Spessore dello strato:	30,00	m
Angolo di attrito interno del terreno:	21	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	15	°
Coesione del terreno in condizioni drenate:	0,30	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni drenate:	0,19	Kg/cmq
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1971	Kg/mc
Coesione del terreno in condizioni non drenate:	1,60	Kg/cmq
Adesione tra il terreno e il muro in condizioni non drenate:	1,00	Kg/cmq
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	971	Kg/mc
Coefficiente di Lambe per attrito negativo pali:		0,00

DATI RIEMPIMENTI MURO 1

DATI RIEMPIMENTI MONTE E VALLE

MURO n.	1	
		RIEMPIMENTO MONTE:
Angolo di inclinazione del riempimento:	0	°
Angolo di attrito interno del terreno:	23	°
Angolo di attrito tra terreno e muro:	20	°
Peso specifico apparente del terreno in assenza di acqua:	1700	Kg/mc
Peso specifico efficace del terreno sommerso:	700	Kg/mc

COORDINATE STRATI MURO 1

Strato	Vertice	Ascissa m	Ordinata m	Strato	Vertice	Ascissa m	Ordinata m
1	1	-2,00	-0,50	1	2	2,00	-0,50
	3	4,50	1,80				
2	1	-9,00	-2,40	2	2	4,70	-2,40
	3	8,40	-1,23		4	10,00	-1,02

GEOMETRIA MURO 1

MURO A MENSOLA IN CEMENTO ARMATO

Altezza del paramento:	1,50	m
Spessore del muro in testa (sezione orizzontale):	40	cm
Scostamento della testa del muro (positivo verso monte):	0	cm
Spessore del muro alla base (sezione orizzontale):	40	cm

GEOMETRIA MURO 1

FONDAZIONE DIRETTA

Lunghezza della mensola di fondazione a valle:	72	cm
Lunghezza della mensola di fondazione a monte:	58	cm
Spessore minimo della mensola a valle:	50	cm
Spessore massimo della mensola a valle:	50	cm
Spessore minimo della mensola a monte:	50	cm
Spessore massimo della mensola a monte:	50	cm

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

GEOMETRIA MURO 1

FONDAZIONE DIRETTA

Inclinazione del piano di posa della fondazione:	0	°
Sviluppo della fondazione:	10,0	m
Spessore del magrone:	10	cm

CARICHI MURO 1

SOVRACCARICHI SUL TERRAPIENO

CONDIZIONE n.	1	----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,00	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	0,00	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	0,00	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

CONDIZIONE n.	2	----
Sovraccarico uniformemente distribuito generalizzato:	0,00	t/mq
Sovraccarico uniformemente distribuito a nastro:	0,00	t/mq
Distanza dal muro del punto di inizio del carico a nastro:	1,50	m
Distanza dal muro del punto di fine del carico a nastro:	8,50	m
Sovraccarico concentrato lineare lungo lo sviluppo:	0,00	t/m
Distanza dal muro del punto di applicazione carico lineare:	1,00	m
Carico concentrato puntiforme:	0,00	t
Interasse tra i carichi puntiformi lungo lo sviluppo:	1,00	m
Distanza dal muro punto di applicazione carico puntiforme:	0,00	m
Sovraccarico uniformemente distribuito terrapieno a valle:	0,00	t/mq

COMBINAZIONI MURO 1

Cond. Num.	Descrizione Condizione
1	PERMANENTE
2	PERMANENTE

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.U. A 1

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,50	0,00									0,00
2	1,50	1,50									0,00
3	1,00	0,00									1,00

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. RARA

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,00									
2	1,00	1,00									

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. FREQ.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,00									
2	1,00	0,00									

COMBINAZIONI MURO 1

COMBINAZIONI DI CARICO S.L.E. PERM.

Comb	Cond.1	Cond.2	Cond.3	Cond.4	Cond.5	Cond.6	Cond.7	Cond.8	Cond.9	Cond10	Sisma
1	1,00	0,00									

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	3	EQU
Momento forze ribaltanti complessivo:	2534	Kgm/m
Momento stabilizzante forze peso e carichi:	6145	Kgm/m
Momento stabilizzante massimo dovuto ai tiranti:	0	Kgm/m

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Coefficiente sicurezza minimo al ribaltamento:	2,42	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE STABILITA' MURO 1

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Combinazione di carico piu' svantaggiosa:	1	A1
Risultante forze che attivano lo scorrimento:	2864	Kg/m
Risultante forze che si oppongono allo scorrimento:	3727	Kg/m
Forza dei tiranti che si oppone allo scorrimento:	0	Kg/m
Coefficiente sicurezza minimo allo scorrimento:	1,30	-----
LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA		

VERIFICHE MURO 1

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez. N.	l m	D m	H m	E m	X g c	Y g c	ng	mb	Nsd u Kg	Msd u Kg	A sin c	A des c	n. °	n. °	Nr du Kg	Mrdu Kg	mb ag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrd us Kg	A sta c mq/m	Verif .
1	1	0	40	00	92	200	0	1	0	0	0,0	0,0	0	0	0	0	1	0	0	0		OK
2	1	30	40	00	92	170	0	3	317	11	7,7	7,7	0	0	317	10371	3	117	16217	0		OK
3	1	60	40	00	92	140	0	1	617	77	7,7	7,7	0	0	617	10423	1	349	16217	0		OK
4	1	90	40	00	92	110	0	1	917	232	7,7	7,7	0	0	917	10475	1	701	16217	0		OK
5	1	120	40	00	92	80	0	1	1217	509	7,7	7,7	0	0	1217	10526	1	1169	16217	0		OK
6	1	150	40	00	92	50	0	1	1517	944	7,7	7,7	0	0	1517	10578	1	1751	16217	0		OK

VERIFICHE MURO 1

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez. N.	l m	D m	H m	E m	X g c	Y g c	ng	mb	Nsd u Kg	Msd u Kg	A sin c	A des c	n. °	n. °	Nr du Kg	Mrdu Kg	mb ag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrd us Kg	A sta c mq/m	Verif .
1	4	0	50	00	0	25	90	1	1747	43	0,0	0,0	0	0	0	0	0	0	0	0		OK
2	4	30	50	00	30	25	90	3	1717	17	7,7	7,7	0	0	1717	10816	3	524	65006	0		OK
3	4	60	50	00	60	25	90	3	1776	241	7,7	7,7	0	0	1776	10836	1	1087	65006	0		OK
4	4	72	50	00	72	25	90	3	1799	375	7,7	7,7	0	0	1799	10844	1	1308	65006	0		OK

VERIFICHE MURO 1

VERIFICHE DI RESISTENZA MURO

Sez. N.	l m	D m	H m	E m	X g c	Y g c	ng	mb	Nsd u Kg	Msd u Kg	A sin c	A des c	n. °	n. °	Nr du Kg	Mrdu Kg	mb ag	Vsdu Kg	Vrdu c Kg	Vrd us Kg	A sta c mq/m	Verif .
1	5	0	50	00	170	25	90	1	1113	12	0,0	0,0	0	0	0	0	1	241	0	0		OK
2	5	30	50	00	140	25	90	1	1013	112	7,7	7,7	0	0	1013	10577	1	569	86722	0		OK
3	5	58	50	00	112	25	90	3	806	283	7,7	7,7	0	0	806	10506	3	815	86722	0		OK

VERIFICHE MURO 1

FESSURAZIONE MURI

Muro N.	Ele	Tipo Comb	Cm b fes	Sez. fes	N fes Kg	M fes Kg	Dist. cm	Wcalc mm	W Lim mm	Verifica
1	5	Freq	1	3	848	-203	26	0,00	0,40	OK
		Perm	1	3	848	-203	26	0,00	0,30	OK
1	4	Freq	1	4	1666	-287	26	0,00	0,40	OK
		Perm	1	4	1666	-287	26	0,00	0,30	OK

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

VERIFICHE MURO 1

FESSURAZIONE MURI										
Muro	Ele	Tipo	Cm b	Sez.	N fes	M fes	Dist.	Wcalc	W Lim	Verifica
N.		Comb	fes	fes	Kg	Kgm	cm	mm	mm	
1	1	Freq	1	6	1513	726	26	0,04	0,40	OK
		Perm	1	6	1513	726	26	0,04	0,30	OK

VERIFICHE MURO 1

TENSIONI DI ESERCIZIO MURI																
Muro	E	Ti	C	Se	N □c	M □c	□c	□c	C	Se	N □f	M □f	□f	□f	Verifica	
N.	le	po	mb	z.	Kg	Kgm	Kg/c	max	mb	z.	Kg	Kgm	Kg/c	max		
		Co	□	□c			mq	Kg/c	□	□f			mq	Kg/c		
1		rara	1	3	848	-203	1,1	192,0	1	3	848	-203	13	3600	OK	
	5	perm	1	3	848	-203	1,1	144,0	1						OK	
1		rara	1	4	1666	-287	1,2	192,0	1	4	1666	-287	6	3600	OK	
	4	perm	1	4	1666	-287	1,2	144,0	1						OK	
1		rara	1	6	1513	726	7,5	192,0	1	6	1513	726	185	3600	OK	
	1	perm	1	6	1513	726	7,5	144,0	1						OK	

VERIFICA PORTANZA MURO 1

VERIFICHE PORTANZA FONDAZIONE

Numero dello strato corrispondente alla fondazione:	1	---
Combinazione di carico piu' gravosa:	1	A1
Scarico complessivo ortogonale al piano di posa:	7,35	t/m
Scarico complessivo parallelo al piano di posa:	0,57	t/m
Eccentricita' dello scarico lungo il piano di posa:	-0,08	m
Larghezza della fondazione:	1,90	m
Lunghezza della fondazione:	10,00	m
Valore efficace della larghezza:	1,75	m
Peso specifico omogeneizzato del terreno:	1800	Kg/mc
Pressione verticale dovuta al peso del terrapieno a valle :	1,98	t/mq

VERIFICA IN CONDIZIONI DRENATE

Fattori di capacita' portante: Ng =	7,9027	Nq =	8,6612	Nc =	18,0486
Fattori di forma: Sg =	1,0399	Sq =	1,0399	Sc =	1,0799
Fattori di profondita: Dg =	1,0000	Dq =	1,2237	Dc =	1,2530
Fattori inclinazione carico: Ig =	0,8658	Iq =	0,9107	Ic =	0,8991
Fattori inclinazione base: Bg =	1,0000	Bq =	1,0000	Bc =	1,0000
Fattori incl. piano campagna: Gg =	1,0000	Gq =	1,0000	Gc =	1,0000
Pressione media limite:				33,56	t/mq
Sforzo normale limite:				41,94	t/m
Coefficiente di sicurezza: (Sf.Norm.Lim/Scar.Compl.Ortog.)				5,71	---

VERIFICA IN CONDIZIONI NON DRENATE

Fattore di capacita' portante: Nco =	5,1416	Nqo =	1,0000	
Fattore di forma: Sco =	1,0350	Sqo =	1,0000	
Fattore di profondita: Dco =	1,2744	Dqo =	1,0000	
Fattore inclinazione carico: Ico =	0,9767	Iqo =	1,0000	
Fattore inclinazione base: Bco =	1,0000	Bqo =	1,0000	
Fattore incl. piano campagna: Gco =	1,0000	Gqo =	1,0000	
Pressione media limite in condizioni non drenate:			35,10	t/mq
Sforzo normale limite in condizioni non drenate:			43,86	t/m
Coefficiente di sicurezza in condizioni non drenate:			5,97	

LA VERIFICA RISULTA SODDISFATTA

12 FICHE DI STABILITA'

12.1.1 Premessa

Si è effettuata la verifica di stabilità del pendio, al fine di verificare il miglioramento conseguito dall'inserimento dell'opera di contenimento.

La caratterizzazione geologica del terreno a monte del rilevato è rappresentata dall'alto verso il basso da Limi con Argilla sabbiosi colore giallastro bruno, Limi con argilla sabbiosi, Argille limose grigio azzurre.

Lo strato n°1 di Limi con Argilla sabbiosi è stato considerato nelle condizioni residue, e a vantaggio di sicurezza, si sono assunti i corrispondenti parametri geotecnici del sondaggio S5a ($c_r' = 0.00$ kPa; $\varphi_r' = 17.0^\circ$)

Dal DTM si sono estrapolate alcune sezioni su cui è stata ricostruita la stratigrafia al fine di effettuare le verifiche di stabilità.

Sono stati considerati i carichi permanenti, i carichi stradali e le diverse condizioni al contorno presenti.

Le verifiche sono state effettuate con i parametri geotecnici sia in condizioni "drenate" (Tensioni efficaci), che "non drenate" (Tensioni totali) che nelle condizioni residue.

I calcoli sono stati elaborati applicando la normativa attualmente vigente, cioè al D.M. del 17/01/2018 secondo l'Approccio "1" con la Combinazione 2 (A2+M2+R2), con il metodo "Bell" e "Bishop".

La verifica alla stabilità del pendio deve fornire un coefficiente di sicurezza, FS, non inferiore a 1,10.

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare.

In particolare il programma utilizzato "C.D.D." della "STS S.r.l.", esamina un numero di superfici che dipende dalle impostazioni fornite e che sono riportate nella corrispondente sezione. Il processo iterativo permette di determinare il coefficiente di sicurezza di tutte le superfici analizzate. Si riportano nel seguito le verifiche grafiche eseguite sotto le ipotesi in precedenza ampiamente descritte.

12.1.2 Tabulati

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le costruzioni* emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21/01/2019, n. 7 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni".

Le verifiche sono state condotte rispetto agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) applicando alle caratteristiche geotecniche del terreno i coefficienti parziali del gruppo M2 (Tab. 6.2. II NTC).

π VERIFICHE DI STABILITÀ

I fenomeni franosi possono essere ricondotti alla formazione di una superficie di rottura lungo la quale le forze, che tendono a provocare lo scivolamento del pendio, non risultano equilibrate dalla resistenza a taglio del terreno lungo tale superficie.

La verifica di stabilità del pendio si riconduce alla determinazione di un coefficiente di sicurezza, relativo ad una ipotetica superficie di rottura, pari al rapporto tra la resistenza al taglio disponibile e la resistenza al taglio mobilitata.

Suddiviso il pendio in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla

Mohr-Coulomb, che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base, le incognite, per la determinazione dello equilibrio di ogni concio, risultano essere le reazioni laterali, i loro punti di applicazione, e la reazione normale alla base.

Per la determinazione di tutte le incognite, le equazioni di equilibrio risultano insufficienti, per cui il problema della stabilità dei pendii è, in via rigorosa, staticamente indeterminato. La risoluzione del problema va perseguita introducendo ulteriori condizioni sugli sforzi agenti sui concio. Tali ulteriori ipotesi differenziano sostanzialmente i diversi metodi di calcolo.

I casi in cui non è possibile stabilire un coefficiente di sicurezza per il pendio vengono segnalati attraverso le seguenti stringhe:

- SCARTATA : coefficiente di sicurezza minore di 0,1;
- NON CONV. : convergenza del metodo di calcolo non ottenuta;
- ELEM.RIG. : intersezione della superficie di scivolamento con un corpo rigido.

• METODO DI BELL

L'ipotesi alla base del metodo consiste nell'imporre una specifica distribuzione delle tensioni normali lungo la superficie di scivolamento.

Definite le quantità:

$$- f = \operatorname{sen} \left(2 \cdot pg \cdot \frac{xb - xi}{xb - xa} \right)$$

- pg = costante pi greca
- xb = ascissa punto di monte del pendio
- xa = ascissa punto di valle del pendio
- xi = ascissa parete di monte del pendio
- Kx, Ky = coeff. sismici orizzontale e verticale
- xci = ascissa punto medio alla base del concio i
- zci = ordinata punto medio alla base del concio i
- xgi, ygi = ascissa e ordinata baricentro concio i
- xmi, ymi = ascissa e ordinata punto applicazione risultante forze esterne

il coefficiente di sicurezza F scaturisce come parametro contenuto nei coefficienti del sistema di equazioni:

$$\begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} C_1 \\ C_2 \\ C_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{14} \\ a_{24} \\ a_{34} \end{bmatrix}$$

dove:

$$\begin{aligned}
a_{11} &= (1 - Kx) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(\bar{f}i) - F \cdot \sum_i W_i \sin(a_i) \cos(a_i) \right) \\
a_{12} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(\bar{f}i) - F \cdot \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) \\
a_{13} &= \sum_i c_i \cdot b \\
a_{14} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(\bar{f}i) + F(Kx \cdot \sum_i W_i - Q_i) \\
a_{21} &= (1 - Ky) \cdot \left(\sum_i W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \cdot \tan(\bar{f}i) + F \cdot \sum_i W_i \cos^2(a_i) \right) \\
a_{22} &= \sum_i f \cdot b \cdot \tan(a_i) + F \cdot \sum_i f \cdot b \\
a_{23} &= \sum_i c_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \\
a_{24} &= \sum_i u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \cdot \tan(\bar{f}i) + F \left[(1 - Ky) \cdot \sum_i W_i + P_i \right] \\
a_{31} &= (1 - Ky) \cdot \left\{ \begin{aligned} &\sum_i (W_i \cdot \cos^2(a_i) \cdot \tan(\bar{f}i)) \cdot zci - \\ &\left[- \sum_i (W_i \cdot \sin(a_i) \cos(a_i) \tan(\bar{f}i)) \cdot xci - F \left[\sum_i (W_i \cos^2(a_i)) \cdot xci + \sum_i (W_i \sin(a_i) \cos(a_i)) \cdot zci \right] \right] \end{aligned} \right\} \\
a_{32} &= \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci - \sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(\bar{f}i)) \cdot xci - F \cdot \left[\sum_i (f \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot zci + \sum_i (f \cdot b \cdot xci) \right] \\
a_{33} &= \sum_i (c_i \cdot b) \cdot zci - \sum_i (c_i \cdot b \cdot \tan(a_i)) \cdot xci \\
a_{34} &= \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(\bar{f}i)) \cdot zci - \sum_i (u_i \cdot b \cdot \tan(a_i) \tan(\bar{f}i)) \cdot xci + F \cdot Kx \sum_i W_i \cdot ygi - (1 - Ky) \sum_i W_i \cdot xgi - Q_i \cdot ymi - P_i \cdot xmi
\end{aligned}$$

• METODO DI BISHOP

Le ipotesi alla base dell'espressione di Bishop del coefficiente di sicurezza sono date da:

- superficie di scivolamento circolare;
- uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci.

$$(1) \quad F = \frac{\sum_{i=1}^N [c_i \cdot b + (W_i (1 - Kv) - u_i \cdot b) \tan(\bar{f}i)] \frac{\sec(a_i)}{1 + \tan(\bar{f}i) \tan(a_i)}}{\sum_{i=1}^N W_i \left[(1 - Kv) \sin(a_i) + \frac{Kh \cdot dh_i}{R} \right]}$$

dove:

- N = numero di conci in cui e' suddiviso il pendio
- c_i = coesione alla base del concio i
- b = larghezza del concio
- W_i = peso del concio
- u_i = pressione interstiziale alla base
- $\bar{f}i$ = angolo di attrito del terreno alla base del concio
- a_i = inclinazione della base del concio
- Kv = coefficiente sismico verticale
- Kh = coefficiente sismico orizzontale
- R = raggio del cerchio di scivolamento
- dh_i = distanza verticale del profilo superiore del concio dal centro della superficie di scivolamento

Tale espressione del coefficiente di sicurezza F risulta in forma implicita, pertanto viene risolta per via ITERATIVA.

- SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA

Numero conci	Numero di conci in cui è suddiviso il pendio
Coefficiente sismico orizzontale	<i>Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica orizzontale</i>
Coefficiente sismico verticale	<i>Moltiplicatore del peso per la valutazione dell'inerzia sismica verticale</i>
Ascissa punto passaggio cerchio (m)	<i>Ascissa del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento</i>
Ordinata punto passaggio cerchio (m)	<i>Ordinata del punto di passaggio imposto per tutti i cerchi di scorrimento</i>
Ascissa polo (m)	<i>Ascissa del primo punto centro del cerchio di scorrimento</i>
Ordinata polo (m)	<i>Ordinata del primo punto centro del cerchio di scorrimento</i>
Numero righe maglia	<i>Numero di punti lungo una linea verticale, centri di superfici di scorrimento</i>
Numero colonne maglia	<i>Numero di punti lungo una linea orizzontale, centri di superfici di scorrimento</i>
Passo direzione 'X' (m)	<i>Distanza in orizzontale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari</i>
Passo direzione 'Y' (m)	<i>Distanza in verticale tra i centri delle superficie di scorrimento circolari</i>

- **SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

Str. N.ro		Numero dello strato
Descrizione strato		Descrizione sintetica dello strato
Coesione		Coesione
Ang. attr.		Angolo di attrito interno del terreno dello strato in esame
Densità		Peso specifico del terreno in situ
D. Saturo		Peso specifico del terreno saturo
Vert. N.ro		Numero del vertice della poligonale che definisce lo strato
Ascissa Ordinata	/	Coordinate dei vertici dello strato

- **SPECIFICHE DEI CAMPI DELLA TABELLA DI STAMPA**

La simbologia usata in tabella va interpretata secondo le descrizioni dei campi riportate di seguito:

h	altezza media del concio
L	sviluppo larghezza alla base del concio
α	inclinazione della base del concio
c	coesione terreno alla base del concio
ϕ	angolo di attrito interno alla base del concio
W	peso del concio
hw	altezza della falda dalla base del concio
Qw	risultante delle pressioni interstiziali
Tcn	Contributo elementi resistenti a taglio
Tgg	Contributo geogriglie

LAVORI DI RISANAMENTO DELLA VIA BORREMANS DEL COMUNE DI CALTANISSETTA

DATI GENERALI STABILITA' PENDIO	
DATI GENERALI DI VERIFICA	
Vita Nominale (Anni)	50
Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	14,058
Latitudine Nord (Grd)	37,517
Categoria Suolo	C
Coeff. Condiz. Topogr.	1,000
Probabilita' Pvr	0,100
Periodo di Ritorno Anni	475,000
Accelerazione Ag/g	0,075
Fattore Stratigrafia 'S'	1,500
Coeff. Sismico Kh	0,000
Coeff. Sismico Kv	0,000
Numero conci :	20
Numero elementi rigidi:	1
Tipo Superficie di rottura :	CIRCOLARE PASSANTE PER UN PUNTO
COORDINATE PUNTO DI PASSAGGIO CERCHI DI ROTTURA	
Ascissa pto passaggio cerchio (m):	41,040
Ordinata pto passaggio cerchio (m):	8,790
PARAMETRI MAGLIA DEI CENTRI PER SUPERFICI DI ROTTURA CIRCOLARI	
Ascissa Polo (m):	39,380
Ordinata Polo (m):	10,750
Numero righe maglia :	6,0
Numero colonne maglia :	5,0
Passo direzione 'X' (m) :	0,50
Passo direzione 'Y' (m) :	0,50
Rotazione maglia (Grd) :	30,0
Peso specifico dell' acqua (t/mc) :	1,000
COEFFICIENTI PARZIALI GEOTECNICA TABELLA M2	
Tangente Resist. Taglio	1,25
Peso Specifico	1,00
Coesione Efficace (c'k)	1,25
Resist. a taglio NON drenata (cuk)	1,40
Coefficiente R2	1,00

DATI GEOTECNICI E STRATIGRAFIA								
Str.	Descrizione Strato	Coesione t/mq	Ang.attr Grd	Densita' t/mc	D.Saturo t/mc	Vert N.r o	Ascissa (m)	Ordinata (m)
	Profilo del pendio					1	0,00	10,00
						2	40,00	10,00
						3	40,00	10,90
						4	40,40	10,90
						5	50,40	11,90
						6	80,40	11,90
1		0,000	23,00	1,700	1,700	1	40,13	8,90
						2	40,98	8,90
						3	40,98	10,96
2		0,100	23,00	1,800	1,800	1	37,28	8,40
						2	41,28	8,40
						3	43,78	10,70
3		0,400	19,50	1,911	1,911	1	30,28	6,50
						2	43,98	6,50
						3	47,68	7,67
						4	49,28	7,88
4		2,970	21,20	1,971	1,971			

COEFFICIENTI DI SICUREZZA DEL PENDIO

N.ro Cerchio critico : 16				Bishop	Bell
Cerchi N.ro	Xc (m)	Yc (m)	Rc (m)		
1	39,4	10,8	2,6	3,6097	3,2776
2	39,8	11,0	2,5	2,9215	2,7395
3	40,2	11,3	2,6	2,7422	2,6082
4	40,7	11,5	2,7	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
5	41,1	11,8	3,0	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
6	41,5	12,0	3,2	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
7	39,1	11,2	3,1	3,6348	3,3842
8	39,6	11,4	3,0	2,8549	2,7203
9	40,0	11,7	3,1	2,5936	2,4947
10	40,4	11,9	3,2	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
11	40,9	12,2	3,4	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
12	41,3	12,4	3,7	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
13	38,9	11,6	3,6	3,7032	3,5023
14	39,3	11,9	3,5	2,9593	2,842
15	39,7	12,1	3,6	2,6067	2,5293
16	40,2	12,4	3,7	2,5138	2,4562
17	40,6	12,6	3,8	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
18	41,0	12,9	4,1	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
19	38,6	12,0	4,1	3,7694	3,5986
20	39,1	12,3	4,0	3,1563	3,0463
21	39,5	12,5	4,1	2,7417	2,6839
22	39,9	12,8	4,2	2,5094	2,4595
23	40,4	13,0	4,3	2,5167	2,4976
24	40,8	13,3	4,5	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.
25	38,4	12,5	4,6	3,8422	3,6936
26	38,8	12,7	4,5	3,2642	3,1685
27	39,2	13,0	4,6	2,8659	2,8179
28	39,7	13,2	4,6	2,5903	2,5501
29	40,1	13,5	4,8	2,635	2,6213
30	40,5	13,7	5,0	ELEM.RIG.	ELEM.RIG.

C.D.W. - MURIDI SOSTEGNO DE - Superficie N.ro 16
 Raggio = 3.68 m - Xc = 40.17 m - Yc = 12.36 m
 Bell=2.45 Bishop=2.51

